



МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ И НАУКИ КЫРГЫЗСКОЙ РЕСПУБЛИКИ

**КЫРГЫЗСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ УНИВЕРСИТЕТ
СТРОИТЕЛЬСТВА, ТРАНСПОРТА И АРХИТЕКТУРЫ
ИМ. Н. ИСАНОВА**

На правах рукописи

УДК 624.04+ 699.84

БЕГАЛИЕВ УЛУГБЕК ТУРДАЛИЕВИЧ

**«ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНО-ТЕОРЕТИЧЕСКИЕ ОСНОВЫ
ПОВЫШЕНИЯ СЕЙСМОСТОЙКОСТИ
ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ»**

05.23.01 – строительные конструкции, здания и сооружения

Диссертация на соискание ученой степени

доктора технических наук

Научный консультант:

Заслуженный работник образования КР,

доктор технических наук, профессор

Абдыкалыков Акымбек Абдыкалыкович

Бишкек – 2021



СОДЕРЖАНИЕ

	ВВЕДЕНИЕ	6
ГЛАВА 1	ПРОБЛЕМЫ ОЦЕНКИ И ПОВЫШЕНИЯ СЕЙСМОСТОЙКОСТИ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ	14
1.1	Анализ последствий землетрясений и методы усиления конструкций зданий существующей застройки	16
1.2	Методы расчета сейсмоизолированных зданий	43
1.3	Поведение зданий с системами сейсмозащиты при сейсмическом воздействии	55
1.4	Экспериментальные исследования в сейсмостойком строительстве	58
1.5	Особенности международных и национальных норм в области сейсмостойкого строительства	61
	Заключение по главе 1	70
ГЛАВА 2	МЕТОДЫ ПРОВЕДЕНИЯ ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНО- ТЕОРЕТИЧЕСКИХ ИССЛЕДОВАНИЙ	72
2.1	Методика определения сейсмичности площадки строительства и расчетной сейсмической нагрузки	72
2.2	Способ «инженерное лечение» на основе оценки сейсмической уязвимости зданий существующей застройки	91
2.3	Метод разработки математической модели здания с системой сейсмоизоляции	112
2.4	Методика исследования вибрационных воздействий на макет здания с резинометаллическими элементами	122
2.5	Методика динамических испытаний платформы для исследования зданий разных конструктивных решений	124



2.6	Методика натурных испытаний здания на платформе	129
	Заключение по главе 2	134
ГЛАВА 3	РАЗРАБОТКА ОСНОВЫ РАСЧЕТА ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ НА СЕЙСМИЧЕСКИЕ ВОЗДЕЙСТВИЯ	136
3.1	Определение сейсмической опасности площадки строительства	136
3.2	Определение расчетных сейсмических нагрузок на здания и сооружения	142
3.3	Расчет и конструирование несущих конструкций зданий по линейным анализам для применения способа «инженерное лечение»	153
3.4	Усиление несущих конструкций зданий способом «инженерного лечения»	162
	Заключение по главе 3	170
ГЛАВА 4	ПОВЕДЕНИЕ ЗДАНИЯ НА ОСНОВЕ МОДЕЛИРОВАНИЯ ДИНАМИЧЕСКИХ ХАРАКТЕРИСТИК КОНСТРУКЦИЙ	172
4.1	Определение динамического поведения зданий разных конструктивных систем	172
4.2	Расчет сейсмической нагрузки на здание с учетом сейсмической опасности площадки строительства	183
4.3	Математическая модель здания с резинометаллическими опорами	192
4.4	Расчет распределения усилий надпорной части здания при воздействии сейсмических нагрузок	203
4.5	Определение критического воздействия сейсмических колебаний на здание с системой сейсмоизоляции	209



ГЛАВА 5	ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНО-ТЕОРЕТИЧЕСКИЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ЗДАНИЯ И ИСПЫТАТЕЛЬНОЙ ПЛАТФОРМЫ НА СЕЙСМИЧЕСКИЕ ВОЗДЕЙСТВИЯ	214
5.1	Экспериментальные исследования макета здания с резинометаллическими опорами	214
5.2	Экспериментальные исследования платформы на интенсивные и крутильное воздействие динамических нагрузок	216
5.3	Экспериментальные исследования платформы на гашение сейсмических колебаний	227
5.4	Динамические параметры колебаний платформы для испытания узлов и конструкций зданий	245
5.5	Апробация платформы и натурные динамические испытания здания из легких стальных тонкостенных конструкций	248
	Заключение по главе 5	263
ГЛАВА 6	ТЕХНИКО-ЭКОНОМИЧЕСКАЯ ОЦЕНКА РАСЧЕТА И УСИЛЕНИЯ ЗДАНИЙ	265
6.1	Технико-экономическая эффективность расчета зданий с учетом пиковых ускорений грунтов	265
6.2	Технико-экономическая эффективность усиления зданий способом инженерного лечения конструкций зданий	276
6.3	Технико-экономическая эффективность применения сейсмоизолирующих опор	282
6.4	Технико-экономическая эффективность применения активной системы сейсмозащиты в виде	



	резинометаллических опор под здания новой и существующей застройки	293
6.5	Технико-экономическая эффективность проведения экспериментальных исследований зданий	296
	Заключение по главе 6	297
	ЗАКЛЮЧЕНИЕ	299
	СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ	303
	ПРИЛОЖЕНИЯ	
	Приложение А. Характеристика виброизмерительного преобразователя СТД-2060	354
	Приложение Б. Характеристики вибромашины и регистрирующей аппаратуры	355
	Приложение В. Инструментальные записи, характеризующие интенсивность колебаний платформы и здания-представителя	358
	Приложение Г. Акты о реализации научных результатов, полученных в диссертации	372



ВВЕДЕНИЕ

Актуальность темы диссертации. По уровню обеспечения сейсмической безопасности зданий и сооружений строительные нормы и правила Кыргызской Республики отстают более чем на 30 лет от норм развитых стран, т.к. на этапе проектирования не принимаются во внимание следующие основные положения международных норм: учет пиковых ускорений грунтов; критерии регулярности зданий; распространение ускорений землетрясения от линии сейсмогенерирующих разломов; оценка существующих зданий и усиление конструкций зданий с учетом требований сейсмической безопасности. При оценке сейсмостойкости зданий и сооружений не учитываются комплекс работ по: определению и анализу распространения сейсмических усилий на здания с системами активной сейсмозащиты; экспериментально-теоретическому исследованию поведения зданий на сейсмические воздействия с учетом сейсмологической особенности территории Кыргызской Республики.

Основой для проектирования новых и оценки сейсмостойкости существующих зданий в КР были строительные нормы и правила СНиП КР 20-02:2009 и СНиП 22-01-98 КР [19, 149, 154]. Однако в КР нет действующих норм сейсмоусиления зданий существующей застройки в отличие от многих стран, где были разработаны нормы и руководства по восстановлению зданий существующей застройки после землетрясений. Например, нормы по оценке сейсмостойкости и сейсмоусиления зданий существующей застройки Европейского союза EN 1998-3:2005 и FIB [227, 333], США ASCE/SEI 41-13 и FEMA 547 [192, 243] и Японии JBDPA [223, 340].



Инженерам Кыргызской Республики доступны определенное количество отечественных технических документов по этой теме, включая разработки ГИССИП [122], разработанный в КР и описывающий способы сейсмоусиления зданий, и другие документы, разработанные в Советское время [76, 77, 127]. Для актуализации строительных норм необходимо проведение ряд теоретических и экспериментальных исследований [43, 44, 344], результаты которых подлежат сравнению и анализу с нормами развитых стран.

Здание и ее конструктивные элементы должны проектироваться, возводиться и эксплуатироваться таким образом, чтобы на протяжении предполагаемого срока службы был обеспечен необходимый уровень надежности, долговечности и экономической эффективности.

Актуальной является гармонизация национальных нормативно-технических документов на соответствие международным стандартам, которая будет способствовать развитию строительной науки, экономики и производства нашей страны. Обновлять действующие строительные нормы и правила Кыргызской Республики необходимо осуществлять способом плавного перехода и подготовкой специалистов соответствующего уровня.

Одними из актуальных вопросов рассматриваемой проблемы являются вопросы совершенствования научных основ проектирования и расчетов зданий с применением пиковых ускорений грунтов, изыскания возможностей повышения эксплуатационной пригодности существующих зданий, экспериментальные исследования поведения зданий с и без системы сейсмозащиты на воздействие сейсмических сил. Решение задач, позволяющих повысить сейсмическую безопасность и обеспечить необходимый уровень надежности зданий и сооружений, является актуальной проблемой.

Связь темы диссертации с крупными научными программами (проектами) и основными научно-исследовательскими работами. Работа выполнена в соответствии с Государственной программой «Сейсмическая безопасность в Кыргызской Республике на 2012-2019 годы», утвержденной постановлением Правительства Кыргызской Республики, №523 от 29.08.2011 г.



Целью работы явилось выявление резервов несущей способности, повышение сейсмической безопасности существующих и вновь строящихся зданий и сооружений для условий территории Кыргызской Республики.

Задачи исследований:

- проведение инженерного анализа повреждаемости конструкций, оценка сейсмической уязвимости зданий существующей застройки, расчет сейсмоизолированных зданий;
- выявление особенности распределения сейсмических сил в конструкциях здания без и с системой сейсмоизолируемых резинометаллических опор с учетом сейсмических условий территории Кыргызской Республики;
- разработка методики натурных экспериментальных исследований и установление динамических характеристик существующей испытательной платформы для испытания конструкций, их узлов и фрагментов зданий в Кыргызской Республике;
- актуализация строительных норм и правил Кыргызской Республики на соответствие основным положениям международных стандартов по повышению сейсмобезопасности существующих и вновь строящихся зданий и сооружений.

Научная новизна работы:

- разработан способ «инженерное лечение», позволяющий усилить аналитически подобранные конструктивные элементы системы по предложенным показателям, характеризующим фактическую C и требуемую D расчетную несущую способность повышая эксплуатационную пригодность и надежность существующих зданий (СН КР 22-01:2018);
- сформулированы экспериментально-теоретические основы оценки сейсмической опасности площадки строительства по пиковым ускорениям грунтов a_g с учетом расстояния до основной линии разлома, критериям регулярностей и определения расчетной сейсмической нагрузки по особенностям конструктивной схемы и ответственности зданий и сооружений



для территории Кыргызской Республики (СН КР 20-02:2018 и СН КР 20-02:2018);

– построена математическая модель сейсмостойкости зданий с системами сейсмоизолируемых резинометаллических опор на основе диссипативных и деформирующих свойств тонкослойных резиновых элементов;

– предложены нормативная зависимость определения минимальных и максимальных перемещений при сейсмическом воздействии; эффективный период колебаний здания, зависящее от массы здания и жесткости системы сейсмоизоляции (СНиП КР 20-03:2006);

– экспериментально установлены динамические характеристики, нелинейное поведение и кручение испытательной платформы в условиях Кыргызской Республики, позволяющие выявить закономерности повреждаемости конструкций, их узлов и зданий при сейсмическом воздействии более 0,45g, что соответствует 9-балльной интенсивности по СН КР 20-02:2018;

– установлены в лабораторных условиях время затухания до 10 сек, снижения ускорения до 0,2g и амплитуды колебаний более 22 мм на основании результатов испытания платформы без и с резинометаллическими опорами.

Практическая значимость полученных результатов:

– повышение надежности и эксплуатационной пригодности зданий при усилении аналитически подобранных конструктивных элементов системы с использованием разработанного способа «инженерное лечение»;

– оценка сейсмичности площадки строительства посредством выбора реальных значений пиковых ускорений грунтов a_g и расстояния площадки строительства до основной линии разлома;

– определение расчетной сейсмической нагрузки и проектирование сейсмостойких зданий в соответствии с предложенными критериями регулярностей и коэффициента поведения конструктивного решения зданий и сооружений;



- конструирование сейсмоизолирующих резинометаллических опор по предложенным упрощенным зависимостям определения перемещений, эффективного периода колебаний и разработанной математической модели сейсмоизолируемого здания с учетом диссипативных и деформирующих свойств резиновых элементов;
- установление распределения сейсмических сил в конструкциях, повреждаемости конструкций, их узлов и здания на сейсмическое воздействие более 0,45g по разработанной методике экспериментальных исследований на испытательной платформе с модернизированной вибромашиной;
- актуализированы строительные нормы в области сейсмостойкого строительства для повышения надежности и обеспечения определенного уровня сейсмической безопасности зданий и сооружений.

Экономическая значимость полученных результатов. Разработанные специалистами Института сейсмологии НАН КР и принятые предыдущими нормами 2009 года значения коэффициента сейсмичности 0,7 g для 400 населенных пунктов в соответствии с требованиями новых строительных норм СН КР 20-02:2018 приняты фактические значения ускорений 0,59 g, 0,5 g и 0,49g для 6, 110 и 284 населенных пунктов соответственно. Использование этих данных в расчетах при проектировании зданий приводит к снижению сейсмических нагрузок на реальных строительных площадках строительства.

Применение способа «инженерное лечение» позволяет повысить сейсмостойкость при усилении аналитически подобранных конструктивных элементов здания. Установлено уменьшение стоимости строительномонтажных работ по усилению конструкций здания способом «инженерного лечения» здания в 2 раза по сравнению с традиционным методом на примере 4 школ и 2 детских садов в гг. Балыкчы и Токтогул. Снижение стоимости усиления способом «инженерного лечения» составило более 15,0 тыс.сом/кв.м.

Строительство зданий с системой сейсмоизоляции в виде резинометаллических опор, которая учитывает диссипативные и демпфирующие свойства резиновых слоев, позволит снизить сейсмические



воздействия на здания и сооружения до 1,5-2 баллов интенсивности землетрясения, что, как известно, для таких зданий, обеспечивает уменьшение себестоимости строительства до 12-15%.

Основные положения диссертации, выносимые на защиту:

- способ «инженерное лечение» здания: об усилении аналитически подобранных конструктивных элементов для повышения сейсмостойкости здания;
- экспериментально-теоретические основы оценки сейсмической опасности площадки строительства по пиковым ускорениям грунтов a_g и расстоянию до основной линии сейсмогенерирующего разлома в условиях территории Кыргызской Республики, критериям регулярностей и определения расчетной сейсмической нагрузки по особенностям конструктивной схемы и ответственности зданий и сооружений;
- экспериментально установленные динамические характеристики модернизированной платформы;
- методика проведения натурного испытания здания на модернизированной испытательной платформе, имеющей нелинейное поведение и кручение при сейсмическом воздействии 0,45 g.

Личным вкладом автора являются:

- в предложении способа «инженерное лечение» здания об усилении аналитически подобранных конструктивных элементов для повышения сейсмостойкости здания;
- в обосновании гармонизированных с еврокодами предложений и сформулировании экспериментально-теоретических основ оценки сейсмической опасности площадки строительства по пиковым ускорениям грунтов в условиях территории Кыргызской Республики и определения расчетной сейсмической нагрузки по спектрам упругих реакций, особенностям конструктивной системы и ответственности зданий и сооружений;
- в разработке методики исследования поведения платформы при экспериментальном испытании на динамические нагрузки зданий разной



комбинации, в том числе с и без систем гасителей колебаний, позволяющих выявить общие закономерности деформирования и разрушения конструкций. Методика апробирована при натурном испытании двухэтажного здания из легких стальных тонкостенных конструкций на сейсмические воздействия;

– в разработке математической модели здания с системой сейсмоизоляции в виде резинометаллических опор на основе диссипативных и демпфирующих свойств резиновых слоев.

Апробация результатов диссертации. Основные положения диссертации доложены на международных, отечественных и региональных конференциях: по сейсмостойкому строительству, сейсмической опасности, оценке сейсмостойкости, сейсмического риска и сейсмической уязвимости (Алматы-2006-2019, Стамбул-2007-2011, Бишкек-2012-2021, Салоники-2018); по распространению упругих и упругопластических волн, газовой и волновой динамике (Бишкек-2009-2017); по инновационным технологиям и передовым решениям (Бишкек-2013-2020); по глобальному планированию урбанизации и повышению торговой привлекательности жилых домов (Сеул-2015); по сейсмостойкому строительству (Бишкек-2016, 2018); Российской научной национальной конференции по сейсмическому микрорайонированию и сейсмостойкому строительству (Сочи-2015, Санкт-Петербург-2019); международной конференции «Дистанционные и наземные исследования Земли в Центральной Азии» (Бишкек-2014); международной научно-практической конференции «Вызовы современности: инновационное развитие строительной отрасли, проблемы ее цифровизации и стандартизации», посвященной 65-летию начала подготовки инженеров-строителей и архитекторов ФПИ-КГУСТА и республиканской научно-практической конференции «Современные технологии строительства зданий и сооружений. Проблемы и пути решения» (Бишкек-2019).

Достоверность результатов работы обоснована применением экспериментально-теоретических исследований и вероятностных методов математического моделирования зданий и обработкой результатов



исследований на программных комплексах; допущений механ деформируемых твердых тел и теории сейсмостойкости зданий и сооружений; сопоставлениями полученных результатов решения конкретных задач исследования с ранее известными решениями ведущих ученых; удовлетворительным сопоставлением полученных экспериментально установленных результатов с ранее проведенными исследованиями других авторов.

Внедрение результатов исследования. Результаты работы внедрены при разработке строительных норм и проектировании зданий и сооружений Государственным институтом сейсмостойкого строительства и инженерного проектирования Государственного агентства архитектуры, строительства и жилищно-коммунального хозяйства при Кабинете министров Кыргызской Республики (ГИССИП Госстроя КР), Открытым акционерным обществом «Промпроект», строительной компанией «Каркас.KG» (ООО «Seido Systems»).

Полнота отражения результатов диссертации в публикациях. Опубликовано 44 научных трудов, из них 2 монографии, 2 патента, 7 публикаций в журналах, индексируемых в базе данных Web of Science и Scopus.

Структура и объем диссертации. Диссертационная работа состоит из введения и пяти глав, заключений и рекомендаций, списка использованных источников и приложений. Текстовая часть на 305 страницах и приложения на 24 страницах. В работе содержится 43 таблицы, 137 рисунков, список использованных источников насчитывает 356 наименований, в том числе 174 – на английском языке.



ГЛАВА 1 ПРОБЛЕМЫ ОЦЕНКИ И ПОВЫШЕНИЯ СЕЙСМОСТОЙКОСТИ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

Национальная стратегия развития Кыргызской Республики на 2018-2040 годы (НСР-2040), утвержденная Указом Президента КР включает обеспечение безопасного социального жилья и применение инновационных методов обеспечения безопасности жителей, строительство высотных зданий с современной архитектурой с соблюдением действующих строительных норм [97, 98]. «Невозможно постоянно «расширяться вширь, нужно расти ввысь». Мы должны изменить образ наших городов и сел, придать им современный облик, что потребует нового подхода к пространственному планированию и развитию, повысит требования к архитектурным и строительным нормам и стандартам. Вместе с тем это обязывает формировать городскую культуру и среду развития. Развитие города не только как промышленного, финансового, культурного центра, но и формирование культуры поведения и отношения людей друг с другом...» - говорится в Национальной стратегии развития КР [97].

Всемирная программа по разработке Глобальной модели землетрясения включала 11 подпрограмм, в том числе Модель землетрясения Центральной Азии в 2010-2015гг. Центральноазиатский институт исследования Земли и Международный университет инновационных технологий провели большую работу по оценке сейсмической уязвимости существующих зданий в городах и сельской местности Кыргызской Республики [15, 183, 346]. Для анализа поведения зданий во время землетрясения выбраны здания с разными конструктивными системами, установлены датчики и проведены исследования



[228, 347]. следующая задача паспортизация зданий существующей застройки для оценки сейсмической уязвимости и риска на всей территории КР [184].

В 2012 и 2013 году в рамках инициативы по повышению сейсмической безопасности школ в КР Государственный институт сейсмостойкого строительства и инженерного проектирования (ГИССИП) провел оперативную оценку сейсмостойкости 806 детских садов и 2 222 школ при поддержке ЮНИСЕФ [179]. В результате было выявлено, что более 80% всех исследованных детских садов и школ имеют «низкий уровень сейсмической безопасности». В целом, девять из десяти дошкольных и школьных учреждений не соответствуют требованиям по несущей способности конструкций и нуждаются в скорейших усилениях несущих и ненесущих конструкций.

В связи с этим Министерство образования и науки КР разработало государственную программу «Безопасные школы и дошкольные учреждения Кыргызской Республики» (2015-2024 гг.) для внедрения мер защиты и повышения уровней безопасности образовательных учреждений [29]. Программа направлена на решение вопросов реконструкции и усиления зданий учебных заведений для повышения их сейсмической устойчивости и безопасности.

В рамках Проекта градостроительства Всемирный банк поддержал экспериментальное усиление шести типовых зданий школ в гг. Балыкчы и Токтогул, находящихся в зоне осуществления проекта, для повышения их сейсмической безопасности и энергоэффективности [318].

Из приведенного литературного обзора следует, что сейсмостойкость зданий зависит от корректного выбора сейсмичности площадки строительства, определения расчетной сейсмической нагрузки, квалифицированного проектирования и качественного выполнения строительно-монтажных работ.

Существующая застройка представлена зданиями с различной степенью сейсмостойкости, т.к. возводились в разное время и отражают требования существовавших ранее нормативных документов, регламентирующих правила



строительства в сейсмических районах, которые претерпели существенные изменения.

Исследованиям по повышению сейсмостойкости зданий и сооружений внесли большой вклад следующие ученые: Я.М. Айзенберг, С.В. Поляков, Т.Ж. Жунусов, Т.Р. Рашидов, Дж. Хаузнер, Н. Ньюмарк, Дж. Келли, Т. Фузуки, А. Вада, С.Николич-Бржев, С. Джейн, М. Фардис, Э. Карвало, Е. Бут, А. Мартелли, К. Фуллер, М. Ердик, А. Ансал, Э. Хачиян, М. Мелкумян, Г.Н. Ашкинадзе, Г.А. Шапиро, И.Е. Ицков, М.У. Ашимбаев, Ш.А. Хакимов, Ю.И. Немчинов, В.А. Ржевский, И.Ф. Ципенюк, И.И. Ведяков, А.Г. Тяпин, Т.А. Белаш, А.М. Уздин, Ю.П. Назаров, А.А. Беспаяев, Т.О. Ормонбеков, В.С. Семенов, М.М. Деглина, М.К. Абдыбалиев, С.К. Уранова, Е.К. Калашников, Л.Л. Солдатова, М.Ч. Апсеметов и др.

1.1 Анализ последствий землетрясений и методы усиления конструкций зданий существующей застройки

В мире ежегодно происходит более 10 сильных землетрясений магнитудой более 7,1 и ведутся анализ их последствий для сравнения с требованиями действующих норм и при необходимости введения изменений [70, 71, 72].

Территория Кыргызской Республики расположена в регионе высокой сейсмической опасности, т.е. здания в стране могут подвергаться воздействию сильных землетрясений. Действующая карта сейсморайонирования страны классифицирует населенные пункты исходя из пиковых ускорений грунтов и ожидаемой сейсмической интенсивности (баллы) по новой шкале, разработанной и утвержденной в СН КР 20-02:2018 (7, 8, 9 баллов). Трудно определить прямую корреляцию между шкалой MSK-64 и подходом к определению уровня сейсмической опасности, используемым в других странах, где сейсмическая опасность зоны, в которой располагается объект, оценивается



как пиковое ускорение грунта (ПГУ) при землетрясении (представленные в долях единицы ускорения свободного падения, g), которое обычно устанавливается строительными нормами и правилами. Значение ПГУ для определенной зоны зависит от близости к источникам землетрясения (геологическим разломам) и прогнозируемой вероятности превышения, например, в США и Канаде используется вероятность превышения 2% через 50 лет. В США и других странах для сопоставления уровней интенсивности землетрясений с соответствующими значениями ПГУ используется модифицированная шкала Меркалли. Например, уровень интенсивности IX по модифицированной шкале Меркалли (чуть ниже, чем уровень интенсивности 9 по шкале MSK-64) соответствует значению ПГУ не ниже 0,65 g [68]. Для сравнения, значение ПГУ для расчетного землетрясения в г. Анкоридж, Аляска, составляет 0,4 g [75] (Анкоридж — одно из самых сейсмоопасных мест в США). По прогнозам, в некоторых районах Кыргызской Республики с уровнем интенсивности 9 баллов по шкале MSK-64 могут произойти землетрясения магнитудой не менее 7,5 по шкале Рихтера, приравненное на более 0,5 g [122].

В связи с этим значения пиковых ускорений грунтов и интенсивности землетрясений на новых картах сейсморайонирования Кыргызской Республики 2018 года и в настоящем исследовании сильно отличаются от предыдущих разработок сейсмологов и геологов.

За последние 25 лет в Кыргызской Республике произошло несколько разрушительных землетрясений, включая Байсоорунское землетрясение 1990 года (магнитудой 6,3), Суусамырское 1992 года (магнитудой 7,3) и Кочкоратинское 1992 года (магнитудой 6,1), Алайское 2008 года (магнитудой 6,7), Кадамжайское 2011 года (магнитудой 6,1), Текес-Тюпское землетрясение 2013 года (магнитудой 6,1). В период с 1 июня 2009 года по 30 мая 2020 года в стране произошло более 2500 землетрясений магнитудой не менее 6,0.

1.1.1 Землетрясения на территории Кыргызской Республики и их последствия



Подавляющая часть Северного и Южного Тянь-Шаня были подвержены 8-9-балльному сотрясению. Зоны наибольшей балльности (8-9 баллов) располагаются в полосе, охватывающей значительную часть Кыргызского хребта, Кунгей-Алатоо и Заилийского хребта с их предгорьями, выходящими в Чуйскую, Иссык-Кульскую и Илийскую впадины, а также на стыке Чаткальского и Ферганского хребтов и восточной части Ферганской впадины. Еще одна зона сильных землетрясений расположена вдоль Заалайского хребта. Площадь 9-балльных сотрясений составляет 20%, а 8-балльных — более 30% всей территории страны [2].

Анализ расположения эпицентров как слабых, так и сильных землетрясений позволяет выделить основные сейсмоактивные зоны, в целом соответствующие главным сейсмогенным структурам территории республики. Прежде всего, это Северо-Тянь-Шаньская зона, характеризующаяся катастрофическими и разрушительными землетрясениями, в числе которых 9-балльные Беловодское (1885) и Верненское (1887), 10-балльные Кеминское (1911) и Чиликское (1889), 8-9-балльные Кемино-Чуйское (1938), Сарыкамышское (1970), Жаналаш-Тюпское (1978), Байсоорунское (1990), 7-балльное Кочкорское (2006). Внутри Северного Тянь-Шаня зоны группируются в пределах Кемино-Чиликского (Северо-Иссык-Кульского), Сарыкамышского, Южно-Иссык-Кульского и Южно-Чуйского сейсмоактивных участков. Уровень сейсмической активности указанных районов примерно одинаков.

В центральной части Тянь-Шаня повышенной активностью выделяются Сон-Кульская зона в среднем течении реки Нарын, на южных склонах хребта Молдо-Тоо и Джумгало-Суусамырская, прилегающая к Джумгальскому и Суусамырским хребтам. С этой зоной связано 9-балльное Суусамырское землетрясение 1992г.

Наибольшее скопление эпицентров сильных землетрясений наблюдается в Фергано-Чаткальском сейсмоактивном участке. Одним из самых активных в пределах Чаткало-Ферганской зоны является Сары-Челекский сейсмоактивный



узел. Именно с краевыми частями Сары-Челекского узла связана эпицентральная область 9-10-балльного Чаткальского землетрясения 1946г. В пределах Чаткало-Ферганской зоны достаточно четко выделяются Сары-Челек-Чаткальский, Нарынский и Карасуйский сейсмоактивные узлы, территориально прилегающие к Атойнокскому, Чаткальскому и Ферганскому хребтам.

Южнее Чаткало-Ферганской зоны произошли 8-балльные Ошское (1883) и Аимское (1903), 9-балльное Наманганское (1927), 7-8 балльные Чустское (1908), Джалал-Абадское (1926), Маркансуйское (1962), Папское (1984) землетрясения.

В пределах Южно-Ферганской сейсмоактивной зоны находятся очаги 8-9-балльного Баткенского землетрясения (1977), 8-балльного Эски-Ноокатского (1907) и 8-балльного Ферганского, 7-балльного Баткенского (2007), Алайского (2008), Кадамжайского (2011) землетрясения.

Рассмотрение вышеуказанных зон показывает, что очаги сильных землетрясений заполняют низменную часть Ферганской впадины, ограниченную предгорными частями Ферганской долины.

Очаги землетрясений, происходящих в пределах Тянь-Шаня, залегают на небольшой глубине и располагаются в пределах земной коры. Чаще всего землетрясения происходят на глубинах 5-15км, реже 16-20км. Очаги глубиной 20-25км выявлены в Южно-Чуйском, Северо-Ферганском участках и Южно-Ферганской зоне, глубины в 25-30км - отмечены в Кемино-Чиликском и Фергано-Чаткальском сейсмоактивных участках. Очаги глубже 30км встречаются редко.

В целом, рассмотрение и анализ сейсмоактивных зон и участков позволяют более обоснованно выявить ряд главных сейсмоопасных (сейсмогенных) структур и линеаментов на территории Республики.

Прежде всего, это крупные Северо-Тянь-Шаньская и Южно-Тянь-Шаньская зоны. В пределах этих зон известны многочисленные катастрофические землетрясения с магнитудой $M > 8.0$.

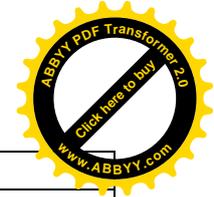


В таблице 1.1 приводится список наиболее сильных землетрясений, происшедших на территории Кыргызской Республики с очагами в земной коре, которые могли ощущаться на поверхности силой 7 и более баллов, за последние 140 лет [40].

Землетрясение в г.Верном 9 июня (28 мая) 1887г. Сильнейший толчок в 4ч. 35мин. разрушил или сильно повредил все здания со стенами из каменной кладки. Повторный через 10мин. толчок усугубил последствия первого толчка, интенсивность которого оценена И.В. Мушкетовым по шкале Росси-Фореля 10 баллами [1]. Всего погибло 332 чел. Землетрясением было разрушено 1,8тыс. зданий со стенами из кладки в г.Верном. Особенно пострадали здания со стенами из сырцового кирпича. В двухэтажных зданиях наибольшие повреждения были в верхних этажах. Общий убыток от разрушений достиг 2,5млн.руб [122].

Таблица 1.1 – Землетрясения, произошедшие на территории Кыргызской Республики

Землетрясение (интенсивность по шкале MSK)	Дата (дд.мм.гг)	Координаты		Магнитуда M
		φN	λE	
Ошское (7)	14.11.1883	40, ⁰ 5	72, ⁰ 8	2 группа интенс.
Беловодское (9–10)	03.07.1885	42, ⁰ 7	74, ⁰ 1	2 группа интенс.
Верненское (9–10)	09.06.1887	43,1	77,0	2 группа интенс.
Чиликское (9–10)	12.07.1889	43,2	78,6	1 группа интенс.
Андижанское (9)	03.12.1902	40,7	72,4	2 группа интенс.
Андижанское (8–9)	16.12.1902	70,7	72,4	2 группа интенс.
Аимское (8)	28.03.1903	40,8	72,7	2 группа интенс.
Эски-Ноокатское (8)	15.09.1907	40,3	72,0	2 группа интенс.
Кеминское (10)	03.01.1911	42,8	76,7	8
Куршабское (7–8)	06.07.1924	40,5	73,0	6 ¹ / ₂
Куршабское (8)	12.07.1924	40,5	73,0	6 ¹ / ₂
Наманганское (8)	12.08.1927	41,0	71,6	5 ³ / ₄
Фрунзенское (4)	23.08.1928	42,0	73,0	5 ¹ / ₂
Фрунзенское (4)	22.03.1928	42,6	74,3	5 ¹ / ₄
Тюпское (6–7)	24.12.1932	42,8	78,2	5 ¹ / ₂
Кемино-Чуйское (8–9)	20.06.1938	42,7	75,8	6 ¹ / ₂
Чаткальское (9)	02.11.1946	41,8	71,8	7 ¹ / ₂
Сары-Камышское (8–9)	05.06.1970	42,5	78,6	6,8
Жаналаш-Тюпское (8–9)	24.03.1978	42,8	78,6	7,1
Байсорунское (8)	12.11.1990	43,00	77,57	6,3



Кочкор-Атайское (8)	15.05.1992	41,06	72,25	6,1
Суусамырское (9 и более)	19.08.1992	42,04	73,38	7,3
Граница Кыргызстан-Синьцзян (8)	14.02.2005	41,728	79,440	6,1
Баткенское (8)	08.01.2007	39,803	70,312	6,0
Алайское (8)	05.10.2008	39,533	73,824	6,7
Кадамжайское (8)	19.07.2011	40,081	71,410	6,1
Сары-Ташское (8)	26.06.2016	39,479	73,339	6,4

Андижанское землетрясение 16 декабря 1902г. Это землетрясение привело к гибели 4,5тыс. человек. Убытки, причиненные землетрясением, составили 12млн. руб. Интенсивность землетрясения по шкале Росси-Фореля 8-9 баллов. Город Андижан находился вблизи эпицентра. Здания в городе были четырех групп: 1) глинобитные; 2) со стенами из сырцового кирпича; 3) с деревянным каркасом, заполненным глиной или кладкой из сырцового кирпича; 4) со стенами из обожженного кирпича. Здания группы 4 пострадали сравнительно мало. Повреждения таких зданий обычно ограничивались появлением наклонных трещин в стенах, повреждением арочных перемычек, углов стен, разрушением карнизов.

Сейсмостойкость зданий со стенами из обожженного кирпича изучил и составил заключение инженер-строитель В.С. Гейнцельман. В заключении [122] сообщалось, что стены из обожженного кирпича оказали наилучшее сопротивление разрушительной силе землетрясения и что хорошо сохранились подземные части зданий, включая подвалы. Повреждения в стенах из обожженного кирпича, по мнению Гейнцельмана, можно объяснить слабым сцеплением, свойственным известковому раствору. Все трещины произошли по раствору, не изломав самих кирпичей. Он заметил также, что чем тоньше были наружные стены, тем более восприимчивыми они оказались к разрушительной силе землетрясения.

Кеминское землетрясение 3 января 1911г. Это землетрясение с магнитудой $M_S = 7.3 \pm 0.5$ в горах Северного Тянь-Шаня, было одной из сильнейших сейсмических катастроф со времени Верненского землетрясения 1887г. За ним вскоре последовало Чиликское землетрясение 1889г с



магнитудой $M_S = 8.3 \pm 0.5$. Затем в 1911г. произошло Кеминское землетрясение с $M_S = 8.2 \pm 0.3$. Завершающим в этой серии было Кемино-Чуйское землетрясение 1938г. с $M_S = 6.9 \pm 0.5$. Число жертв Кеминского землетрясения 452 человека, ранено 740, поскольку оно с наибольшей силой проявилось в высокогорной малонаселенной области.

Семиреченское землетрясение 4 января 1911г. Землетрясение ощущалось на территории длиной 550-600км, включающей все Семиречье (Верный, Пишпек и др.), с интенсивностью по шкале Росси-Фореля 8 баллов [121]. В эпицентральной зоне, занимающей Заилийское Алатау, интенсивность была не менее 10. Магнитуда землетрясения - 8.

Кемино-Чуйское землетрясение 20 июня 1938г. Землетрясение произошло в устье Чон Кемина, связано с горообразовательными процессами северной цепи Тянь-Шаня. Магнитуда 6,9, максимальная интенсивность 8-9 баллов, глубина очага 21км. Это землетрясение охватило большую, но малонаселенную территорию, поэтому тяжелых последствий не было [121].

Чаткальское землетрясение 3 ноября 1946г. Землетрясение охватило значительную часть территорий Узбекской и Кыргызской Республик. Магнитуда 7,5, максимальная интенсивность 9 баллов. Землетрясение началось двумя толчками с небольшим интервалом один за другим. Они разбудили спящих и заставили людей покинуть свои дома до третьего, самого сильного и разрушительного толчка. Вблизи Токтогула, где интенсивность землетрясения была между 8 и 9 баллами, все жилые кибитки и глинобитные дубалы (заборы) были разрушены. В 20км от Токтогула, вниз по течению реки Нарын, произошел большой горный обвал.

Анализ и описание конструкций зданий, перенесших Чаткальское землетрясение, приведены А.И. Мартемьяновым в работе [89, 90]. Им была проведена серия опытов по оценке периодов собственных колебаний неразрушившихся зданий с кирпичными стенами. Для зданий с кирпичными стенами, перенесших землетрясение 1946г.: $T_2 = 0,143 + 0,0107H$. Для зданий, не



подвергавшихся землетрясению: $T_1 = 0,05 + 0,0118H$, где H - высота здания в метрах.

Сравнение зависимостей T_1 и T_2 указывает на увеличение периодов свободных колебаний зданий за счет повреждений, связанных с образованием трещин, на 20-50%. Опыты А.И. Мартемьянова проводились при микросейсмических воздействиях, когда силы трения в горизонтальных швах были достаточны для передачи возникающих в них усилий. Поэтому уменьшение жесткости здания, в основном, отражало повреждения сопряжений стен, элементов перекрытий, влияние вертикальных трещин в стенах.

Назвав отношение периодов T_2 и T_1 коэффициентом деформирования z , А.И. Мартемьянов получил приближенное выражение $z = 2,68/\sqrt[4]{H}$, указывающее на снижение z по мере увеличения высоты здания. Этот коэффициент должен быть разным при различных характерах повреждений зданий.

Сары-Камышское землетрясение 5 июня 1970г. Эпицентр находился в 22км к востоку от города Каракол (ранее Пржевальск) и южнее пос. Сары-Камыш [122]. Первый толчок имел интенсивность 5 баллов; второй, через 11 мин после первого - 8 баллов. Магнитуда землетрясения 6,5-6,8, глубина очага 10-26км. Из-за худших грунтовых условий большая интенсивность проявилась в некоторых удаленных от эпицентра пунктах. В пределах изосейсты 7 и более баллов ($\sim 810\text{км}^2$) зданий с антисейсмическими усилениями было немного. Основная масса зданий - одноэтажные из местных материалов.

Байсоорунское землетрясение 12 ноября 1990г. Эпицентр землетрясения находился на южном склоне хребта Кунгей-Ала-Тоо ($\varphi=43^\circ 00'$ с.ш.; $\lambda=77^\circ 57'$ в.д.). Очаг землетрясения с длиной разрыва 10-12 км и глубиной 25 км относится к Северо-Аксуйскому разлому. Магнитуда землетрясения составила $M_{LH}=6,3$. По макросейсмическим данным интенсивность сейсмического воздействия в эпицентре достигала 8 баллов, в Тюпе и Ананьево



– 7 баллов, Чолпон-Ате и Караколе – 6 баллов, Иссык-Куле – 5 баллов, Бишкеке, Токмаке и Быстровке – 4-5 баллов.

Кочкор-Атинское землетрясение 15 мая 1992г. Зона максимальных сотрясений охватила Джалал-Абадскую и Ошскую области, а также Ферганскую впадину и ее горное обрамление. Интенсивность землетрясения в эпицентре достигла 7-8 баллов. Координаты эпицентра $\varphi=41^{\circ}06'$ с.ш., $\lambda=72^{\circ}25'$ в.д. Глубина очага около 3-5 км. Магнитуда $M_{LN} = 6,1$.

Тип деформаций в очаге – надвиг. Землетрясение сопровождалось значительной афтершоковой активностью. За период с 15 мая по 12 июня 1992 г. зарегистрировано 245 афтершоков, из них 75 – энергетическим классом 10 и выше, 4 – выше 12 класса.

В зону 7-8-балльного воздействия попали с. Бургонду, Маданият Соку, Хиля, старый город Кочкор-Ата, Карагач, Ноокент, Ленин-Джол, Шайдан. Зона вытянута в субширотном направлении до 40 км, имеет ширину около 5-7 км, хорошо совмещается с флексурно-разрывной зоной, выраженной в фундаменте Ферганской впадины на глубинах 2-4,5 км ниже нуля.

Суусамырское землетрясение 19 августа 1992г. С наибольшей интенсивностью землетрясение проявилось на южном и северном склоне Суусамырского хребта, в Суусамырской, Арамсуйской, Токтогульской и Таласской долинах. Зона максимальных сотрясений в основном пришлась на безлюдную местность: 162-170км участок дороги Бишкек — Ош, пойма реки Арамсуу и северный склон хребта Суусамыртоо. В плейстосейстовой области произошли многочисленные деформации земной поверхности. Протяженность этой области около 40-50 км при средней ширине 20-22 км. Эпицентр, определенный по инструментальным данным, имеет координаты: $\varphi=42^{\circ}04'$ с.ш. и $\lambda=73^{\circ}38'$ в.д., глубина очага 25 км, что хорошо согласуется с макросейсмическими данными.

Кочкорское землетрясение 25 декабря 2006 года. Землетрясение произошло ночью в 02.00 магнитудой 5,8 по шкале Рихтера. Гипоцентр располагался в глубине 11,6км. В Бишкеке колебания грунта ощущались в



пределах 4,5 балла. Полностью разрушено 10 домов, более 2500 жилищных строений разрушились частично и владельцы получили от государства разные виды помощи. Волна распространилась по территории Кочкорского и Тонкого районов и дошла до города Балыкчи. Школы старой постройки оказались аварийными до декабря 2006 года, но землетрясение усугубило техническое состояние и Правительством КР построено 7 новых школ в Кочкорском районе.

Баткенское землетрясение 8 января 2007 года. Землетрясение произошло на глубине 16,0 км магнитудой 6,0. Афтершоки продолжались до конца января, самое сильное из них достигало магнитуды 5,2. Территория охвата оказалась в трех странах южного региона – Кыргызской Республики, Таджикистана и Узбекистана. Таджикский анклав Ворух, расположенный внутри территории Кыргызской Республики получил больше повреждений 57 домов и зданий разрушены. В Баткенском и Лейлекском районах получили повреждение 130 домов. Количество повреждаемости в сравнении с Кочкорским районом в Баткенском районе намного меньше, сила толчка на две сотых доли больше. Спасало жизнь технология строительства из кош-сынча. В зонах влияния толчка построены 8 школ, 6 из них взамен существующих.

Алайское землетрясение 5 октября 2008 года. Та ночь стала роковой для южного села Нура. Об этом поселении на юге Кыргызстана узнал весь мир. Местный активный разлом в районе гор Тянь-Шаня и Памира вызвал колебание на глубине 27,0 км. В 21.52 по местному времени подземные толчки магнитудой 6,7 по шкале Рихтера унесли жизни 75 человек, из которых 42 оказались детьми. Было разрушено 144 здания. В больницы попали 93 ребенка и 49 взрослых. Землетрясение также ощущалось в Таджикистане, Узбекистане и Китае. Правительство Кыргызской Республики построило новое село из 153 жилых домов. Годом ранее построенное здание средней школы, расположенное вблизи разлома в 700 метрах, получил легкие повреждения и до сих пор эксплуатируется. Школа построена из легких конструкций по проекту 2007 года, разработанным институтом ГИССИП (ранее «КыргызНИИПСС»). В



отмеченном районе вблизи села Нура часто происходят землетрясения раз- магнитуды, максимальные из них 4,9, 5,2.

Кадамжайское землетрясение 20 июля 2011 года. Два подземных толчка силой 8 баллов по 12-балльной шкале MSK-64, магнитуда 6,1 по шкале Рихтера распространилась на территории четырех стран [75]. Они были зафиксированы на юге страны — в Баткенской области. Гипоцентр на глубине 20 км и эпицентр землетрясения находился юго-восточнее поселка Кан (ранее - Советский) Кадамжайского района Баткенской области, вблизи границы Узбекистана. Толчки ощущались также в Таджикистане и южных областях Казахстана. Самый большой ущерб понес Узбекистан, где погибли 13 человек, 86 гражданам была оказана первая медицинская помощь. В КР же зафиксировали частичное разрушение более 100 домов, аварийных многоэтажных зданий более 10 по Кадамжайскому району, которые до сих пор не снесены и не построены новые здания из-за нехватки средств.

Текес-Тюпское землетрясение 28 января 2013 года. Эпицентр располагался на территории Казахстана вблизи Баянкол и реки Текес, магнитуда землетрясений 6,1 глубиной 15км [75]. Сила толчков достигла более 8 баллов по шкале MSK-64, эпицентр находился в Казахстане, в 100 километрах от Чолпон-Аты. В Тюпском районе пострадало 103 жилых дома. Тогда на компенсацию последствий землетрясения было выделено 33 миллиона сомов.

По данным специалистов Института сейсмологии НАН КР, в долгосрочной перспективе Кыргызстан ожидает несколько землетрясений. В "пользу" этого говорят толчки, произошедшие в Китае, Афганистане и Пакистане. В этих странах при землетрясении в 2015 году жертвами стихии мощностью 7,5 балла стали более 1,5 тысячи человек. Весеннее землетрясение 2015 года в Непале унесло более 3 тысяч человеческих жизней, пострадали более 7000 жителей [308, 336, 337].



1.1.2 Общие закономерности повреждений конструкций и деформаций сейсмостойкости зданий

Для повышения прочности конструкций и сейсмостойкости зданий и сооружений необходимо применение результатов исследований ученых-материаловедов. Исследования ученых-материаловедов все больше направлены на изучение прочности на циклические воздействия, характерные для сейсмологических условий Кыргызстана. Проф. Абдыкалыковым А.А. экспериментально-теоретическими исследованиями установлено [4], что в состав цементных композиций целесообразно вводить наполнители оптимальной дисперсности, которая позволяет повысить обеспеченность прочностных характеристик композиционных строительных материалов в экстремальных для Кыргызстана условиях. При изучении распределения усилий в несущих элементах инженером-расчетчиком требуется знание состава и прочности строительных конструкций. Введение наполнителей оптимальной дисперсности и количества снижает поврежденность цементных композитов технологическими дефектами и повышает их стойкость к циклическому увлажнению и высушиванию. Это указывает на участие наполнителей не только в процессах организации структуры, но и в процессах разрушения при эксплуатации в условиях сухого жаркого климата.

Если на здание нанесен чрезмерный или недопустимый ущерб во время землетрясения, то можно считать «неудовлетворительным функционированием сейсмостойкости здания» (некачественная эксплуатация). Такое неудовлетворительное функционирование может стать результатом более сильного разрушительного сотрясения грунта, чем предусмотрено нормами, или ошибок и недоработки, допущенной в ходе проектирования или строительства, которую называют дефектом сейсмостойкости.

Дефекты сейсмостойкости встречаются в зданиях старой застройки, и являются характерными для определенных конструктивных типов зданий. Так, дефекты каменных зданий отличаются от дефектов железобетонных каркасных



зданий. В этом разделе даны общие дефекты сейсмостойкости, характерные различных типов зданий. Классификация дефектов сейсмостойкости, приведенная в Руководстве FEMA 547 [243] и в Практическом пособии [39, 40, 144] приведена ниже.

Дефекты сейсмостойкости могут проявляться на уровне i) выбора сейсмичности площадки строительства, ii) оснований и фундаментов, iii) общей несущей способности и надежности, iv) общей жесткости, v) конфигурации здания или конструктивные отклонения, vi) распределения сил, vii) конструирования несущих элементов, viii) горизонтальной диафрагмы жесткости, ix) вертикальной диафрагмы жесткости, x) соударения блоков, xi) износа несущих элементов, xii) креплений ненесущих элементов [40].

Выбор сейсмичности площадки строительства осуществляется по картам микрорайонирования населенных пунктов Кыргызской Республики, которые разработаны более 30 лет назад и данные устарели. В связи с этим значения пиковых ускорений грунтов и интенсивности землетрясений на новых картах 2018 года сильно отличаются от предыдущих разработок сейсмологов и геологов [154]. Поэтому в новых нормах внесены существенные изменения и в разделе 4.3 приводится расчет по пиковым ускорениям грунтов фактических сейсмических условий для площадки строительства.

Дефекты в основаниях и фундаментах могут проявиться в самом фундаменте или между фундаментом и грунтом в силу ненадлежащего механизма уплотнения, не соблюдения технологии земляных работ при подготовке основания. К дефектам конструкции фундамента относится несоответствующая несущая способность или сопротивление фундамента сдвигу. Возможны остаточные деформации, включающие чрезмерную осадку грунтового основания или потеря несущей способности в результате разжижения, просадочности или водонасыщения. В нашем случае при расчете зданий принимается условие жесткого защемления фундамента к основанию.

При проектировании и устройстве фундамента возможны отклонения в марках бетона и классов арматуры, отсутствии перекрестной жесткости



фундаментов, устройство железобетонных включений. Возможны нарушения при эксплуатации, течи воды под фундамент, некачественной обратной засыпке и гидроизоляции фундамента. Как показывает результаты обследований многочисленных зданий и сооружений, малая деформация фундамента в виде наклонных или горизонтальных трещин приведет к разрушению целого здания. Усиление фундамента требует больших вложений. В связи с чем в таких случаях уместно определение экономической эффективности усиления части фундамента способом «инженерное лечение».

Общая несущая способность и надежность означает сопротивление вертикальных элементов конструктивной системы здания к горизонтальным нагрузкам. Вертикальным элементом относятся, как правило, железобетонный каркас, стены монолитной, крупнопанельной или комплексной конструкции. Недостаточная несущая способность характерна для зданий старой застройки, спроектированных по требованиям норм проектирования, действовавших при их строительстве.

В нормах проектирования в сейсмостойком строительстве косвенно вводятся критерий общей жесткости, например, устанавливаются предельные значения максимального горизонтального перекоса (перемещения) этажей, рассчитываются на критерии регулярностей. Здания не должны обладать чрезмерной гибкостью в целях предотвращения повреждения ненесущих элементов (например, перегородок, стеклянных поверхностей, ограждений и т.д.).

На сейсмостойкость и характер повреждений конструкций зданий влияет конфигурация здания, т.е. общая вертикальная и/или горизонтальная форма здания [12]. Здания с простыми, правильными, симметричными объемно-планировочными и конструктивными решениями, как правило, отличаются наибольшей сейсмостойкостью. Последнее обусловлено двумя факторами: несимметричные здания подвергаются кручению во время горизонтальных колебаний; разные «крылья» здания функционируют изолированно, из-за чего



возникают дифференциальные движения, кручения, появляются трещины, другие повреждения.

Отклонение от конструктивного решения здания представляет собой разные версии: перепад высот этажей; несимметричное и неравномерное расположение несущих конструкций здания; изменение характеристик строительных материалов. Здания могут иметь отклонения по горизонтальной (поперечные смещения) или вертикальной плоскости (вертикальные отклонения). Одно из наиболее распространенных отклонений в каменных зданиях считается несимметричностью стен относительно главных осей в плане здания. При этом возникает эффект кручения и увеличится сейсмическое воздействие на отдельные стены. В Кыргызской Республике здания имеющие неправильную (например, Н-образную) форму, разделяются на блоки прямоугольной формы вертикальными антисейсмическими швами.

Распределение усилий в одном и том же здании могут быть разными для собственных нагрузок и поперечных сейсмических воздействий. Для кирпичных стен или комплексной конструкции каменная стена выполняет функцию стены-диафрагмы и жестко соединяется с перекрытиями, покрытиями, и фундаментом. Передача сейсмических сил для каждой стены-диафрагмы в здании должна быть непрерывной, начиная с покрытия и заканчивая фундамента. В рамной конструктивной системе траектория нагрузок передается через колонны, вертикальные диафрагмы, ядра жесткости или связи.

Конструирование несущих элементов осуществляется для достижения пластического поведения конструкций здания при сейсмическом воздействии. Вне зависимости от результатов расчетов следует соблюдать требования норм по объемно-планировочным и конструктивным решениям. Железобетонные колонны должны быть армированы продольной и поперечной арматурой в определенном количестве и шагом. Глубина опирания перекрытий, перемычек или панелей должно быть определенной глубины. Не допускается строительство бескаркасных зданий в связи с недостаточностью



экспериментально-теоретических исследований узлов опирания перекрытий колонны. Стены комплексной конструкции должны иметь вертикальные и горизонтальные включения с определенным шагом и другие конструктивные требования.

Конструкции покрытий и перекрытий должны выполнять функцию горизонтального жесткого диска (горизонтальные диафрагмы жесткости) при передаче поперечных сейсмических сил вертикальным элементам системы сопротивления горизонтальным нагрузкам. Горизонтальные диафрагмы жесткости могут быть спроектированы и сконструированы в виде железобетонных плит перекрытий, монолитный перекрытий, системы деревянных брусьев и балочных перекрытий, кровельное покрытие из гофрированной стали с опорой на фермы и т.д.

Вертикальные диаграммы жесткости должны располагаться в пролете между колоннами или несущими стенами, их соединение между собой осуществляется через горизонтальную диафрагму, то есть горизонтальный жесткий диск перекрытий или покрытий. Диафрагмы жесткости должны быть расположены равномерно, симметрично и устраиваться начиная от фундамента до верха здания. Вертикальные диаграммы жесткости проектируются и конструируются таким образом, чтобы воспринимать 60-70% поперечных сейсмических сил.

Если расстояние антисейсмического шва между примыкающими отсеками/блоками здания недостаточно для их свободных поперечных колебаний (деформаций), здания могут соударяться во время землетрясения. Соударения особенно опасны, если перекрытия примыкающих отсеков здания находятся на разных уровнях или имеет разную высоту.

Поврежденные или разрушенные несущие конструкции дают оценку существующего здания как уязвимым к сейсмическим воздействиям. В связи с этим, при оценке технического состояния существующего здания описывается дефектная ведомость основных несущих конструкций, их узлов и соединений.



Крепления несущих элементов с несущими конструкциями осуществляется через гибкие связи или зазоры. Дефекты креплений могут быть при отклонении от норм проектирования и конструирования узлов или при строительном-монтажной работе.

1.1.3 Оценка уязвимости зданий существующей застройки

Оценка уязвимости определяется по результатам обследования и оценки сейсмостойкости с учетом прочностных характеристик и надежности несущих конструкций [144]. Здесь проводятся комплекс расчетно-аналитических задач и анализ зафиксированных дефектов повреждений несущих конструкций на восприятие сейсмической нагрузки. Допускается не проводить поверочные расчеты по второму предельному состоянию в тех случаях, когда фактические перемещения и ширина раскрытия трещин обследуемых конструкций меньше предельно допустимых, а усилия в сечениях от новых нагрузок не превышают усилий от фактически действовавших (проектных). Для практического применения инженерами-проектировщиками требуется разработать условия в необходимости выполнения расчета. Поэтому проф. Семенов В.С. приводит к мысли проведения численного анализа в необходимости усиления несущих конструкций по результатам обследования существующего здания [144].

Ряд научных исследований научной школы проф. Кутуева М.Д. относятся к повышению надежности несущих конструкций при воздействии внешних сил выполняя сложные математические задачи из теории механики деформируемого тела, строительной механики. В исследованиях надежность и долговечность строительных конструкций объединены в общее понятие «предельное состояние» и рассматриваются одновременно в едином расчетном контексте. Такой подход остается актуальным в настоящее время из-за дороговизны нового строительства требуется увеличить эксплуатационную пригодность зданий усилением несущих конструкций и повышая надежность и долговечность [82]. К сожалению инженеры не смогут сложные



математические формулировки и актуальным остается вопрос преобразовании уравнений к простой форме для удобства решения конструкторами. Одним из таких практических задач является повышение осевой нагрузки автотранспортных средств на автомобильные дороги, вибрации от которых также влияют на близ расположенные здания. Циклические воздействия снижают надежность и уязвимость, повышают сейсмический риск несейсмостойких существующих зданий. Модели надежности строительного объекта можно получить практичными уравнениями, через которых можно измерить показатели надежности [92].

Наибольшие опасения во время возможных сильных землетрясений вызывают кирпичные здания, здания с гибким нижним этажом и некоторые конструктивные схемы каркасных зданий.

Укрупненная классификация несейсмостойких зданий принята на международных совещаниях в г. Алматы и Стамбул в 1996-1997 гг при участии 50 ведущих ученых государств Центральной Азии, России, США, Германии, Великобритании, Японии, Греции, Турции и Кении.

Для обобщенной классификации зданий по степени уязвимости и матрицы повреждений типов зданий по конструктивным схемам Хакимовым Ш.А. разработаны после анализа предложений Ржевского В.А. (США), Ципенюка И.Ф. (ФРГ), ГИССИП (Кыргызстан), КазНИИССА (Казахстан), ОИФЗ (Россия). Эта классификация подтверждало мнение специалистов в области сейсмостойкого строительства о высокой уязвимости зданий с несущими кирпичными стенами [122].

Конструктивные решения жилых зданий можно подразделить на следующие основные группы: кирпичные, каркасные, крупнопанельные, с монолитными железобетонными стенами, с гибким нижним этажом.

Здания с кирпичными стенами. Конструктивные решения основных несущих конструкций зависят от времени возведения здания и отражают требования норм, действующих во время строительства. Перекрытия могут быть сборные или монолитные железобетонные и деревянные. Стены



включают различные элементы усиления - армирование или железобетонные включения, которые выполняются в виде регулярного каркаса или поясов и обрамлений.

Жилые здания с кирпичными стенами обладают разной степенью надежности, что вызвано их разными конструктивными решениями. Значительная часть жилых кирпичных зданий имеет продолжительный срок эксплуатации, была возведена до разработки основных принципов проектирования в сейсмических районах и отражает ступени их развития. Вследствие этого многие жилые кирпичные здания не отвечают требованиям действующих в настоящее время строительных норм.

Все нормативные требования к зданиям с кирпичными стенами можно подразделить на следующие четыре группы:

1. Требования к материалам и кирпичной кладке: применение кирпича марки 75 и выше, временное сопротивление растяжению по неперевязанным швам кирпичной кладки должно быть не менее 120 кПа и др.

2. Ограничение по объемно-планировочным решениям: не превышение предельных размеров здания в плане, расстояний между стенами, высоты этажа, размеров простенков и проемов.

3. Обеспечение пространственной работы здания: устройство железобетонных перекрытий (деревянные не допускаются), наличие железобетонных антисейсмических поясов в уровне перекрытий и их связь с панелями перекрытия и кирпичной кладкой, армирование сопряжений стен.

4. При несоблюдении ограничений по объемно-планировочным решениям — усиление железобетонными включениями.

В большинстве кирпичных зданий, построенных во время действующих в настоящее время норм, недостаточную сейсмостойкость обуславливает низкое качество строительно-монтажных работ. Как правило, не обеспечивается величина нормального сцепления кладки, занижается марка бетона железобетонных включений, не соблюдаются правила армирования кладки и железобетонных элементов, отсутствуют отдельные антисейсмические



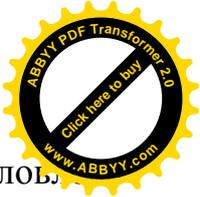
мероприятия. Анализ последствий землетрясений, произошедших в последние годы, показывает, что степень повреждения большинства кирпичных зданий (до 80%) на два порядка выше, чем предполагается нормами.

Крупнопанельные здания. Несущие конструкции крупнопанельных зданий представлены железобетонными панелями. Каркас отсутствует. Сопряжения панелей осуществляется сваркой арматурных выпусков или закладных деталей. Материал внутренних панелей — тяжелый бетон. Наружные панели однослойные из легкого бетона или двухслойные с внутренним несущим слоем из тяжелого бетона. Толщина внутренних панелей 12-16 см. Крупнопанельные здания являются наиболее сейсмостойкими. Некоторое опасения вызывают первые построенные крупнопанельные дома, сопряжение панелей которых произведено на закладных деталях, а в армировании стеновых панелей допущены принципиальные ошибки. Со времени возведения первых крупнопанельных зданий усовершенствованы методы расчета на сейсмические воздействия. Продолжительный срок эксплуатации обусловил коррозию соединительных элементов.

Здания с монолитными железобетонными стенами. Характерно отсутствие каркаса. Толщина внутренних стен 12-16 см, наружных — определяется теплотехническими требованиями. Здания с монолитными стенами имеют достаточно высокую степень надежности. При использовании скользящей опалубки здания получают большую степень повреждения, чем при переставной.

Здания с железобетонным каркасом. Железобетонные каркасы могут быть монолитными и сборными из пространственных или линейных элементов. В зависимости от способа восприятия сейсмических нагрузок каркасные здания подразделяются на три основные группы: а) каркас с жесткими узлами колонн и ригелей; б) рамно-связевой каркас; в) связевой каркас.

Сейсмостойкость каркасных зданий значительно зависит от их конструктивного решения. Значительное количество зданий со сборным железобетонным каркасом возведено из линейных элементов с соединением



арматуры на ванной сварке. Низкая надежность таких зданий обусловлена расположением стыковых соединений элементов в местах наибольших усилий и их низкой несущей способностью.

Здания с безригельным каркасом. Из каркасных зданий можно выделить здания с безригельным каркасом и каркасные здания, возведенные методом подъема перекрытий. Несущими конструкциями безригельных каркасов являются сборные железобетонные колонны и перекрытия и связевые элементы (связи или диафрагмы). Уязвимым к сейсмическим воздействиям относятся безригельные каркасы. Полное обрушение зданий такого типа во время Спитакского землетрясения большинство специалистов объясняют недостатком конструктивного решения сопряжения перекрытия с колоннами и чрезмерным различием в жесткостях перекрытия и колонн или ядер жесткости.

Здания с гибким нижним этажом. Первый этаж здания выполняется в железобетонном каркасе без диафрагм жесткости. Несущие конструкции верхних этажей кирпичные или крупнопанельные. Наибольшие опасения во время возможных сильных землетрясений вызывают кирпичные здания, здания с гибким нижним этажом и некоторые конструктивные схемы каркасных зданий. Низкая надежность зданий с гибким нижним этажом во время землетрясений хорошо известна из мирового опыта сейсмостойкого строительства.

Здания индивидуальной застройки. К региональным особенностям структуры жилой застройки столиц Центральной Азии следует отнести большой процент одно двухэтажных индивидуальных домов. В отдельных столицах в индивидуальных жилых домах проживает до 40-60 % населения. Как правило, такие дома возведены из подручных строительных материалов без антисейсмических мероприятий. Около 80 % зданий индивидуальной застройки можно отнести к несейсмостойким. Уязвимость зданий к сейсмическим воздействиям возрастает во времени из-за следующих факторов:

- просадки грунтов основания и наличия в конструкциях повреждений, вызванных неравномерной осадкой основания. Просадочные грунты имеют



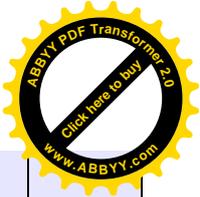
место на территориях всех столиц республик Центральной Азии. Особо остро эта проблема стоит в Душанбе и Ашгабаде;

- техногенных факторов, оползнеопасные участки, зоны влияния активных разломов;
- длительной эксплуатации и, как следствие, физического износа конструкций, снижения их несущей способности;
- некачественной реконструкции помещений жилых зданий с целью перепланировки, приобретающей в настоящее время массовый характер.

Последняя классификация зданий для нашего региона была разработана при участии специалистов научно-исследовательский специализированных институтов в области сейсмостойкого строительство и сейсмического риска стран Центральной Азии и проф. С. Бржев и других зарубежных специалистов во время проведения семинара в Центрально-Азиатском институте прикладных исследований Земли в 2013 году. За основу было принято разделения и укрупнения зданий в подгруппы, приведенной в СНиП КР 22-01-98 «Оценка сейсмостойкости зданий существующей застройки», где подробно расписан текстовый алгоритм определения уязвимости и необходимые этапы обследований зданий существующей застройки, разработки конструктивных решений усиления. Укрупненная классификация зданий приведена в таблице 1.2.

Таблица 1.2 – Унифицированная классификация зданий разных стран

Под-групп	Описание	по нормам страны				
		КР	РК	РТад	РТур к	РУз
EMCA-1 – Здания с несущими кирпичными стенами						
1.1	Кладка без усиления - здания со стенами из кирпичей, камней, блоков в цементном или глиняном растворе (без антисейсмических мероприятий) - деревянные перекрытия	KY-1.4		TA-9	TU-3	UZ-3
1.2	Кладка без усиления - здания со стенами из кирпичей, камней, блоков в цементном или глиняном растворе (без антисейсмических мероприятий) - плиты перекрытия	KY-1.5 KY-1.6				



1.3	Кладка с железобетонными включениями	KY-1.1 KY-1.2		TA-8	TU-4.1	
1.4	Кладка с антисейсмическими мероприятиями (н.: с сейсмопоясом и т.д.)	KY-1.3		TA-5 TA-7	TU-5.1	
EMCA-2 – Здания с монолитными железобетонными стенами						
2.1	Здания с монолитным железобетонным каркасом	KY-2.1		TA-2.3		
2.2	Здания с монолитным железобетонным каркасом и диафрагмами жесткости	KY-2.2		TA-2.1		
2.3	Здания с монолитным железобетонным каркасом и кирпичным заполнением	KY-2.3		TA-2.2		
2.4	Здания со стенами из монолитного железобетона	KY-4		TA-3		
EMCA-3 – Здания из сборных конструкций						
3.1	Сборные крупнопанельные здания с монолитными стыковыми соединениями - Серия 105	KY-3.1		TA-4	TU-5.2	
3.2	Сборные крупнопанельные здания со стыковыми соединениями панелей и плит перекрытия на сварке закладных деталей - Серия 464	KY-3.2		TA-4	TU-8.1	
3.3	Здания безригельное со сборным каркасом (колонны и перекрытия) - Серия КУБ	KY-2.8				

Продолжение табл.1.2

3.4	Сборный железобетонный каркас с линейными элементами со сварными соединениями в зоне максимальных нагрузок с жесткой стеной в одном направлении - Серии 111, ИИС-04					UZ-4
EMCA-4 – Здания со стенами из глинистых материалов						
4.1	Здания из самана или из глинистых материалов	KY-9.5		TA-11.1	TU-1.1	UZ-1, UZ-2
EMCA-5 – Деревянные здания						
5.1	Здания с несущими конструкциями деревянной рамы	KY-9.7		TA-10		UZ-23
5.2	Здания с деревянными рамами и глинистым заполнением	KY-9.6		TA-11.3	TU-1.2	UZ-15
EMCA-6 – Здания из металлических конструкций						
6	Здания из металлических конструкций	KY-8			TU-9	UZ-24

1.1.4 Методы усиления конструкций зданий существующей застройки



При разработке проектов ремонтно-восстановительных работ зависимости от технического состояния объекта используют следующие методы усиления:

- без изменения существующей конструктивной схемы здания: восстановление, усиление существующих элементов и связей между ними;
- с частичным изменением существующей конструктивной схемы здания, улучшающим его пространственную работу и повышающим надежность при сейсмических воздействиях: введение дополнительных продольных и поперечных стен в зданиях жесткой конструктивной схемы, устройство антисейсмических швов;
- изменением конструктивной схемы здания и его динамических характеристик: введение регулярных диафрагм жесткости, установка связей;
- устройством активным систем сейсмоизоляции и др.

По экспертным оценкам затраты на выполнение работ, направленных на снижение сейсмического риска для наиболее уязвимых типов зданий, составляет в среднем порядка 25-40% от стоимости нового строительства, что составляет примерно 80-160 долларов на 1 м^2 , (расход стали — около 25-40 кг, цемента — около 40-60 кг на 1 м^2 общей площади усиливаемого здания). Трудозатраты составляют примерно 1-3 чел/дня на 1 м^2 .

Для экономической эффективности вместо применения усиления несущих конструкций всего здания диссертантом предлагается способ «инженерного лечения».

Инженерное лечение напрямую зависит от уровня функционирования несущих конструкций и их расчетного сопротивления поперечным сейсмическим силам, касающимся предполагаемую сейсмостойкость существующего здания. Расчетное сопротивление несущих конструкций существующих зданий достаточно для восприятия статических нагрузок. Поэтому уровень функционирования или эксплуатационную пригодность



можно повысить устройством дополнительных элементов усиления восприятия сейсмических сил. Усиление основных узлов и конструкций для сопротивления к поперечным силам называется «инженерным лечением» здания.

Уровень функционирования означает техническое состояние здания, его несущая способность восприятия сейсмических сил. В таких зданиях обеспечивается безопасность жильцов и их имущества при землетрясении, а после происшествия возможно целесообразная стоимость ремонтных работ.

Для того, чтобы здание имела эксплуатационную пригодность требуется функциональная характеристика, требующей что здание будет сильно повреждено, но не обрушится при интенсивности сотрясений, соответствующей сильному землетрясению. Требуемая функциональная характеристика отражает предполагаемую несущую способность конструкции здания при расчетном сейсмическом воздействии.

Существует несколько возможных уровней функционирования, включая непосредственное пребывание, безопасность жизни людей и предотвращение обрушения.

В большинстве норм проектирования в сейсмостойком строительстве безопасность жизнедеятельности определяется как обязательное требование для новых зданий и в некоторых случаях для зданий существующей застройки [192, 242]. Приемлемые характеристики функционирования несущих и ненесущих элементов конструкции на различных уровнях функционирования могут быть определены с точки зрения перемещений, внутренних сил или напряжений, ускорений и т.д.

Следует отметить, что запас сейсмостойкости будет разным для хрупких и пластичных свойств материалов конструкций. На рисунке 1.1 показано, что все уровни функционирования конструкции хрупкого поведения находятся в упругой зоне, а уровни функционирования конструкции пластического поведения — в нелинейной (неупругой) зоне. Поэтому у конструкции из

пластичных материалов перемещения будут более сильными до момента разрушения (точка F).



Рисунок 1.1 – Кривая возможных уровней функционирования для пластических и хрупких свойств конструкций

Хрупкое поведение конструкции более прочное, то есть ее прочность выше, но ее перемещения будут намного меньше по сравнению с конструкцией с пластической деформацией.

Предполагается, что характеристики функционирования новых зданий должны соответствовать уровню безопасности жизни людей или более высокому уровню функционирования (например, уровню непосредственного пребывания). Согласно строительных норм по оценке сейсмостойкости, у зданий школ более высокий коэффициент ответственности $K_1 = 1,2$, чем у других зданий (1,0). Таким образом для школ косвенно устанавливаются более высокие расчетные показатели сейсмостойкости. Следует отметить, что самое высокое значение K_1 (1,5) имеют общественные здания и сооружения, где могут быть скопления людей, такие как театры и спортивные арены.

Для существующих зданий, при детальном обследовании необходимо разработать проекты усиления, в зависимости от экономической



целесообразности, способом «инженерного лечения». Частичное усиление основных несущих конструкций должен обеспечить пластическое поведение при землетрясении.

Излишние расходы не обязательны и как ранее указывалось закономерности повреждений и дефекты конструкций могут быть от неправильного понимания поведения конструкций и узлов здания во время землетрясения. При этом в расчетах следует изменить коэффициенты поведения конструктивных типов зданий, которые ранее назывались коэффициентами редукации.

Как правило, показатели сейсмической опасности действующих норм отличаются от параметров старых норм для одной и той же площадки строительства. Такие различия в новых нормах указываются более высокие значения сейсмических сил и ужесточаются требования к общей несущей способности и надежности зданий.

Применение способа «инженерного лечения» можно осуществить при выполнении основных требований норм без усиления всех конструкций здания:

- изменение конструктивной системы здания устройством дополнительных элементов в виде железобетонных стеновых диафрагм, вертикальных связей жесткости или сейсмоизоляции здания;
- обеспечить требуемое значение горизонтального перекоса этажей (разница относительных перемещений между перекрытиями верхнего и нижнего перекрытий рассматриваемого этажа);
- правильное распределение усилий в конструкциях здания на основе качественного инженерного расчета;- экономное конструирование элементов усиления, таких как узлы сопряжения колонн и балок, вертикальных связей жесткости, вертикальных стеновых диафрагм для сопротивления поперечным силам.

Проф. Акира Вада и Тору Такеучи исследовали на протяжении более 30 лет и предлагают инновационный метод применения фиксированных связей для восприятия поперечных сейсмических сил [353]. Заранее выбранное и



рассчитанное натяжное устройство подавляет деформацию сердечника, распределяет осевые усилия с учетом эффекта Пуассона. Установка фиксированных связей освобождает восприятие сейсмических сил несущими вертикальными элементами, распределяет усилия между узлами крепления связей и непрерывно зигзагообразным порядком распределяет силу обратно на основание. В опубликованном труде подробно расписана математическая модель поведения фиксированных связей для разных случаев применения, конструирование и проектирование при новом строительстве и в качестве усиления сопротивляемости существующего здания к сейсмическим воздействиям.

В Кыргызстане имеются разработки по сейсмоизоляции зданий и сооружений, которые имеют практическое применение. Разработаны устройства комплексного действия выполнения в виде гасителя колебаний и повышения прочности и устойчивости новых и реконструируемых строительных объектов за счет гашения их вынужденных колебаний при сейсмических и ветровых воздействиях [143].

1.2 Методы расчета сейсмоизолированных зданий

1.2.1 Применение резинометаллических опор в качестве активных систем сейсмозащиты зданий и сооружений

При правильном проектировании и расчете активные системы сейсмозащиты являются надежными и эффективными способами сейсмозащиты зданий и сооружений. Использование активных систем сейсмозащиты в виде резинометаллических опор, как правило, приводит к снижению усилий в несущих элементах от сейсмического воздействия в 2-3 раза [7, 106, 118].

По всему миру резинометаллические опоры (РМО) нашли применение в виде сейсмоизоляции в разных странах как Япония, США, Франция, Италия, Турция, Китай, Новая Зеландия, Индия, Россия и др. [78, 180, 323].



Например, РМО наряду с демпфирующими устройства в комплексе применены для сейсмоизоляции при строительстве атомных электростанций во Франции, Южноафриканской Республике, Японии и США [33, 34]. В Новой Зеландии применяются для сейсмозащиты большинство строящихся гражданских зданий и мостов [321, 330], где создана крупная компания производителей сейсмоизоляторов и мощная база нормативных документов в области сейсмостойкого строительства наряду с другими странами как США, Япония и др. [322].

В Великобритании РМО широко применяются в конструкциях АЭС в основном для целей изоляции от промышленного и транспортного шума и вибраций. Расчеты и спектральный анализ ускорений колебаний конструкций зданий на упругих опорах показали, что при сейсмическом воздействии имеют десятикратное снижение ускорений колебаний в перекрытиях по сравнению со зданиями на жестких опорах [322].

Во ВНИИГ им. Веденеева разработаны конструкции и проведены исследования по оценке эффективности сейсмоизоляционного фундамента для жилого 9-этажного здания, типовой проект здания серии 148-013 СП/1.2 разработан ТашЗНИИЭП [7, 166]. При проектировании этого здания рассматривались РМО и поглотители (демпферы) энергии сейсмических колебаний различной конструкции, проведены аналитические исследования эффективности их применения.

Рассматривались опоры двух типов: в обычном исполнении (жесткое крепление опорных фланцев к верхней и нижней фундаментным плитам); комбинированное, включающее фрикционную пару в верхнем опорном сечении.

Оба вида опор дополнительно могут оснащаться ограничителями упругих и неупругих (для опор второго типа) относительных смещений, благодаря чему можно получить разнообразные диаграммы деформирования.

Первое использование РМО в качестве сейсмоизоляции в США произошло в декабре 1983г. при строительстве четырехэтажного здания



административного центра в г. Сан-Бернардино. В настоящее время РИИ США находят все более широкое применение для сейсмоизоляции зданий [320, 322, 323].

Сдан в эксплуатацию Региональный Медицинский Центр в одном из городов штата Калифорния – Колтоне. Проект этого центра разработан американскими учеными и проектировщиками. Центр состоит из шести основных блоков с общей площадью 920000 квадратных метров [214, 254]. Пять блоков из шести имеют изолированное основание с разными размерами по высоте и в плане, различные по конфигурации. Здание из несущих металлических конструкций выполнено в рамно-связевом каркасе.

Значение максимального сдвига $0,21g$ было принято равным эквивалентному значению, полученному при статическом расчете на сдвиг. Кроме того, учитывая опасность активного разлома, в расчете был принят коэффициент 1,5. Горизонтальная сила в основании сооружения сопоставлена с максимальным значением из анализа нелинейного состояния системы от возможных сильных землетрясений. Максимально допустимое горизонтальное перемещение изоляции в плане для проекта принято 22.

Динамические испытания сейсмоизолирующих опор для здания отделения Центрального банка РФ в Иркутске были выполнены в Южно-Китайском строительном университете при участии специалистов ЦНИИСК. Численный анализ сейсмической реакции здания банка с сейсмоизолирующими опорами проведен в Центре исследований сейсмостойкости сооружений (ЦИСС) ЦНИИСК [166].

В качестве акселерограмм землетрясений использовались известные в мире записи ускорений: Кобе, 1995г.; Бухарест, 1977г.; Эль-Центро, 1940г. [258].

Результаты анализа сейсмоизолированного здания показывают, что в случае использования в расчетах фактического значения затухания $C=27\%C_{кр}$, полученного из эксперимента с опорами, реакция ускорений и перемещений значительно ниже по сравнению с неизолированным существующим зданием

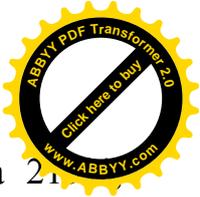


банка. Полученные максимальные перемещения значительно ниже, предельно допускаемые перемещения.

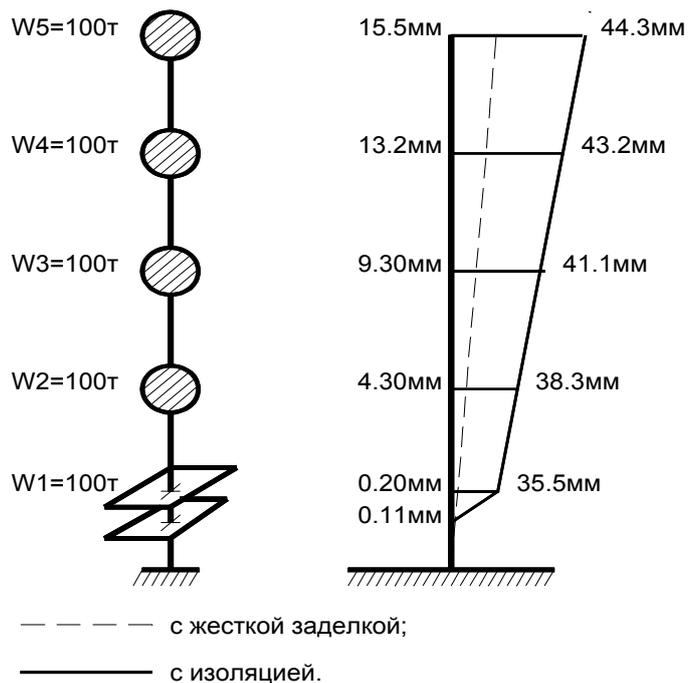
Из стран СНГ производство и экспериментальная установка резинометаллических опор сильно развита в Армении, где также устанавливаются резиновые и резинометаллические опоры для повышения сейсмостойкости существующих зданий [178]. За последние 30 лет в резинометаллические опоры установлены в зданиях разной этажности и конструктивных решений – 3-этажное каменное, 9-этажное каркасное, 9-этажное крупнопанельное, 5-этажное жилое, 3-этажное школьное здания. Всего в Армении построено около 50 многоэтажных зданий с системами сейсмозащиты. Экспериментально доказано уменьшение ускорений надпорной части здания в 2 раза и экономия средств до 5 раз по сравнению с традиционным усилением всех несущих конструкций здания [285].

В настоящее время на основе данных экспериментальных исследований армянскими учеными М.О. Мелкумяном [285], П.М. Задояном, В.Г. Арзуманяном, Г.Х. Варданяном и Т.Е. Нерсесяном [100] выполнены разработки проекта устройства сейсмоизоляционных опор под существующие здания [24, 321, 354].

Одним из результатов этих разработок является устройство резинометаллических опор под четырехэтажное здание, положившее начало использованию теоретических исследований сейсмоизоляции зданий в практике строительства. Конструктивная схема здания представлена монолитным железобетонным каркасом. Проект разработан для районов с расчетной сейсмичностью 9 баллов. Вычисления проводились с использованием программного комплекса «Ли́ра». При суммарной сейсмической нагрузке на уровне первого этажа 160,6 т период колебания здания без изоляции составил $T=0,35$ с, а перемещение наверху здания равнялось 15,6мм, максимальное смещение этажа - около 4,1мм ($\Delta=1,36 \times 10^{-4}$). Для экспериментального тестирования было выбрано как естественное значение периода колебания T до 1,1с.



Изоляция здания увеличила собственный период колебания на 21%, собственную частоту в горизонтальном направлении соответственно уменьшила с 2,85 Hz до 0,9 Hz. Сейсмическая нагрузка и максимальное перемещение соответственно были равны 94,3 т и 1,6 мм (уменьшены на 41 и 61%) (рисунок 1.2). Расчетная схема изоляторов моделировалась с упругопластической заделкой в основании. Количество опор под рассматриваемое здание составило 22. На каждую из них действовала



вертикальная нагрузка 22т.

Рисунок 1.2 – Расчетная модель и собственная форма колебания

Приведены некоторые результаты анализа сейсмоизолированного 9-этажного жилого дома по Армянским нормам проектирования сейсмостойкого строительства, показывающие, что элементы конструкции ниже и выше уровня сейсмической изоляции будут работать только в упругой фазе. Общее горизонтальное смещение составляет 15,36 см, период вибрации - 2,13 с, а ускорение на уровне выше границы сейсмоизолятора - $1,34 \text{ м/с}^2$. Ускорение на уровне фундаментного основания 0,4g и надпорной части уменьшается примерно в 3,0 раза.



Полученные результаты подтверждают высокую эффективность созданной системы сейсмоизоляции и надежность здания, которое не пострадает при сейсмических воздействиях. При воздействии проектного землетрясения значения горизонтального перекоса этажей остаются меньше допустимых. Определение и сравнение стоимости строительства дооснащения по предлагаемому проекту со стоимостью традиционного усиления показали, что значительная экономия (до 5 раз) может быть достигнута благодаря внедрению созданной технологии сейсмоизоляции.

Учет демпфирующих свойств резиновых слоев при распределении усилий в конструкциях не рассматриваются.

Краткую характеристику об историческом развитии сейсмостойкого строительства в Кыргызстане даны в работе [9].

В Кыргызской Республике были исследованы четыре типа сейсмоизоляции разными натурными испытаниями:

1. Сейсмоизоляция с использованием гибких опор (железобетонного или стального каркаса) в нижних этажах, с выключающимися энергопоглощающими элементами в виде железобетонных диафрагм с металлическими выключающимися элементами, с упорами–ограничителями чрезмерных перемещений, разработаны под руководством проф. Я.М. Айзенберга совместно с его учениками Деглиной М.М. и Урановой С.К. и др. в институте КыргызНИИССА (ныне ГИССиИП Госстроя КР). Построено одно жилое здание с выключающимися связями по про. Мира в г. Бишкек [5], где находится студенческая поликлиника.

2. Натурное динамическое испытание 9-этажного крупнопанельного здания со скользящими опорами проведены проф. Ицковым И.Е. и Абдыбалиевым М.К. Здание расположено по ул.Жумабека в г. Бишкек (ранее ул. Иваницына г. Фрунзе) [306].

3. Скользящие опоры с использованием пар «тефлоно-нержавеющая сталь» плюс ограничители перемещений исследованы и внедрены профессорами С.В. Поляковым и Л.Ш. Килимником (ЦНИИСК) вместе с Л.А.



Солдатовой [118] из Фрунзенского Политехнического института (п. КГУСТА им. Н.Исанова). Построено 19 жилых зданий со скользящими опорами в г. Бишкек.

4. Возведено здание с шаровыми опорами и проведены экспериментальные исследования в институте ГИССИП Госстроя КР (Деглина М.М., Уранова С.К., Хатипов Ю.И.).

5. Резинометаллические опоры исследованы, создан промышленный образец и разработана их математическая модель автором диссертации совместно с проф. Т. Ормонбековым в КГТУ им. И.Раззакова и ГИССИП Госстроя КР [121].

По результатам испытаний были построены 44 здания с активными системами сейсмозащиты на территории г. Бишкек.

Для всех типов сейсмоизоляций разработаны руководящие документы. Как указаны в работах [78, 118, 119] расчетная сейсмическая нагрузка на здание со скользящим поясом S_{ik} , соответствующая i -му тону собственных колебаний определяется по известной формуле

$$S_{ik} = K_1 K_2 S_{0ik}, \quad (1.1)$$

среднее значение сейсмической нагрузки, соответствующей i -му тону собственных колебаний, определяемое в предположении упругого деформирования конструкций

$$S_{0ik} = Q_k A \beta_i K_\psi \eta_{ik} K_3 \quad (1.2)$$

где все коэффициенты принимаются согласно требований действующего в то время СНиП II-7-81* [148].

Коэффициент K_3 снижения амплитуд горизонтальных ускорений A , определяемый из условия не превышения суммарной перерезывающей силы выше уровня скользящего пояса сил трения (этапы I), равен



$$K_3 = \frac{f_{mp} \sum_{k=1}^n Q_k}{\sqrt{\sum_{i=1}^3 \left(\sum_{k=1}^n S_{ik} \right)^2}}, \quad (1.3)$$

где f_{mp} - коэффициент трения скольжения в опорах; при использовании пластин из фторопласта (фторлона-4) и нержавеющей стали принимается равным 0,1, допускается уточнять f_{mp} на основании модельных и натуральных экспериментальных исследований;

$\sum_{k=1}^n Q_k$ - сумма вертикальных нагрузок, определяемых для всех точек консольной схемы выше уровня скользящего пояса;

$\sqrt{\sum_{i=1}^3 \left(\sum_{k=1}^n S_{ik} \right)^2}$ - суммарная перерезывающая сила выше уровня скользящего пояса (при учете трех форм собственных колебаний);

n - число сосредоточенных масс.

При расчете зданий высотой до 5 этажей включительно с незначительно изменяющимися по высоте массами и жесткостями, если период основного тона собственных колебаний $T_1 \leq 0,4c$, допускалось учитывать только первую форму колебаний и определять η_{ik} по упрощенной формуле.

Для этапов II (скольжение по поясу) при учете одной составляющей сейсмического воздействия в качестве расчетной принимается консольная схема с жесткой заделкой относительно поворота и упругой в уровне скользящего пояса относительно горизонтальных перемещений. Расчет выполняется как для этапов I по формулам (1.1) и (1.2) при амплитуде ускорений $K_3 A$ и коэффициенте $K_{\psi} = 0,8$. Коэффициенты податливости δ_{jk}^{II} при единичных нагрузках определяются с учетом упругого поступательного перемещения здания в уровне скользящего пояса, возникновения гравитационных восстанавливающих сил и возможного включения в работу упругих ограничителей



$$\delta_{jk}^{II} = \delta_{jk} + \frac{1}{K_{огр}}, \quad (1.4)$$

где δ_{jk} - коэффициенты податливости для консольной схемы с жесткой заделкой в уровне скользящего пояса;

$K_{огр}$ - жесткость упругих ограничителей горизонтальных перемещений в рассматриваемом направлении (с учетом восстанавливающих гравитационных сил).

Естественно, крупнопанельные дома являются стеновой конструктивной системой и жесткой в надпорной части. Если здание рамной конструктивной системы, то необходимо установить вертикальные диафрагмы или ядра жесткости. При этом коэффициент редукции не менялось, хотя проводились множество сравнительных расчетов зданий с и без систем сейсмоизоляции.

Но тем не менее, указанные выше активные системы сейсмоизоляции теперь необходимо рассчитывать на основании значений пиковых ускорений грунтов и уравнениями, приведенными в новых строительных нормах СН КР 20-02:2018 [156]. Как правило, при изменении конструктивной системы надпорной части здания, нужно внести изменения значений коэффициента поведения q .

1.2.2 Методы расчета элементов эластомеров для виброизоляции и сейсмоизоляции

В настоящее время число монографий, посвященных исследованию методов расчета изделий из высокоэластичных материалов, немногочисленно. Особенности расчета резинометаллических элементов, подвергнутых знакопеременным нагрузкам при однородном поле напряжений, рассмотрены в работах [4, 18, 26].

В нелинейной постановке задач расчет резиновых слоев в многослойном виброизолирующем элементе произведено в работах Дымникова С.И [55, 56].



В 1976г. вышла монография Э.Э. Лавендела, обобщающая результаты расчета резинотехнических изделий при достаточно сложных нагружениях [85, 120]. В ней дан анализ основных методов расчета, описаны принципы применения вычислительных средств, приведены гипотезы и алгоритмы для большинства встречающихся типов расчета.

Современные методы расчета изделий из высокоэластичных материалов, имеют свои допущения.

Упругая аналогия. Принимается, что подлежащие определению функции напряжений $\sigma_{ij} = \sigma_{ij}(\bar{x}, t)$ и перемещений $u_i = u_i(\bar{x}, t)$ можно искать в форме

$$\sigma_{ij} = \sigma(t)\sigma_{ij}(\bar{x}), \quad u_i = u(t)u_i(\bar{x}) \quad (1.5)$$

Такое разделение переменных на временную $(\sigma(t), u(t))$ и координатную $(\sigma_{ij}(\bar{x}), u_i(\bar{x}))$ части справедливо, если граничные условия не зависят от времени. В тех случаях, когда граничные условия качественно меняются во времени, расчетная практика для вязкоупругой задачи может предложить только аппроксимацию временной функции в граничных условиях ступенчатой функцией с применением внутри каждой ступеньки (граничные условия уже не зависят от времени) упругой аналогии (1.5). Использование приближенных методов расчета с одновременной аппроксимацией в пространстве координат и времени пока не удастся реализовать из-за недостаточной мощности машин. Задачи с меняющимися во времени граничными условиями встречаются в расчетной практике весьма редко.

Таким образом, можно отдельно решить упругую задачу (для $t = 0$ принимая, например, что $\sigma(0) = 1$ и $u(0) = 1$), определив $\sigma_{ij}(\bar{x})$ и $u_i(\bar{x})$, и затем задачу по нахождению $\sigma(t)$ и $u(t)$.

Решение упругой задачи. По трудоемкости эта задача является основной. Ввиду математических сложностей, возникающих из-за геометрической, физической и часто также конструкционной нелинейности, пользуются рядом упрощающих гипотез, справедливых только в отдельных областях применения.



Несжимаемость. То, что эффект сжимаемости обычно Влн незначительно, видно хотя бы из таких сопоставлений. При малых деформациях, когда можно считать справедливой теорию, модуль сдвига G высокоэластичных материалов по крайней мере в 10^3 раз меньше модуля объемного сжатия. Поэтому обычно принимают, что материал несжимаем. Исключения составляют конструкции, в которых высокоэластичный материал работает исключительно на объемное сжатие.

Малые деформации. Под малыми деформациями ε_{ij} понимаем такие, при которых достаточную точность обеспечивает допущение $1 + \varepsilon_{ij} \approx 1$. Тогда ε_{ij} определяется из уравнения

$$\varepsilon_{ij} = \frac{1}{3}(u_{i,j} + u_{j,i}), \quad (1.6)$$

а в качестве физической зависимости используется закон Гука

$$\sigma_{ij} = G(2\varepsilon_{ij} + \delta_{ij}s), \quad s = \frac{\sigma_{ii}}{3G} \quad (1.7)$$

При этом условие несжимаемости записывается следующим образом:

$$\varepsilon_{ij} = u_{i,i} = 0 \quad (1.8)$$

Средние деформации. Экспериментальные зависимости показывают, что примерно до значения $\varepsilon_{ij} < 0,4$ выражению (1.7) подчиняются малые приращения напряжений и деформаций, наложенных на уже нагруженное тело. Это служит хорошей основой для построения шаговой процедуры решения задачи, поскольку сохраняется справедливость использования аппарата малых деформаций внутри каждого шага.

В случае больших деформаций ($\varepsilon_{ij} > 0,4$) результаты экспериментальных исследований по определению физических соотношений обычно выражают с помощью упругого потенциала (удельная потенциальная энергия деформации) через инварианты тензора деформации:

$$W = W(I_1, I_2, I_3). \quad (1.9)$$



Учет временных зависимостей. Экспериментальные исследования позволяют считать, что для таких высокоэластичных материалов, как резина, достаточную точность описания вязких свойств обеспечивает линейная вязкоупругость. Причем вязкими свойствами обладает только та часть зависимости между напряжениями и деформациями, которая отвечает за формоизменение, а зависимость между средним напряжением σ_{ii} (функцией гидростатического давления $s = \sigma_{ii} / 3G$) и относительным изменением объема ε_{ii} - упругая. Для медленно меняющихся во времени процессов (ползучести, релаксации) достаточную точность обеспечивают линейные дифференциальные операторы Ξ и Ψ :

$$\Xi[\sigma(t)] = \Psi[\varepsilon(t)] \quad (1.10)$$

а в случае динамических задач - интегральные операторы

$$\sigma(t) = G * (\varepsilon) = G \left[\varepsilon(t) + \int_{-\infty}^t \Lambda(t - \xi) \cdot \varepsilon(\xi) d\xi \right] \quad (1.11)$$

с сингулярными ядрами $\Lambda(t - \xi)$. Для разных марок материалов пользуются разными видами этих ядер.

Эффекты типа старения (очень медленное изменение свойств во времени от воздействия солнечной энергии, воздуха, облучения и др.) учитываются путем подстановки в конечные формулы (например, в характеристику сила - деформация) вместо постоянных операторов Ξ и Ψ или ядра Λ функций, медленно изменяющихся во времени в процессе старения.

Учет влияния температуры T при решении задач сводится к итерационному процессу, на каждом шаге которого принимается, что температура является известной функцией координат из расчетов на предыдущем шаге. Тогда для линейной задачи вместо (1.6) и (1.7) имеем

$$\sigma_{ij} = G[2\varepsilon_{ij} + \delta_{ij}(s + \alpha T)], \quad (1.12)$$

$$\varepsilon_{ii} = 3\alpha T. \quad (1.13)$$



При заданном поле температуры $T(\bar{x})$ следует учитывать зависимость $G[T(\bar{x})]$, в этом случае итерационный процесс не нужен. Часто основной задачей расчетов является задача о саморазогреве при циклически изменяющейся нагрузке. Тогда $T(\bar{x})$ есть неизвестная функция и для ее определения к основной системе уравнений добавляется уравнение теплового баланса

$$c\dot{T} = \varkappa T_{,ii} - \alpha T \sigma_{ii} + Q. \quad (1.14)$$

При стационарных колебаниях тел наиболее распространенной является задача, когда температурное поле достаточно продолжительное время также имеет стационарное значение, что дает возможность применить следующие допущения:

1) $\dot{T} = \frac{\partial T}{\partial t} = 0$;

2) пользоваться вместо $T = T(\bar{x}, t)$ понятием $\tilde{T} = \frac{\omega}{2\pi} \int_0^{2\pi/\omega} T(\bar{x}, t) dt$ -

усредненным за период $2\pi / \omega$ значением температуры;

3) отбрасывать в (1.8) малое слагаемое $\alpha T \sigma_{ii,t}$ из-за малости α ;

4) рассматривать усредненную за период колебаний функцию источника

теплообразования $Q = \frac{\omega}{2\pi} \int_0^{2\pi/\omega} \sigma_{ij} \varepsilon_{ij} dt$.

Поэтому вместо (1.14) обычно пользуются усредненным за период $2\pi / \omega$ уравнением

$$T_{,ii} = -\frac{\omega}{2\pi \varkappa} \int_0^{2\pi/\omega} \sigma_{ij} \varepsilon_{ij} dt, \quad i, j = x, y, z, \quad (1.15)$$

с граничными условиями

$$\text{grad} \tilde{T} + H(\tilde{T} - \tilde{T}_{cp}) = 0. \quad (1.16)$$



Динамические задачи. Для стационарных задач с частотой промышленных силовых установок ($\omega < 150$ Гц) нет необходимости учитывать инерционные слагаемые \ddot{u}_i .

1.3 Поведение зданий с системами сейсмозащиты при сейсмическом воздействии

Система сейсмозащиты нелинейная, их решение и анализ имеет ряд комплекс задач, а форма физико-математического представления имеет сложный вид.

$$a_0(t)\ddot{x} + a_1(t)\dot{x} + a_2(t)x = f(t) \quad (1.17)$$

где x, \dot{x}, \ddot{x} - соответственно неизвестная функция, ее первая и вторая производная точки в момент времени t и непрерывные в окрестностях исследуемой нами области; $a_0(t), a_1(t), a_2(t)$ – переменные коэффициенты; $f(t)$ – заданная функция.

При рассмотрении и исследовании многомассовых диссипативных и динамических систем при той же форме представления, что и в уравнении

$$\ddot{x} + 2h\dot{x} + \omega_0^2 x = p(t) \quad (1.18)$$

где $a_0 = 1, a_1 = 2h = \frac{c}{m}, a_2 = \omega_0^2 = k/m$; m – это масса системы; c – коэффициент трения; k – коэффициент упругости системы; $p(t)$ – внешнее силовое воздействие.

Однако вместо единичных значений основных параметров системы используются их матричные значения (m, c, k и $p(t)$) [119]. Матричная



формализация ведет к интегрированному или обобщенному результату. Чтобы определить поведение динамической системы параметров нужно провести сопоставительные расчеты при изменениях нагрузки и физических параметров. Учитывая разные типы конструктивных систем зданий и сооружений, при отсутствии записей, невозможно анализировать их поведение при сейсмическом воздействии. Это казалось неразрешимой, сложной, математической и практической задачей. Поэтому необходимо упростить задачу и выявить, интересующие нас параметры и закономерности на какой-либо простой и наглядной модели, а затем уже перенести полученные результаты на динамическую многомассовую систему.

Другим сложным элементом выступают диссипативные силы (силы трения сопротивления). Все силы трения направлены противоположно скорости движения динамической системы, которая ведет к нелинейной формализации. Силы трения нелинейно зависят от скорости движения динамической системы. На величину трения оказывает влияние давление, температура, состав фрикционной пары, наличие смазки, химические и физико-механические свойства смазки и элементов пары, вид и форма смещения.

По сравнению с другими системами сейсмозащиты, системы со скользящими поясами надежны, экономичны, просты в изготовлении и эксплуатации. Имеющиеся недостатки (неспособность системы воспринимать вертикальную составляющую сейсмического импульса) можно устранить посредством комплексного объединения с другими системами активной сейсмозащиты. Особый научно-практический интерес вызывает поведение узлов и элементов системы в условиях сильных землетрясений, чтобы разработать эффективные и надежные способы и методы организации сейсмозащиты.

При силовых воздействиях имеют место необратимые процессы, связанные с образованием микротрещин в строительных конструкциях, пластических эффектов в металле, с изменением жесткости и прочности



конструкций. Для определения поведения здания под конкретной нагрузкой нужно учитывать не только величину нагрузки, но и характер ее приложения в реальном времени. Здесь можно применить последовательный ряд нагрузок и порядок последовательности нагрузок. Нужно также учитывать характер изменения во времени жесткости и прочности строительных конструкций.

В предшествующий землетрясению момент напряженное состояние конструкции приобретают под действием их собственного веса, полезных и других нагрузок, неравномерных осадок, усадочных и температурных напряжений. Влияние предшествующих сейсмическому воздействию нагрузок отражается не только на формировании того или иного напряженного состояния конструкции, но и сказывается на прочностных и деформационных характеристиках материалов. Нелинейность проявляется при даже слабых землетрясениях, которые не вызывая серьезных повреждений сооружения, являются причиной постепенного накопления дефектов. И к моменту более сильного землетрясения могут отрицательно сказаться на сейсмостойкости зданий и сооружений [119].

Расчет по нелинейной схеме затруднителен. Неупругий анализ рассматривается как последовательность непрерывно меняющихся систем. Замена нелинейных условий их линейной аналогией приводит к практическим результатам. Упрощение позволяет использовать принцип суперпозиции и численный метод пошагового интегрирования [48, 59, 79].

Шаговый метод интегрирования соответствует описанию характера сейсмического воздействия и нелинейного влияния сил трения. Шаговый метод применим и к упругим динамическим системам, при его использовании значительно упрощаются вычисления, поскольку на каждом этапе не нужно учитывать изменение динамических характеристик. Шаговый метод при численных расчетах больших сложных диссипативных и динамических систем, а также для случаев их кратковременного, импульсивного нагружения, когда одновременно возбуждается множество форм колебаний, необходимо определить параметры реакции для короткого промежутка времени [74, 81,



107].

Преимуществом метода является то, что он пригоден для любых нелинейных систем. Способ не требует наличия аналитических аппроксимаций нелинейных зависимостей [91, 126, 142].

Проблемой нелинейного анализа и расчета является неполнота и противоречивость имеющейся исходной информации, как по силовому воздействию, так и по поведению сооружений, их узлов и элементов в условиях работы конструкций при сильных землетрясениях [67, 95, 101].

Фундаментальная информация о влиянии на расчет магнитуды, эпицентрального расстояния и местных грунтово-геологических условий на параметры сейсмического воздействия пока ограничена [74, 137].

В качестве другого момента в отличие от простых исследований одно- и двухмассовых динамических систем, матричная формализация ведет к интегрированному результату. В результате чего, чтобы определить вклад в поведение системы ее конкретного элемента и его влияние на другие элементы динамической системы, приходится осуществлять ряд сопоставительных расчетов при изменениях нагрузки или физических параметрах. Практический выход один - сначала нужно упростить задачу и выявить, интересующие нас параметры и закономерности на простой и наглядной модели, а затем перенести полученные результаты на динамическую многомассовую систему.

Распределение волн в конструкциях зависит от выбора конструктивной системы. Динамическая сейсмоизолированная система должна иметь жесткую надпорную часть здания. Применение метода усиления для здания существующей застройки в виде активной системы сейсмоизоляции требует проведения нескольких расчетов с и без системы сейсмозащиты. Существующие здания рассчитываются на коэффициенты на стадии проектирования. Как правило, новые нормы требуют расчет по действующим нормам с учетом коэффициента поведения в зависимости выбранной конструктивного типа.



1.4 Экспериментальные исследования в сейсмостойком строительстве

В Кыргызстане кроме ГИССИП Госстроя КР экспериментальные исследования проводятся в лабораторных условиях в КГТУ им. И. Раззакова (размер вибростола 0,5x0,5 м) и на виброплатформе размером 4,2x4,2 м проблемной лаборатории Научно-исследовательского института по сейсмостойкому строительству КГУСТА им. Н. Исанова [88]. В лабораторных условиях возведены 2-этажные здания из местных материалов и экспериментально доказано сейсмостойкость усиленных разными способами малоэтажных зданий. Такое сравнение было проведено впервые за долгие годы. Эксперименты проводились для зданий из местных материалов, для сейсмологических условий Кыргызстана остается актуальным проводить масштабные исследования зданий из железобетонных конструкций разной конструктивной системы.

За последние 15 лет активизировалось строительство многоэтажных зданий и строительные компании заинтересованы в возведении зданий повышенной этажности более 20 этажей в связи с отсутствием строительной площадки для застройки столицы. Строительство зданий и сооружений, объемно-планировочные и конструктивные решения которых различны от действующих норм и использование новых материалов и конструкций, требуется проводить экспериментальные исследования с участием специалистов специализированных институтов в сейсмостойком строительстве согласно требованиям новых норм [157].

Натурные испытания в соседней Республике Казахстан проводятся часто и достигается сейсмостойкости зданий на основе экспериментальных и теоретических исследований. Ежегодно повышается качество строительномонтажных работ на строительной площадке, но в большинство случаев не отвечает требованиям действующих норм сейсмостойкого строительства.



Автор принимал участие в экспериментальной проверке на сейсмостойкость здания сборного железобетонного каркаса «Шымкент-ССИ» в Казахстане, проведенной КазНИИСА проф. Ицковым И.Е [70]. Разработана новая конструктивная система 9-этажного здания из сборного пространственного железобетонного рамного каркаса, называемые каркасы «Шымкент-ССИ», Н-образные конструкции с консольными вылетами ригелей в одну сторону или в две стороны и линейные элементы. В рамках каркаса соединения ригелей и колонн выполняются в заводских условиях; стыки колонн, выполняемые в построечных условиях, вынесены из зон максимальных изгибающих моментов в средние по высоте уровни этажей; стыки ригелей между собой расположены в серединах пролетов. Перекрытия здания монтированы из многопустотных предварительно-напряженных железобетонных плит безопалубочного формования серии WI Tech 2011/kz. Испытанное 9-этажное здание размером 18x24 м включало подвальный, 9 типовых и технический этажи. Динамические воздействия на здание создавались вибротрибуной типа В-3. Горизонтальные нагрузки, действовавшие на здание в процессе испытаний, превышали расчетные сейсмические нагрузки, принятые при его проектировании, в 1,2 и более 2,0 раза. Максимальные инерционные нагрузки, действовавшие из плоскости межкомнатных перегородок в уровне девятого этажа, превысили расчетные сейсмические нагрузки более чем в 1,8 раза [70]. Экспериментальные натурные испытания актуальны в нашей Республике, организация и проведение требует немалых средств и усилий.

Проф. Абаканов М.С. проводил исследования перераспределения усилий в статически неопределимых железобетонных конструкциях за счет пластичности арматуры, влияния неупругих деформаций бетона сжатой зоны на распределение усилий [1]. Для оценка несущей способности при действии знакопеременных малоцикловых нагрузок испытаны статически неопределимые балки обычные и преднапряженные. Армирование опорных и пролетных сечений было принято одинаковым, где опорные сечения ослаблены против требуемого расчетом упругой системы. По упругому расчету



соотношение опорных и пролетных моментов при принятой схеме испытания составляло 1,88. В результате испытаний деформационные свойства своеобразных пластических шарниров были достаточны для полного перераспределения усилий при циклическом воздействии. Абаканов М.С. (2016).

Проф. Беспаяев А.А. для восстановления эксплуатационной пригодности поврежденных изгибаемых железобетонных конструкций предлагает способ создания предварительного напряжения усиливающих фиброармированных пластиков [32]. Это может быть выполнено путем приподнимания поврежденного участка железобетонного перекрытия на величину, превышающую существующий прогиб железобетонного перекрытия. Затем производится усиление изгибаемой конструкции наклеиванием фиброармированных лент или сеток на поврежденные зоны. В процессе опускания усиливаемого элемента фиброармирующие материалы включаются в работу конструкции, уменьшают деформации растянутой арматуры, что приводит к уменьшению ширины раскрытия трещин, ликвидации чрезмерных прогибов конструкции и восстановлению эксплуатационной пригодности железобетонного перекрытия. В результате усиления железобетонных плит перекрытий предварительно напряженными фиброармированными сетками не только обеспечило требуемую прочность железобетонных перекрытий, но и восстановило их эксплуатационную пригодность [32]. Такие испытания можно проводить при натурном испытании здания.

1.5 Особенности международных и национальных норм в области сейсмостойкого строительства

Традиционно применявшееся в странах СНГ понятие «среднего» грунта – одного из важнейших в практике составления карт сейсмического районирования и микрорайонирования, согласно высказываниям проф.



Алешина А.С. [6], со временем показало ненужность поправки «за воду» в случае использования поперечных волн, а также возможность учета резонансных эффектов при задании профиля сейсмических жесткостей грунтового массива.

Несколько десятилетий назад пути исследования в области инженерной сейсмологии Советского Союза и США, Европы, Японии, других индустриально развитых стран дальнего зарубежья разошлись. Масштабное использование инструментальных средств регистрации и обработки сейсмологических данных привело к отказу от использования балла как меры сейсмического воздействия. Алешин А.С. приводит метод сейсмической жесткости, разные анализы и парадигмы, предлагает усвоить положительное содержание строительных кодов зарубежных стран, разработать собственные нормы, лучше приспособленные к условиям нашей страны [6]. Автор поддерживает идею создания отечественной актуализированной системы разработок строительных норм и правил.

Необходимо отметить, что процесс гармонизации Еврокодов в Кыргызской Республике пока сведен на нет, кроме разработанных и внедренных строительных норм СН КР 20-02:2018, СН КР 22-01:2018, СН КР 31-02:2018 [156, 157, 158]. В Республике Казахстан [159], Республике Беларусь [172] и Республике Украина [54] согласно государственным программам по актуализации строительных норм и правил разработаны и введены в действие Еврокоды, в том числе национальные приложения. В России пока сведен простому переводу Еврокодов на русский язык и в усеченном виде изданы в МГСУ в виде учебного пособия [132, 135]. В Кыргызстане указанные пособия невозможно использовать в качестве учебного материала, также как и в других странах СНГ, поскольку студенты обучаются по старой методике, заложенной еще при Советском Союзе.

Рассмотрим отличия. В отечественных нормах расчет строительных конструкций ведется по I и II предельным состояниям по прочности [133, 134]. В Еврокодах положено абсолютное предельное состояние – необрушение



конструкций, далее рассчитываются на ограничение ущерба. Имеются особенности при назначении нагрузок и воздействий на строительные конструкции, в том числе учет пиковых ускорений грунтов, коэффициента поведений (условий работы), который должен быть снижен для зданий, нерегулярных по высоте и др. Сертификация строительных материалов и конструкций по Еврокодам и Госстандартам в корне отличаются. При автоматическом введении в действие зарубежных норм в Кыргызстане можно предполагать, что при строительстве объектов из-за рубежа возможно будут ввозить не только готовые сборные конструкции, но и инертные материалы, такие как песок, щебень и гравий. Это может привести к полному коллапсу строительной отрасли и производства в целом. Поэтому является актуальной разработка строительных норм переходного варианта с учетом наработок и заделов отечественных ученых сравнением и постепенным внедрением зарубежных норм для условий Кыргызской Республики.

Для начала можно сравнить учебно-методические материалы и текущие исследования с опубликованными выдержками строительных Еврокодов для студентов строительных специальностей и инженеров отрасли. Расхождение инженерных расчетов, разная терминология, отличия от общепринятых технологий проектирования будет препятствовать свободному использованию в Кыргызстане.

Нормами проектирования сейсмостойких зданий и сооружений, параллельно в настоящее время в Кыргызской Республике, являются СН КР 20-02:2018 и 2009 года [154, 156], СН КР 22-01:2018 и 1998 года [149, 150, 157], СН КР 31-02:2018 и 2000 года [152, 155, 158]. Предыдущие версии норм СН КР 20-02:2018 были разработаны в СССР, начиная со СН-8-57 [147], изданных в 1957 году и затем переизданных в 1962, 1969, 1981 и 1986 годах (СНиП II-7-81*) и основаны на спектральном упругом подходе расчетов зданий [148].

Положения СН КР 20-02:2018 применимы к проектированию новых зданий и усилению уже существующих зданий. Сейсмическая безопасность зданий существующей застройки оценивается на основании СН КР 22-01:2018



[156, 157]. Территория г. Бишкек расположена вблизи Ыссык-Катинского активного разлома, для оценки зоны влияния которой разработаны и действуют отдельные строительные нормы СН КР 31-02:2018 [158]. При этом расчет на сейсмические воздействия и проектирование выполняются в соответствии с положениями основных СН КР 20-02:2018 и другими применимыми нормами.

Положения СН КР 20-02:2018 и параллельно действующие до марта 2021 года СНиП КР 20-02:2009 [154, 156], посвященные проектированию сейсмостойких зданий и сооружений, содержат положения основных критериев, влияющих на сейсмостойкость зданий и сооружений: определение сейсмической опасности района и площадки строительства; типа грунтовых условий строительной площадки по сейсмическим свойствам; расчетные сейсмические нагрузки; спектры расчетных реакций; методы расчета на сейсмические воздействия и особые требования к проектированию определенных конструктивных решений с учетом сейсмических воздействий.

В настоящее время многие международные нормы проектирования в сейсмостойком строительстве предписывают применять подход к проектированию новых зданий на действие сейсмических сил (или прочностных характеристик). В рамках такого подхода несущие конструкции проектируются с учетом заданных прочностных характеристик исходя из действующих сейсмических сил. Значение таких сейсмических сил получают в результате линейно-упругого расчета с учетом параметров сейсмической опасности, типа и материала несущей конструкции и т.д. Максимальные перемещения в здании, вызванные землетрясениями, не должны быть за пределами, установленные нормами проектирования. Положения СНиП КР 20-02:2009 рекомендуют использовать подход, основанный на действии сейсмических сил, для проектирования сейсмостойких зданий и других сооружений.

После распада Советского Союза, в течение последних трех десятилетий, в развитых странах мира появилась альтернативный подход проектирования на основе действия сейсмических сил — проектирование несущих конструкций



зданий по заданным параметрам (далее – перфоменс-проектирование). Целью такого подхода является обеспечение фактических заданных характеристик конструкции на определенном уровне сейсмической опасности. Заданные параметры являются показателем прогнозируемого повреждения несущих и ненесущих элементов при землетрясении и обычно определяются количественными показателями неупругих (пластических) деформаций (кручений, перемещений) несущих элементов (например, пластические шарниры в железобетонных или стальных балках).

Подход к проектированию зданий на воздействие сейсмических сил основан на линейном расчете, который подразумевает упругое поведение конструкции во время колебания грунтового основания при землетрясениях. Суммарная сейсмическая сила, действующая на конструкцию, также известная как сдвигающая сила в основании, определяется путем понижения значения упругой сейсмической силы с использованием коэффициента изменения силы (также известного как коэффициент поведения). Предполагается, что при понижении значений сейсмической силы с использованием коэффициента, учитывающего изменение силы, конструкция проявит нелинейное поведение и подвергнется неупругим деформациям прежде, чем произойдет разрушение. Этот коэффициент применяется для определения предполагаемой пластической деформации конструкции, т.е. способности конструктивных элементов нелинейно деформироваться во время землетрясения. Некоторые конструкции, например, неармированная каменная кладка, являются хрупкими по своей природе, следовательно, значение их коэффициента, учитывающего изменение силы, близко к единице. При этом железобетонные и стальные конструкции должны быть рассчитаны с учетом пластических деформаций, поэтому для таких конструкций предусмотрено более высокое значение коэффициента, учитывающего изменение силы.

Согласно СНиП КР 20-02:2009, поправочный коэффициент K_2 равен обратному значению коэффициента, учитывающего изменение силы. Значения коэффициента K_2 варьируются от 0,2 до 0,5 и зависят от конструктивного

решения и материала, т.е. значения будут разными для каркасных или стено-конструктивных схем. Низкие значения коэффициента K_2 применяются к решениям, которые считаются обладающими большей потенциальной пластичностью.

На рисунке 1.3 показано, как можно рассчитать значение сейсмической силы исходя из максимальной упругой сейсмической силы, применив коэффициент K_2 , учитывающий изменение силы (поправочный коэффициент).

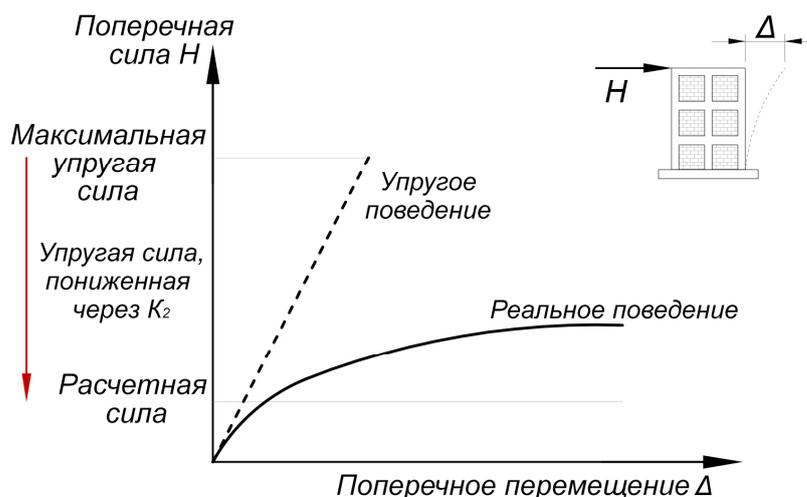


Рисунок 1.3 – Упругая и расчетная сейсмические силы [293]

Подход к проектированию зданий на воздействие сейсмических сил основан на линейном расчете конструкции, подвергающейся действию расчетного землетрясения, которое соответствует нормативным параметрам сейсмической опасности строительной площадки. Прилагаемые сейсмические силы снижаются с помощью коэффициента поведения, учитывающего изменение силы. Значения этих коэффициентов установлены исходя из мнения и опыта разработчиков норм проектирования и основаны (в некоторой степени) на экспериментальных исследованиях и наблюдениях во время прошедших землетрясений.

Коэффициент поведения – это коэффициент редукции, используемый для уменьшения сил, определенных в результате линейного расчета, с целью учета



нелинейной реакции сооружения, обусловленной нелинейной работой материала, конструктивной системы и особенностями принятой методики проектирования. Коэффициент поведения q представляет собой приближенное значение соотношения сейсмических нагрузок, которые воздействовали бы на здание или сооружение при его полностью упругой реакции и вязком демпфировании 5 %, к сейсмическим нагрузкам, которые могут применяться при проектировании, основанном на результатах линейно-упругого расчета. Значения коэффициента поведения q характеризуют способность конструктивных систем противостоять сейсмическим воздействиям в области нелинейного деформирования и определяют степень учета их нелинейного поведения при сейсмических воздействиях. Значения q являются обратными значениями коэффициента редукции K_2 , принятого в ранее действовавших нормах; $q=1/K_2$.

Таким образом, повышенное значение q означает более высокую вероятность нелинейного поведения при сейсмических воздействиях, аналогичного кривой «реальное поведение» на рисунке 1.3. Положения по проектированию зданий на действие сейсмических сил обычно содержат требования, касающиеся разработки несущих конструкций и прочностные свойства материалов для обеспечения пластического поведения при сейсмических воздействиях на основании расчетных предположений.

Применение подхода к проектированию сейсмостойких сооружений на основе воздействия сейсмических сил оправдано для новых зданий, когда разработчики могут проконтролировать конфигурацию здания, разработку конструктивной схемы, качество материалов и строительных работ. Здания существующей застройки могут иметь один или несколько дефектов сейсмостойкости и обычно не отвечают требованиям действующих норм проектирования в сейсмостойком строительстве. Дефекты сейсмостойкости зависят от конструктивного решения, строительных материалов и возраста здания. В большинстве случаев здания существующей застройки не обладают достаточной потенциальной пластичностью, т.е. они не смогут выдержать



значительные нелинейные деформации до момента разрушения. Возмоз недостаточную пластичность не удастся определить при помощи подхода на основе действия сейсмических сил ввиду использования линейного расчета на сейсмические воздействия, при котором одинаковые коэффициенты, учитывающие изменение силы, применяются к новым и существующим зданиям, построенным на основе одного конструктивного решения и с использованием одинаковых материалов.

Нормы проектирования в сейсмостойком строительстве со временем меняются, и эти изменения обычно приводят к увеличению значения сейсмических сил ввиду более жестких требований и более глубокого понимания сейсмической опасности в стране или регионе. Следовательно, большинство зданий существующей застройки не соответствуют требованиям к прочности при воздействии сейсмических сил, определенным на основании действующих норм проектирования в сейсмостойком строительстве.

В некоторых случаях в результате применения подхода проектирования на основе действующих сил с использованием линейного расчета на сейсмические воздействия может оказаться, что здание существующей застройки имеет дефекты сейсмостойкости. При этом перфоменс проектирование в сочетании с нелинейным расчетом может подтвердить приемлемые характеристики сейсмоустойчивости.

Расчет и проектирование железобетонных конструкций на основе современных подходов и применением зарубежных программ с учетом действующих требований норм США, Канады, Европы и Японии предложили проф. Светлана Бржев и Джон Пао [206, 207].

Нелинейный расчет дает возможность более реалистично оценить требуемую несущую способность конструкций в пластической зоне. По результатам пушовой анализа конструкция может демонстрировать приемлемые характеристики в условиях определенной сейсмической опасности. Перфоменс проектирование также позволяет более гибко подойти к определению «приемлемых характеристик» здания существующей застройки.



Поэтому проектировщики использовали перфоменс проектирование и push анализ на сейсмические воздействия для оценки зданий существующей застройки [21, 205, 233]. Нелинейный расчет позволяет лучше понять неупругое поведение и механизм разрушения конструкции в отличие от линейного расчета. Такое понимание имеет решающее значение на этапе выбора подходящей схемы усиления исходя из прогнозируемого механизма разрушения усиленного здания.

В рамках подхода к проектированию на действие сейсмических сил используется линейный расчет сейсмических воздействий, применимый к зданиям, которые в силу достаточной прочности способны сохранять упругие свойства при воздействии расчетных сейсмических сил, и зданиям с правильной геометрией и распределением жесткости и массы. Линейные расчеты вызванных землетрясением сил и перемещений для других зданий могут быть неточными [239].

В некоторых нормах проектирования указано, как определить ограничения для использования методов линейного расчета при восстановлении зданий существующей застройки после землетрясений [192]. Их целью является подтверждение низкого прогнозируемого уровня нелинейности, который можно установить при помощи соотношения требуемой - фактической несущей способности для ответственных элементов конструкции. Такое соотношение представляет собой соотношение внутренних усилий или изгибающего момента под воздействием нагрузки от собственного веса, сейсмических нагрузок и расчетной прочности конструктивных элементов. Неупругое поведение конструктивного элемента может при превышении расчетного значения соотношении требуемой - фактической несущей способности 1,0. Согласно положениям Стандарта ASCE/SEI 41-13 [192], линейные методы расчета используются, когда соотношение требуемой - фактической несущей способности ответственных элементов конструкции не превышает 2,0. Многие старые здания имеют дефекты несущей способности элементов их конструкции. Они не отвечают требованиям действующих норм



проектирования, поэтому использование линейно-упругого расчета для оценки сейсмической безопасности и разработки необходимых схем усиления может быть нецелесообразным.

Ограничения применения подхода к проектированию на действие сейсмических сил в контексте оценки сейсмостойкости и усиления зданий существующей застройки описаны в разных источниках [192, 234, 239].

Заключение по главе 1

1. На основе анализа возникновения неизбежного землетрясения на территории Кыргызстана, установлена низкая сейсмостойкость существующей застройки, где требуется принять неотложные меры по массовому повышению сейсмостойкости зданий с применением эффективных методов усиления.
2. Установлена необходимость расчета зданий с учетом референтных значений пиковых ускорений грунтовых условий площадки строительства без искусственного снижения интенсивности землетрясения с целью экономии средств во вред сейсмической безопасности и жизни людей, проживающих на территории Кыргызской Республики.
3. Установлена возможность повышения сейсмостойкости усилением основной части несущих конструкций для восприятия поперечных сил, предотвращая дефекты сейсмостойкости и общие закономерности повреждений конструкций зданий. Дефекты сейсмостойкости проявляются при выборе сейсмичности площадки строительства; при проектировании: оснований и фундаментов, несущей способности, надежности и жесткости; конфигурации здания; действия нагрузок; конструирования несущих элементов; горизонтальной и вертикальной диафрагм жесткости; прогнозе соударений блоков; износов несущих элементов и креплений ненесущих элементов.



4. Указано, что при правильном проектировании и расчете активной системы сейсмоизоляции являются надежными и эффективными способами сейсмозащиты зданий и сооружений, как правило, приводит к снижению усилий в несущих элементах от сейсмического воздействия в 2-3 раза. Выявлено использование сейсмоизолирующих резинометаллических опор с учетом диссипативных, демпфирующих и вязкоупругих свойств резин. При этом надпорная часть здания должна иметь жесткую конструктивную систему.
5. Выявлено, что учитывая разные типы конструктивных систем зданий и сооружений, при отсутствии записей, невозможно анализировать их поведение при сейсмическом воздействии. Установлена в необходимости упростить задачи и выявить, интересующие нас параметры и закономерности на существующем здании по анализу собственных колебаний или на основе экспериментальных исследований определения динамических параметров.

ГЛАВА 2 МЕТОДЫ ПРОВЕДЕНИЯ ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНО-ТЕОРЕТИЧЕСКИХ ИССЛЕДОВАНИЙ

2.1 Методика определения сейсмичности площадки строительства и расчетной сейсмической нагрузки

В основу методики приняты и в последующем приведен следующий порядок определения сейсмичности площадок строительства, зависимости



расстояния площадки от линии активного разлома, расчетное значение сейсмических нагрузок:

1. Расчетное сейсмическое воздействие выражалось в форме, связанного от вероятности возникновения землетрясений и коэффициента ответственности для учета надежности конструкций;

2. Грунты классифицированы по сейсмическим условиям территории Кыргызской Республики;

3. Особенности определения сейсмичности площадки строительства в баллах и пиковых ускорениях грунтов приведены на основе анализа принятых в мировой практике карт сейсмического районирования по вероятностной оценке возникновения землетрясения;

4. Зона влияния активных разломов определялись из расчета 1,5 км от магистральной линии сейсмогенерирующих разломов и увеличения на определенную величину распространения сейсмических волн на площадку строительства;

5. Спектры упругих реакций для горизонтальных и вертикальных компонент сейсмического воздействия в ускорениях и перемещениях приводится при проверке требования на отсутствие разрушения здания или сооружения;

6. Расчетные сейсмические нагрузки определялись в зависимости от сейсмичности района строительства, типа грунтовых условий по сейсмическим свойствам, сейсмичности площадки строительства, значения пиковых ускорений грунтов, а также особенности конструктивной схемы и ответственности зданий и сооружений

2.1.1 Расчетное сейсмическое воздействие на основе референтного периода повторяемости

В соответствии с Еврокодами EN 1998-1:2004 [226], расчетное сейсмическое воздействие выражается в следующей форме, которую в дальнейшем учитывали при расчетах конструкций зданий и сооружений:



а) номинального сейсмического воздействия, связанного с номинальной вероятностью превышения за 50 лет P_{NCR} либо с номинальным периодом повторяемости T_{NCR} ;

б) коэффициента ответственности γ_I по EN 1990 [132] для учета дифференциации надежности.

Значения P_{NCR} или T_{NCR} для использования в конкретной стране могут быть приведены в соответствующем национальном приложении. Рекомендуемые значения: $P_{NCR} = 10\%$ и $T_{NCR} = 475$ лет.

Значение вероятности превышения P_R за T_L лет конкретного уровня сейсмического воздействия связано с референтным периодом повторяемости, T_R , этого уровня сейсмического воздействия и определяется с помощью выражения:

$$T_R = -T_L / \ln(1 - P_R), \quad (2.1)$$

где T_R – референтный период повторяемости сейсмического воздействия; P_R – референтная вероятность превышения сейсмического воздействия; T_L – расчетный срок эксплуатации строения.

Таким образом, для заданного сейсмического воздействия T_L можно эквивалентным образом выразить посредством среднего периода повторяемости T_R либо вероятности его превышения P_R за T_L лет.

Конструкция должна быть запроектирована и построена так, чтобы выдержать сейсмическое воздействие, имеющее более высокую вероятность возникновения, чем расчетное сейсмическое воздействие, без наступления ущерба и связанных с ним ограничений эксплуатации, стоимость которых будет несоразмерно выше по сравнению со стоимостью самой конструкции. Сейсмическое воздействие, учитываемое для обеспечения требования ограничения ущерба, имеет вероятность превышения P_{DLR} за 10 лет и период повторяемости T_{DLR} . В отсутствие более точной информации можно использовать понижающий коэффициент, применяемый к расчетному сейсмическому воздействию для проверки требования ограничения ущерба. Значения P_{DLR} или T_{DLR} для использования в конкретной стране можно найти в



соответствующем национальном приложении. Рекомендуемые значения: $P_{DLR} = 10\%$ и $T_{DLR} = 95$ лет.

Значения надежности для обеспечения требования отсутствия обрушения и требования ограничения ущерба устанавливаются для разных типов зданий и сооружений на основании оценки последствий разрушения.

Классификация надежности реализуется посредством разделения конструкций на различные классы ответственности. Каждому классу ответственности присваивается коэффициент ответственности γ_I . В зависимости от конкретной категории проектируемых конструкций должен быть принят такой коэффициент, который соответствует более высокому или более низкому значению периода повторяемости сейсмического события (относительно номинального периода повторяемости).

Различные уровни надежности достигаются умножением номинального сейсмического воздействия или, при использовании линейного анализа, соответствующих эффектов воздействия на этот коэффициент ответственности. Подробные указания по классам ответственности и соответствующим коэффициентам ответственности приведены в соответствующих частях EN 1998 [54, 172, 226]. На большинстве площадок годовую норму превышения $H(a_{gR})$ номинального пикового ускорения грунта a_{gR} можно принять зависящей от a_{gR} вычислением следующего уравнения

$$H(a_{gR}) \approx k_0 a_{gR}^{-k}, \quad (2.2)$$

при этом значение экспоненты k зависит от сейсмичности, но обычно принимает значение 3. Таким образом, если сейсмическое воздействие определяется в форме номинального пикового ускорения грунта a_{gR} , то значение коэффициента ответственности γ_I , на которое умножается номинальное сейсмическое воздействие, чтобы получить такую же вероятность превышения за T_L лет, что и для номинального сейсмического воздействия за T_{LR} лет, можно вычислить по следующей формуле:

$$\gamma_I \approx (T_{LR} / T_L)^{-1/k}. \quad (2.3)$$



Кроме того, значение коэффициента ответственности γ_I на кот-
необходимо умножить номинальное сейсмическое воздействие, чтобы
получить значение вероятности превышения сейсмического воздействия P_L за
 T_L лет, отличное от номинальной вероятности превышения P_{LR} в течение тех же
 T_L лет, можно вычислить вычислением уравнения

$$\gamma_I \approx (P_L / P_{LR})^{-1/k}. \quad (2.4)$$

Концептуальные основы всех современных нормативных документов,
регламентирующих правила проектирования зданий и сооружений в
сейсмических зонах, базируются на понимании того факта, что сейсмический
риск, связанный с частотой и последствиями землетрясений, невозможно
свести к «абсолютному» минимуму.

Исходя из этого, все современные нормативные документы допускают
возможность возникновения в конструкциях зданий и сооружений после
сильных землетрясений ограниченных повреждений, не угрожающих
безопасности людей и не наносящих неприемлемо высокий ущерб прочности и
жесткости конструктивных систем.

Требования по отсутствию разрушений и по ограничению ущерба,
относятся к основополагающим принципам новых строительных норм 2018
года и Еврокодам и распространяются на все типы зданий и сооружений,
возводимых на территории Кыргызской Республики [156, 157].

В случае имеющих карт вероятности повторяемостей землетрясений на
территории какой-либо страны, параметры расчетного сейсмического
воздействия, принимаемого во внимание при проверке требования по
отсутствию разрушения, взаимосвязаны:

а) с параметрами референтного сейсмического воздействия,
имеющего референтную вероятность превышения $P_{NCR}=10\%$ за 50 лет или
референтный период повторяемости $T_{NCR}=475$ лет;

б) с параметрами референтного сейсмического воздействия,
имеющего референтную вероятность превышения $P_{NCR}=2\%$ за 50 лет или
референтный период повторяемости $T_{NCR}=2475$ лет;



в) со значениями коэффициента S , принимаемыми в зависимости от грунтовых условий на площадках строительства;

г) со значениями коэффициента S_T , учитывающего топографические эффекты усиления сейсмических воздействий на площадках строительства.

Сейсмическую опасность района строительства следует определять с использованием карты сейсмогенерирующих зон территории страны, комплекта карт общего сейсмического зонирования территории страны или по списку населенных пунктов, расположенных в сейсмических районах страны.

На карте сейсмогенерирующих зон территории страны выделяются зоны возможных очагов землетрясений, классифицированные по величинам максимальных возможных магнитуд ожидаемых землетрясений следующим образом: $\leq 4,0$; $\leq 4,5$; $\leq 5,0$; $\leq 5,5$; $\leq 6,0$; $\leq 6,5$; $\leq 7,0$; $\leq 7,5$; $\leq 8,0$; $> 8,0$. Комплект карт общего сейсмического районирования (ОСР) территории страны, например, содержит:

– карты ОСР-1₄₇₅ и ОСР-2₄₇₅, отражающие 10 % вероятность возможного превышения в течение 50 лет указанных на них значений сейсмической интенсивности (средний период повторяемости таких сотрясений 475 лет);

– карты ОСР-1₂₄₇₅ и ОСР-2₂₄₇₅, отражающие 2 % вероятность возможного превышения в течение 50 лет указанных на них значений сейсмической интенсивности (средний период повторяемости таких сотрясений 2475 лет).

Для территории Кыргызской Республики карты на основе вероятностной оценке еще не разработаны и введены в действие карты на основе детерминистского подхода. Это означает, что для расчета принимаются референтные значения максимальных ускорений грунтовых условий для выбранной площадки строительства.

Вероятностные оценки сейсмической опасности, представленные на картах ОСР, позволяют оптимизировать распределение национальных ресурсов



на антисейсмические мероприятия, но не дают оснований полагать, землетрясение расчетной интенсивности произойдет лишь однажды через 475 лет или 2475 лет после строительства объекта. С позиций теории вероятности такое или даже более интенсивное землетрясение может произойти в любой момент и повториться через довольно короткий промежуток времени.

На картах сейсморайонирования потенциальная сейсмическая опасность территории выбранной страны характеризуется изолиниями со значениями горизонтальных пиковых ускорений: 0,02 g; 0,05 g; 0,075 g; 0,1 g; 0,2 g; 0,3 g; 0,4 g; 0,5 g; 0,6 g; 0,7 g; 0,8 g и 0,9 g. Показатели сейсмической интенсивности относятся к скальным и скально-подобным геологическим формациям.

Показатели сейсмической опасности зон строительства в баллах позволяют: прогнозировать возможные макросейсмические последствия ожидаемых землетрясений; планировать развитие регионов страны с учетом степени их сейсмической опасности; планировать (на основании укрупненных показателей) затраты на проведение антисейсмических мероприятий в масштабе страны или региона.

В расчетах будут использоваться значения пиковых ускорений грунтов и соответствие критериям регулярностей для анализа поведения конструкций.

2.1.2 Грунтовые условия площадки строительства

Грунтовые условия площадок строительства для территории Кыргызской Республики классифицированы по сейсмическим свойствам на типы IA, IB, II и III (табл.2.1).

Таблица 2.1 – Типы грунтовых условий по сейсмическим свойствам

Типы грунтовых условий	Грунты стратиграфического профиля (описательные признаки)	Средние значения $v_{s,10}$ и $v_{s,30}$, м/с
IA	Скальные грунты	$v_{s,30} \geq 800$
IB	Скальные грунты выветрелые с маломощным (до 5 м)	$v_{s,10} \geq 350$



	покровом рыхлых отложений. Крупнообломочные грунты преимущественно из магматических пород (более 70 %)	$550 \leq v_{s,30}$ 800
II	Крупнообломочные грунты преимущественно из осадочных пород (более 70 %) независимо от содержания заполнителя более 30 %. Пески гравелистые крупные и средней крупности плотные. Глинистые грунты с показателем текучести $\leq 0,5$	$230 \leq v_{s,10} < 350$ $270 \leq$ $v_{s,30} < 550$
III	Пески рыхлые независимо от степени водонасыщения и крупности. Глинистые грунты с показателем текучести $> 0,5$ независимо от значения коэффициента пористости.	$v_{s,10} < 230$ $v_{s,30} < 270$

Тип грунтовых условий площадки строительства, как правило, определяется исходя из экспериментально установленных значений скоростей распространения поперечных волн $v_{s,30}$ и $v_{s,10}$ в поверхностных 30 и 10-метровых толщах в соответствии со следующими формулами [156]:

$$v_{s,30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{v_i}}, \quad v_{s,10} = \frac{10}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{v_i}} \quad (2.5)$$

где h_i и v_i – означают толщину в метрах и скорость распространения поперечной волны в м/с (с уровнем деформаций сдвига 10^{-5} или меньше) для i -й формации или слоя при общем количестве слоев N , присутствующих в верхней 30 и 10-метровой грунтовой толще.

2.1.3 Определение сейсмической опасности площадки строительства в баллах и пиковых ускорениях грунтов

Сейсмическая опасность площадок строительства в баллах и ускорениях определяется по действующим картам сейсмического микрорайонирования или на основании результатов сейсмического микрорайонирования, выполненного специализированными организациями в составе инженерных изысканий. Или же:



а) в баллах, учитывая сейсмичности зоны строительства, указанные на картах ОСР-2₄₇₅ и ОСР-2₂₄₇₅ или в приложении Б, и тип грунтовых условий площадки строительства;

б) в горизонтальных ускорениях –

$$a_{g(500)} = a_{gR(500)} \cdot S(a_{gR(500)}) \cdot S_T, \quad (2.6)$$

$$a_{g(2500)} = a_{gR(2500)} \cdot S(a_{gR(2500)}) \cdot S_T, \quad (2.7)$$

где $a_{g(475)}$ и $a_{g(2475)}$ – значения горизонтальных пиковых ускорений на площадке строительства при ее фактических грунтовых и топографических условиях; $a_{gR(475)}$ и $a_{gR(2475)}$ – референтные значения горизонтальных пиковых ускорений на рассматриваемой площадке строительства при грунтах типа IА, определяемые по картам ОСР-1₄₇₅ и ОСР-1₂₄₇₅; $S(a_{gR(475)})$ и $S(a_{gR(2475)})$ – коэффициенты, характеризующие влияние фактических грунтовых условий площадки строительства на интенсивность горизонтальных сейсмических воздействий; S_T – коэффициент, учитывающий топографические эффекты усиления горизонтальных воздействий на площадке строительства.

Расчетные сейсмические опасности площадок строительства в баллах, подлежащие учету при проектировании, следует принимать с учетом класса ответственности зданий и сооружений по функциональному назначению:

а) для объектов, отнесенных к классам ответственности по назначению I, II и III – по карте ОСР-2₄₇₅;

б) для объектов, отнесенных к классу ответственности по назначению IV – по карте ОСР-2₂₄₇₅.

Для большинства случаев применения EN 1998 опасность выражается единственным параметром, т. е. величиной номинального пикового ускорения грунта a_{gR} для грунта типа А. Дополнительные параметры, требуемые для особых типов конструкций, приводятся в соответствующих разделах EN 1998 [54, 172, 226]. Номинальное пиковое ускорение грунта a_{gR} для грунта типа А для использования в конкретной стране или частях страны можно найти на картах районирования, приведенных в национальном приложении.



Номинальное пиковое ускорение грунта для каждого сейсмического района, соответствует нормативному периоду повторяемости T_{NCR} сейсмического воздействия для обеспечения требования отсутствия обрушения (или эквивалентной номинальной вероятности превышения за 50 лет P_{NCR}), выбранному национальным органом, то есть для нашего случая Госстроем Кыргызской Республики. Коэффициент ответственности γ_I , равный 1,0, относится к этому номинальному периоду повторяемости. Для периодов повторяемости, отличных от номинального (классы ответственности), расчетное ускорение грунта a_g для грунта типа А равно значению a_{gR} , умноженному на коэффициент ответственности

$$\gamma_I (a_g = \gamma_I a_{gR}). \quad (2.8)$$

В предположении линейно-упругой работы конструкций, значение пикового ускорения a_g , характеризующего расчетную интенсивность горизонтального сейсмического воздействия на площадке строительства при проверке требования по отсутствию разрушения определяется по формуле

$$a_g = \max \left\{ \begin{array}{l} a_{g(500)} \\ \frac{2}{3} \cdot a_{g(2500)} \end{array} \right\}. \quad (2.9)$$

Фундаментальное, так называемое базовое представление сейсмического воздействия основывается на описании параметров сейсмических движений грунта с помощью спектра реакций в ускорениях, построенного в предположении линейно-упругого деформирования систем с одной степенью свободы – далее «спектра упругих реакций». Базовое представление сейсмического воздействия предполагает поле ускорений постоянным во времени и в пространстве. Сооружения, для которых может потребоваться учет движений грунта во времени и в пространстве, указаны в нормах Еврокодов, Республики Казахстан, Украины, Беларусь и др. стран, включая соответствующих национальных приложений к ним [54, 172, 226].

Сейсмические воздействия, принимаемые во внимание при проверках требований по отсутствию разрушения и по ограничению ущерба, характеризуются спектрами реакций с одинаковой формой.



2.1.4 Влияние сейсмических волн активных разломов на площадку строительства

По данным Института сейсмологии НАН КР действуют более 100 активных разломов, генерирующих землетрясения на территории Кыргызстана (рис.2.1). На основании составления продольных и поперечных геолого-геофизических профилей – разрезов, а также сбалансированных историко-геологических профилей отмечалось, что на висячем крыле разлома формировалось асимметричное (с крутым коротким крылом и длинным пологим крылом) поднятие, а на лежащем крыле – асимметричная впадина [2].

Эти структуры развиваются на неотектоническом и современном этапах развития. Поднятие по ходу своего развития растет (поднимается), поэтапно распространяется по простиранию и расширяется поперек (по ширине). Определены сегменты, тип подвижек (сдвиг, взброс, сброс и т.д.), возможный угол падения разлома и конечная максимальная протяженность (длина) L_{max} разлома в современном этапе развития геодинамических процессов. Неопределенность L_{max} составляет ± 1.5 км.

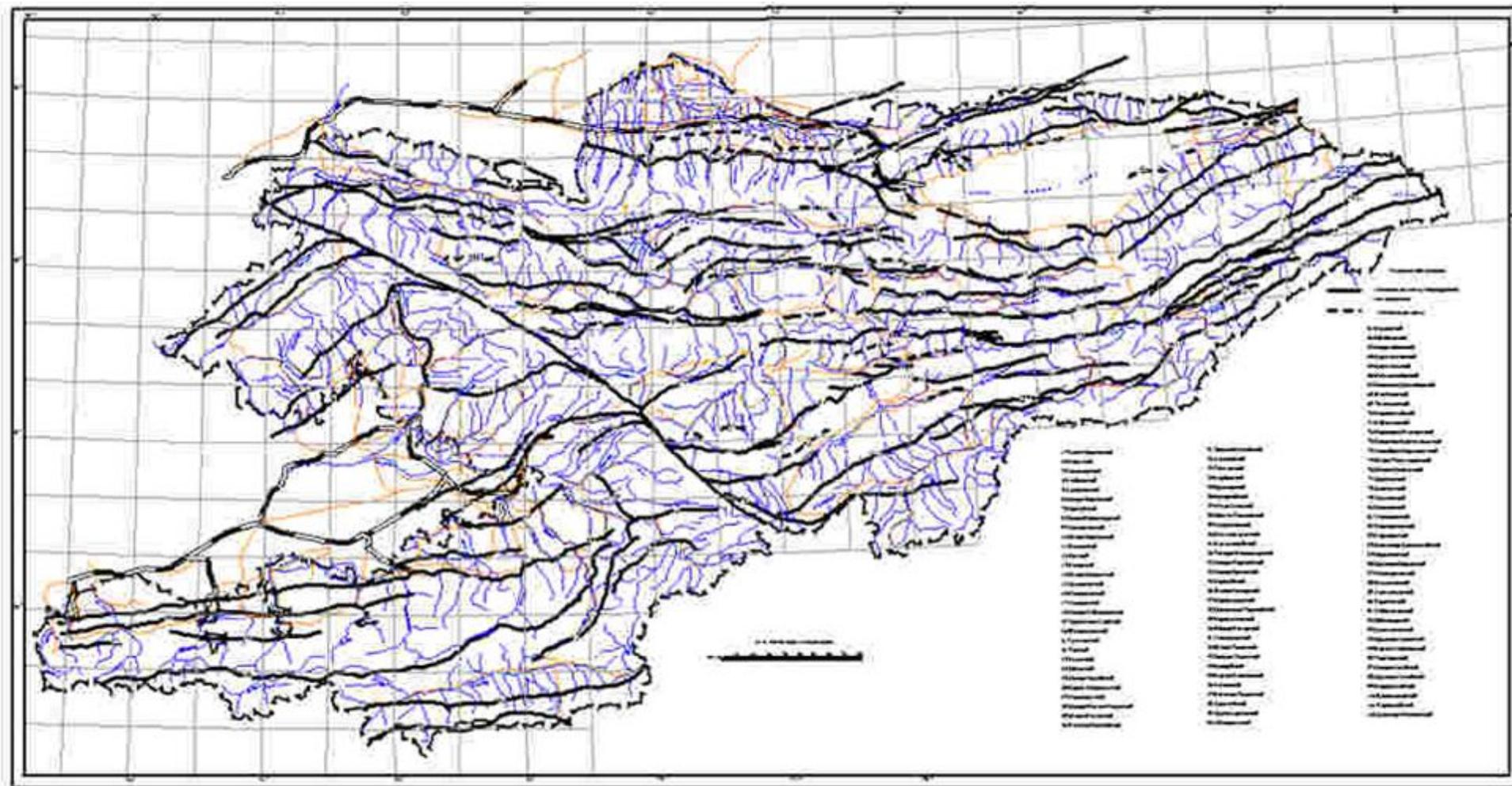


Рисунок 2.1 – Карта важных активных разломов Кыргызстана, генерирующих землетрясения.



Установлено, что относительно большая длина разлома (или сегмента) отмечена в местах (например, в пределах Северо-Кемино-Чиликского (№28) и Южно-Кеминского (№29), Восточно-Кунгейского (№30) и Северо-Терскойского (№43), Мин-Кушского (№68) и Кавактоо-Суукдобонского (№67), Катрантооского (№16) и Южно-Ноокатского (№14), Северо-Хайдарканского (№18) и др. разломов), где структуры имеют конвергентное строение и вероятно относительно высокое нормальное напряжение на поверхности разломов [2].

На основании формулы Уэльса Д.Л. [2], оценены величины максимальной моментной магнитуды для каждого типа разлома и его сегментов.

$$\begin{aligned} \text{Mag} &= 4.08 + 1.16 * \log(\text{Length}) \text{ (для всех типов разломов),} \\ \text{Mag} &= 4.16 + 1.12 * \log(\text{Length}) \text{ (для сдвигового типа),} \\ \text{Mag} &= 4.00 + 1.22 * \log(\text{Length}) \text{ (для взбросового типа),} \\ \text{Mag} &= 4.86 + 1.32 * \log(\text{Length}) \text{ (для сбросового типа),} \end{aligned} \quad (2.10)$$

где Mag - моментная магнитуда M_w , Length - L_{\max} (км).

Неопределенность магнитуды M_w составляет: 0.28, 0.28, 0.28, и 0.34 для всех типов, сдвигового, взбросового и сбросового типов, соответственно. Используя данные M_w , определяем значения магнитуды по поверхностным волнам M_s и локальной магнитуды M_{LH} по формулам [2, 68, 75]:

$$M_w = 0.67M_s + 2.07 \text{ при } 4.0 \leq M_s \leq 6.1 \quad (2.11)$$

$$M_w = 0.99M_s \text{ при } 6.2 \leq M_s \leq 8.2 \quad (2.12)$$

$$M_w = 0.97M_{LH} + 0.19. \quad (2.13)$$

Распределение эпицентров землетрясений с $K \geq 12$ ($K = \lg E$, Дж) области горообразования Тянь-Шань за 1863-2011 гг. принято по данным каталогов [2] (рис.2.2) и показаны распределения эпицентров землетрясений Центрального и Западного блоков Тянь-Шаня второго порядка (рис.2.3).

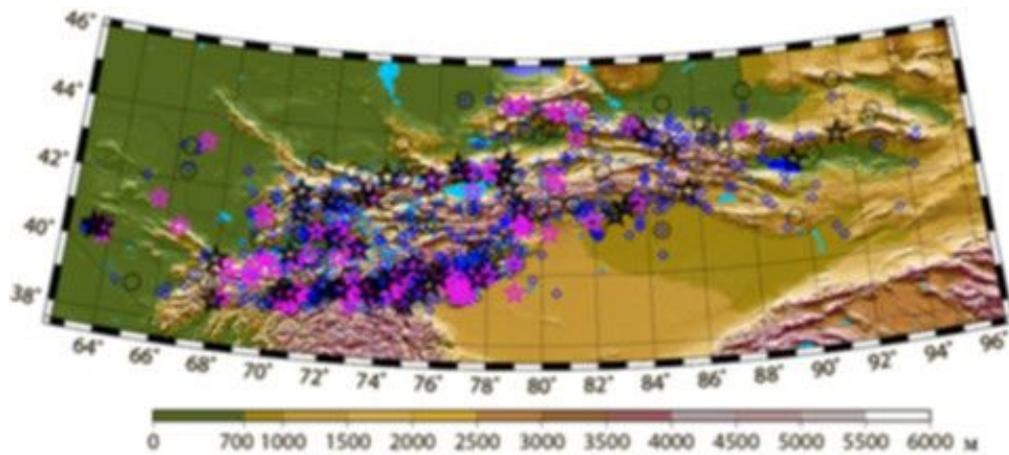


Рисунок 2.2 – Распределение эпицентров землетрясений с $K \geq 12$ ($K = \lg E$, Дж) области горообразования Тянь-Шань за 1863-2011 гг.

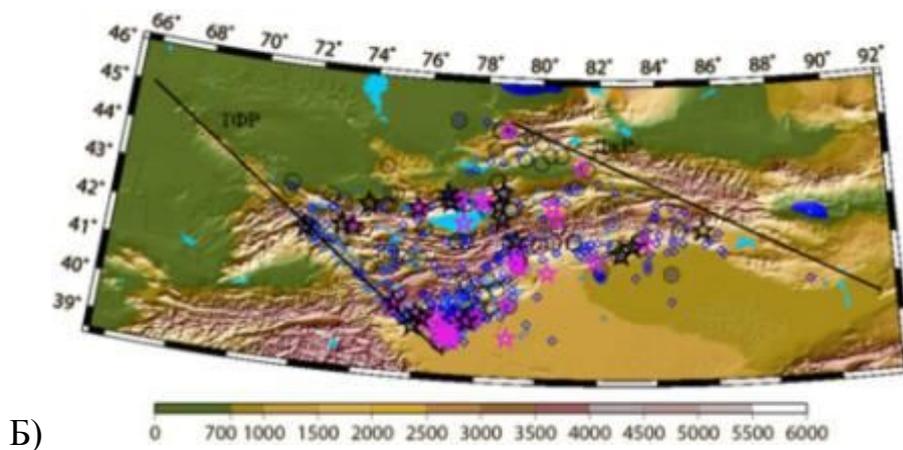
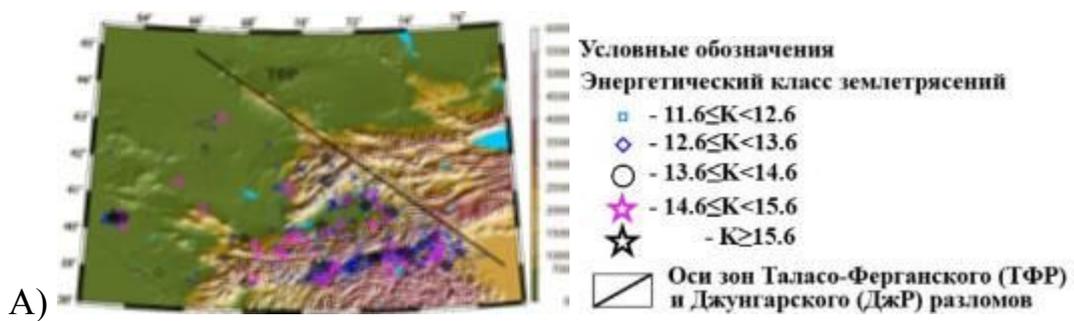


Рисунок 2.3 – Распределение эпицентров землетрясений с $K \geq 12$ активных блоков Тянь-Шаня второго порядка где находится территория Кыргызстана: А - Западный, Б - Центральный за 1863-2011 гг.

Карта-схема вероятных очагов (плейстосейстовых зон) сильных землетрясений Кыргызстана [2] показывает оконтуренные эллипсами, вытянутых вдоль зоны возникновения землетрясений с указанием года их возникновения. Размеры эллипса соответствуют величинам этих



землетрясений. Изосейсты максимально наблюдаемых сотрясений территории Кыргызстана и соседних районов показаны с интенсивностью 6 и более баллов по шкале старого MSK-64 [122].

Необходимо отметить, что карты строятся для скальных и скально-подобных геологических строений в связи с тем, что только в таких грунтах, как при слабых, так и при сильных землетрясениях не наблюдаются значимые нелинейные эффекты, вызванные деградацией жесткости и прочности грунтов. Далее на основании значений пиковых ускорений грунтов легко можно разработать карты сейсморайонирования с показателями интенсивности землетрясений. Показатели сейсмической опасности площадок строительства в баллах необходимы для формирования общей концепции проектирования зданий и сооружений и определения требуемого объема антисейсмических мероприятий, принимаемых по конструктивным соображениям.

2.1.5 Значения спектров упругих реакций в ускорениях и перемещениях

Горизонтальное сейсмическое воздействие описывается двумя ортогональными компонентами, предполагаемыми независимыми и характеризующимися одинаковыми спектрами упругих реакций.

Вертикальное сейсмическое воздействие (компонента воздействия, ортогональная к горизонтальной плоскости) характеризуется спектром реакций, отличающимся от спектров реакций, соответствующих горизонтальным компонентам.

Значения спектров упругих реакций для горизонтальных компонент сейсмического воздействия в ускорениях, $S_e(T)$, характеризующих горизонтальные компоненты сейсмического воздействия, учитываемого при проверке требования по отсутствию разрушения здания или сооружения, определяются выражениями:

$$0 \leq T \leq T_B: \quad S_e(T) = a_g S [1 + (T / T_B) (2,5 \eta - 1)], \quad (2.14)$$



$$\begin{aligned} T_B \leq T \leq T_C: & \quad S_e(T) = a_g S \eta^{2,5}, \\ T_C \leq T \leq T_D: & \quad S_e(T) = a_g S \eta^{2,5} (T_C / T), \end{aligned} \quad (2.16)$$

$$T_C \leq T \leq 4c: \quad S_e(T) = a_g S \eta^{2,5} (T_C T_D / T^2), \quad (2.17)$$

где $S_e(T)$ – спектр упругих реакций, характеризующий горизонтальную компоненту сейсмического воздействия; T – период колебаний линейной системы с одной степенью свободы в горизонтальном направлении, с; a_g – расчетное ускорение на площадке строительства, определяемое в соответствии с требованиями строительных норм по сейсмостойкому строительству; T_B – минимальное значение периода на постоянном участке графика спектральных ускорений, с; T_C – максимальное значение периода на постоянном участке графика спектральных ускорений, с; T_D – значение, определяющее начало диапазона постоянной реакции смещения спектра; η – коэффициент коррекции по демпфированию с референтным значением $\eta = 1$ для коэффициента вязкого демпфирования $\zeta = 5\%$ (рис.2.4).

Общий вид нормализованного спектра упругих реакций для горизонтальных компонент сейсмического воздействия, построенный при $\zeta = 5\%$, составляется на основе анализа записей землетрясений (см. рис.2.4). Значения периодов T_B и T_C , определяющие форму спектра упругих реакций, зависят от типа грунтовых условий площадки строительства (табл.2.2).

Значения T_B , T_C , T_D и S для каждого типа грунта и формы приведены в национальном приложении. Если не учитывается глубокая геология, рекомендуется использовать два типа спектров: тип 1 и тип 2. Если землетрясения, которые создают самую сильную сейсмическую опасность, определенную для площадки с целью вероятностной оценки опасности, имеют магнитуду поверхностной волны M_s не более 5,5, то рекомендуется принять спектр типа 2. Для типов грунта А, В, С, D и Е рекомендуемые значения параметров T_B , T_C , T_D и S (рис.2.5) можно увидеть формы рекомендуемых спектров типа 1 и типа 2, нормированные по a_g для демпфирования 5 %. Если



учитывается глубокая геология, в национальном приложении могут определены другие спектры.

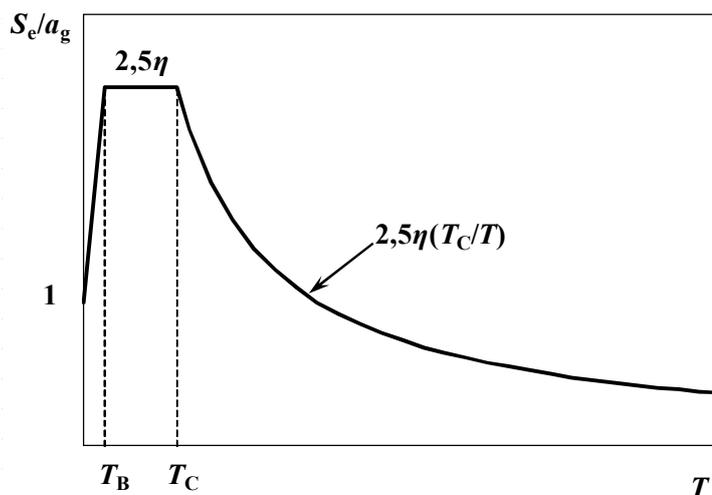


Рисунок 2.4 – Форма нормализованного спектра упругих реакций для горизонтальных компонент сейсмических воздействий

Таблица 2.2 – Значения T_B и T_C

Тип грунтовых условий по сейсмическим свойствам	T_B , с	T_C , с
IA и IB	0,15	0,44
II	0,20	0,64
III	0,25	0,96

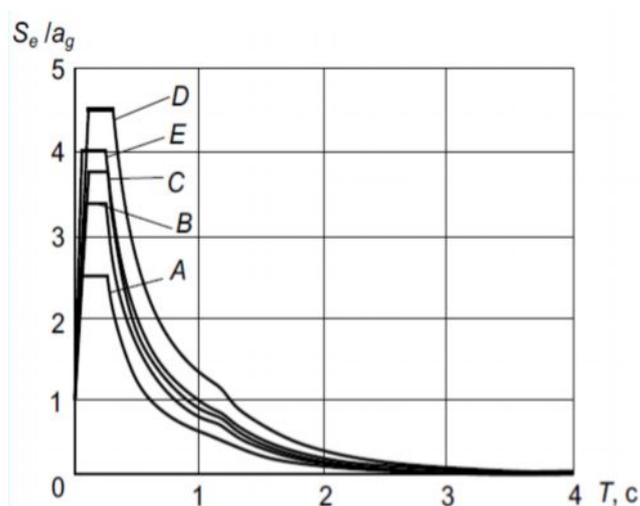
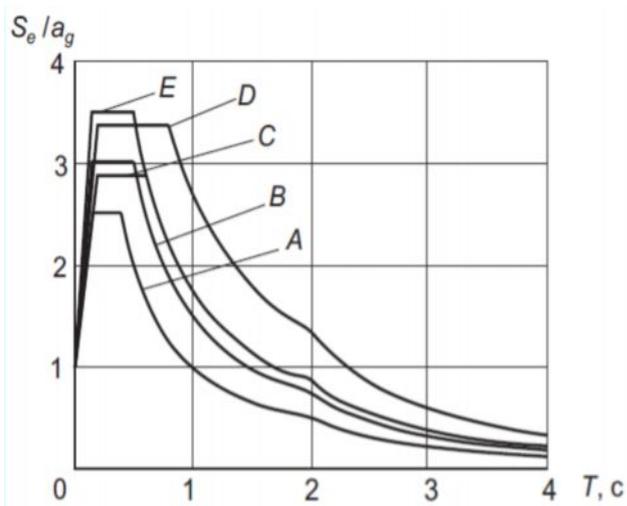


Рисунок 2.5 – Рекомендуемые спектры реакций типов 1 и 2 для типов грунтов от А до Е по Еврокодам (демпфирование 5%)



Если коэффициент вязкого демпфирования ξ отличается от 5 %, значение коэффициента коррекции по демпфированию η следует определять с помощью следующих уравнения

$$T \leq 1,0 \text{ с:} \quad \eta = \rho \quad (2.18)$$

$$T \geq 1,0 \text{ с:} \quad \eta = \rho (1/T)^\lambda \quad (2.19)$$

$$\rho = 1 + (0,05 - 0,01 \xi)/(0,05 + 0,02 \xi - 3,0 (0,01 \xi)^2) \quad (2.20)$$

$$\lambda = (0,05 - 0,01 \xi)/(0,33 + 0,09 \xi) \quad (2.21)$$

где ξ – коэффициент вязкого демпфирования, выраженный в процентах.

Выражения (2.18)–(2.21) позволяют определять значения коэффициента коррекции по демпфированию η при значениях ξ от 1 % до 25 % и значениях T до 8 с.

Значения спектров упругих реакций в ускорениях, характеризующих горизонтальные компоненты сейсмических воздействий, учитываемые при проверке требования по ограничению ущерба, следует определять с помощью выражений (2.13) – (2.17), подставляя в них вместо значений a_g значения a_{gDL} , определенные с помощью следующего уравнения:

$$a_{gDL} = \nu \cdot a_g, \quad (2.22)$$

где ν – коэффициент редукции, допускается принимать 0,25.

Спектр упругих реакций в перемещениях $S_{De}(T)$ может быть получен путем прямого преобразования спектра упругих реакций в ускорениях $S_e(T)$ с помощью следующей формулы

$$S_{De}(T) = S_e(T) \left[\frac{T}{2\pi} \right]^2 \quad (2.23)$$

Значения спектров упругих реакций для вертикальной компоненты сейсмического воздействия в ускорениях, характеризующих вертикальные компоненты сейсмического воздействия, $S_{ve}(T)$, определяются следующими выражениями на соответствующих условиях

$$0 \leq T_v \leq T_{Bv}: \quad S_{ve}(T) = a_{vg} S [1 + (T_v / T_{Bv}) (3,0\eta - 1)], \quad (2.24)$$

$$T_B \leq T_v \leq T_{Cv}: \quad S_{ve}(T) = a_{vg} S \eta \cdot 3,0, \quad (2.25)$$



$$\begin{aligned}
 T_C \leq T_v \leq T_{Dv}: & \quad S_{ve}(T) = a_{vg} S \eta^{3,0} (T_{Cv} / T_v), \\
 T_C \leq T_v \leq 4c: & \quad S_{ve}(T) = a_{vg} S \eta^{3,0} (T_{Cv} T_{Dv} / T_v^2),
 \end{aligned}
 \tag{2.27}$$

где T_v – период колебаний линейной системы с одной степенью свободы в вертикальном направлении, с; a_{vg} – расчетное ускорение грунта в вертикальном направлении, определяемое с помощью данных табл.2.3; T_{Bv} – минимальное значение периода на постоянном участке графика спектральных ускорений для вертикальной компоненты; T_{Cv} – максимальное значение периода на постоянном участке графика спектральных ускорений для вертикальной компоненты; T_{Dv} – максимальное значение периода на графике спектральных ускорений для вертикальной компоненты (см. табл.2.3); η – коэффициент коррекции по демпфированию с референтным значением $\eta = 1$ для коэффициента вязкого демпфирования $\xi=5\%$; k – показатель степени.

Таблица 2.3 – Значения параметров, описывающих спектры упругих реакций для вертикальных составляющих сейсмического воздействия

Тип грунтовых условий	a_{vg}/a_g при			T_{Bv}, c	T_{Cv}, c	T_{Dv}, c	k
	$a_g \leq 0,12g$	$0,12g < a_g \leq 0,4g$	$a_g > 0,4g$				
IA и IB	0,7	0,8	0,9	0,05	0,2	2,0	0,60
II							0,45
III							0,35

Выражения (2.24) – (2.27) предназначены для определения значений спектра упругих реакций при значениях T_v не более 2 секунд. Значения спектров $S_{ve}(T)$ для T_v более 2 секунд следует определять на основании результатов исследований, учитывающих специфические особенности площадок строительства. Спектр упругих реакций для вертикальной компоненты сейсмического воздействия показан на рисунок 2.6.

Расчетная сейсмическая нагрузка определяется на основе спектрального метода и описана на следующей главе.

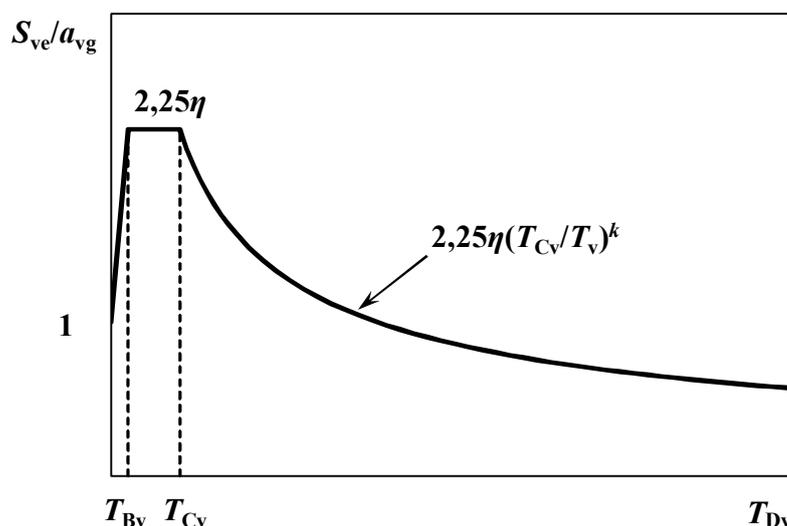


Рисунок 2.6 – Форма нормализованного спектра упругих реакций для вертикальной компоненты сейсмических воздействий

2.2 Способ «инженерное лечение» на основе оценки сейсмической уязвимости зданий существующей застройки

Внедрение определения расчетной сейсмической нагрузки по референтному значению ускорений грунтов, коэффициента поведения и других положений, предлагается новый способ «инженерное лечение здания», основными принципами которого являются:

- оценка экономической эффективности усиления;
- увеличение периода эксплуатационной пригодности;
- устройство активных систем сейсмозащиты;
- сохранение архитектурного облика зданий исторических памятников;
- применение современных методов расчетов и проектирования по заданным параметрам;
- оценка сейсмостойкости по численному значению коэффициента сейсмической безопасности и др.

Учитывая проблем в области сейсмической безопасности Кыргызской Республики предлагается следующий механизм разработки и внедрения способа «инженерное лечение» здания:



1. Оценка сейсмической уязвимости зданий существующей застройки согласно разработанному алгоритму.
2. Интегрированная оценка сейсмостойкости существующих зданий на основе всеобъемлющей съемки;
3. Выявление конструктивных типов зданий для их усиления и повышения сейсмостойкости;
4. Предложение способов и технологий усиления конструкций на основе способа инженерного лечения здания;
5. Расчет конструкций зданий по заданным параметрам;
6. Определение численного значения коэффициента сейсмической безопасности здания существующей застройки.
7. Определение динамического поведения зданий разных конструктивных систем;
8. Устройство сейсмоизолирующих опор под существующие здания.

2.2.1 Алгоритм оценки сейсмической уязвимости и повышения сейсмостойкости зданий

Объективная оценка сейсмостойкости зданий существующей застройки является основой для проведения превентивных мероприятий по предотвращению тяжелых последствий сильных землетрясений. Существует единая методика по оценке сейсмостойкости выбранных зданий (рис.2.7).

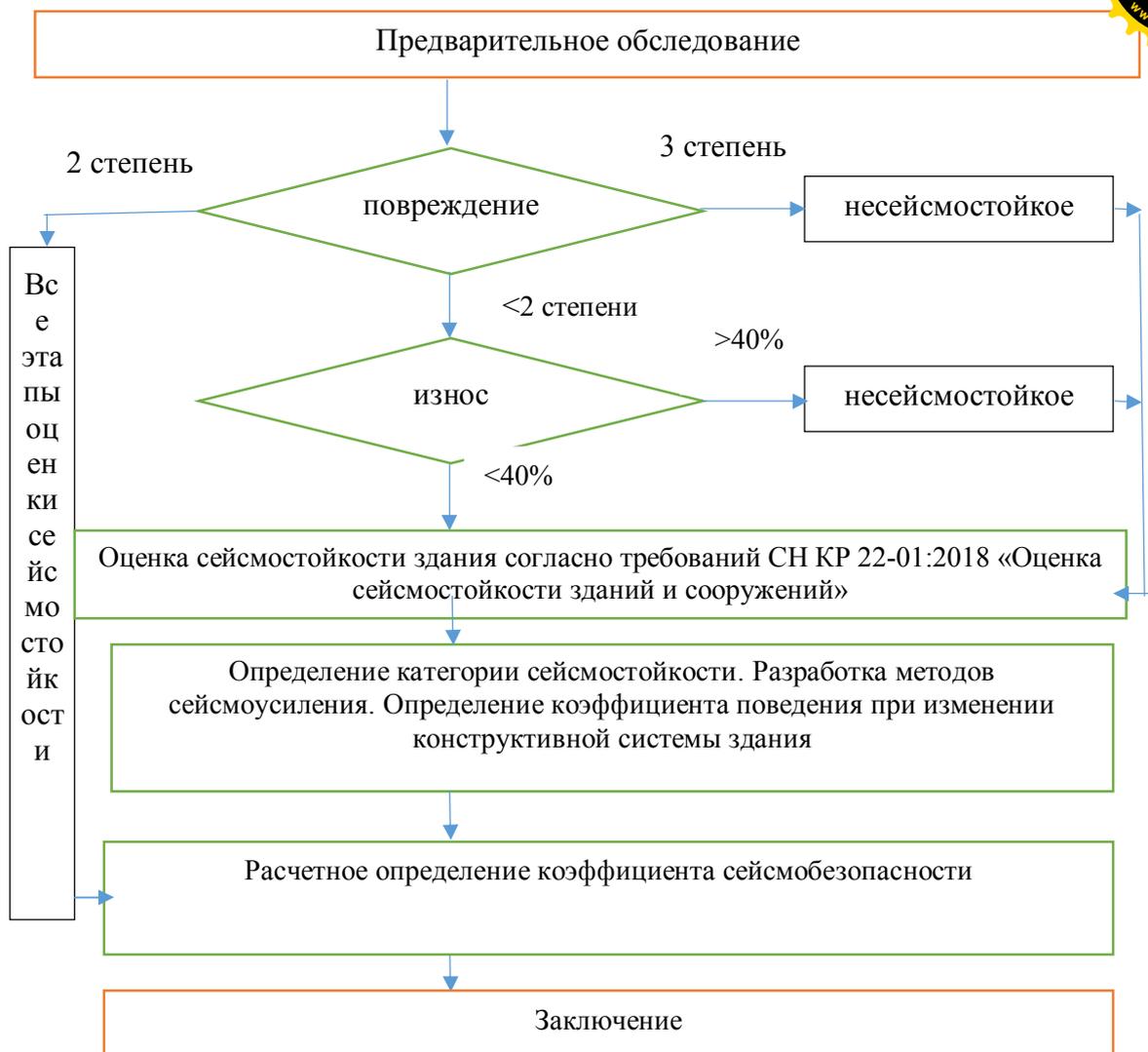


Рисунок 2.7 – Общая Блок-схема

Посредством метода дистанционного считывания можно выполнить детализацию населенного пункта в зависимости от использованных данных [6]. Автором разработан алгоритм ускоренной оценки сейсмической уязвимости и повышения сейсмостойкости зданий и сооружений (рис.2.8).

Спутниковые изображения обрабатываются, выделяются районы однотипных застроек, выбираются массовые постройки зданий одного типа, проводится визуальное обследование, используются современные инструменты и технологии сбора тахеометрических данных. По результатам имеющихся данных проводится исследовательский анализ, разрабатываются рекомендации по повышению сейсмостойкости посредством усиления или сносу зданий и сооружений.



Рисунок 2.8 – Алгоритм ускоренной оценки сейсмической уязвимости и повышения сейсмостойкости зданий и сооружений

Входные данные использованные для этого анализа - образы Landsat Thematic Mapper (TM) и Сканер Multispectral (MSS), с 30 м пространственным разрешением для TM и 60 м соответственно для MSS. Данные Landsat TM покрывает спектральный диапазон 0,45-2,35 м на 6 полосах, поскольку данные MSS покрывают диапазон 0,5-1,1 м на 4 спектральных полосах.

Оба спутниковых сенсора имеют большой прокос-ширину 185° который учитывает захват города в целом в пределах одного или просто несколько образов. Они охарактеризованы высокой временной частотой следования вплоть до 16 дней, охват и публично доступный архив образованы начиная с 1972 г.

Формирование такого изображения удобно из-за следующих причин:

1. Захватывая сразу большое поле зрения позволяет захватывать неустановленную фазу. Если использовалась стандартная камера, то оператор должен обслужить множество съемок для захвата важных деталей. Это влияет на общую скорость обследования.

2. Нет необходимости опытных операторов и работа выполняется почти автоматически. Система легко устанавливается на автомобиле.

3. Расширенное поле зрения всеобъемлющей камеры дает возможность сделать вывод характеристик изображенных объектов в 3D.

Преобразование 3D, связывающее две системы отсчета, можно получить реальные координаты 3D точек прилагая триангуляцию из двух центров прогнозов (рис.2.9). Две линии теоретически должны пересекаться в позиции 3D точки, которая генерировала два прогноза.

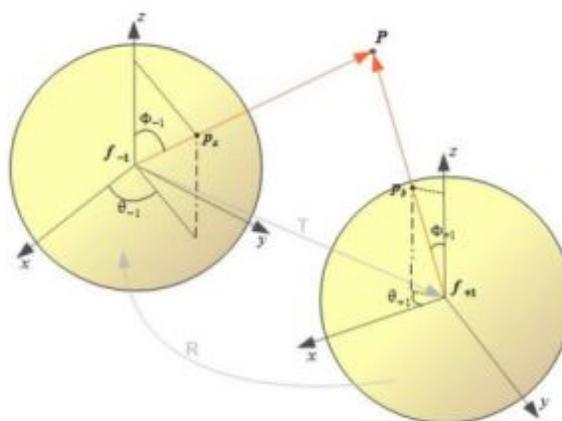


Рисунок 2.9 – Два всеобъемлющие фреймы в виде сферических образов, их центры и ориентации определяют две системы отсчета. Позиции центров даны GPS и принято перемещение камеры при получении образов



2.2.2 Интегрированная оценка сейсмической уязвимости на основе всеобъемлющей визуализации

Для построения карт сейсмического риска при участии автора выполнен многофакторный анализ уязвимости зданий и сооружений существующей застройки во время возможных сейсмических воздействий для региональных условий Кыргызской Республики.

Поставленная цель достигалась путем обследования зданий и сооружений существующей застройки, расположенных на территории стран Центральной Азии; оценкой их уязвимости к сейсмическим воздействиям, изучения сейсмологических, тектонических и климатических условий; разработкой моделей разрушения. Работа выполнена на основании методики, предложенной партнерами из Потсдамского геофизического центра [228].

Различная повреждаемость зданий разных конструктивных схем обуславливается не только интенсивностью воздействия и неблагоприятным сочетанием количественных характеристик сейсмического воздействия с динамическими параметрами сооружения, но и различием в заложенных резервах несущей способности конструкций зданий и сооружений.

Представленная оценка сейсмического риска предполагает объективное количественное отражение всех этих факторов.

Как известно, часто проводятся обследования зданий после землетрясений или по договорам с организациями, эксплуатирующими здания или сооружения. По ориентировочным данным около 70% населения проживает в несейсмостойких зданиях. Сплошного охвата зданий существующей застройки при оценке сейсмостойкости в силу объективных причин не производилось.

При участии автора интегрированным подходом проводилась инвентаризация зданий, основанной всеобъемлющей визуализацией, т.е. построение изображения зданий и сооружений. Результаты работ дали оценку сейсмической уязвимости зданий.

Снятое изображение в эфире реального времени вводится в спутниковую двумерную карту 2D в системе Google Map, которую можно найти в Интернете (рис.2.10). В результате объединения усилий и переработки получена 3D карта со зданиями и сооружениями [347].



Рисунок 2.10 – Спутниковая съемка части города Бишкек [11]

Для этого использованы современные информационные технологии и оборудования. Молодые ученые из Потсдамского геофизического центра (Германия), МУИТ и ЦАИИЗ (Кыргызская Республика) снимали всеобъемлющей камерой отдельные застроенные участки города Бишкек. Использовались системы навигации и GPS. Камера была установлена на автомашине и по выбранному маршруту осуществлен выезд по территории города. Изображение здания перерабатывается программой и можно оценить уязвимость зданий (рис.2.11).

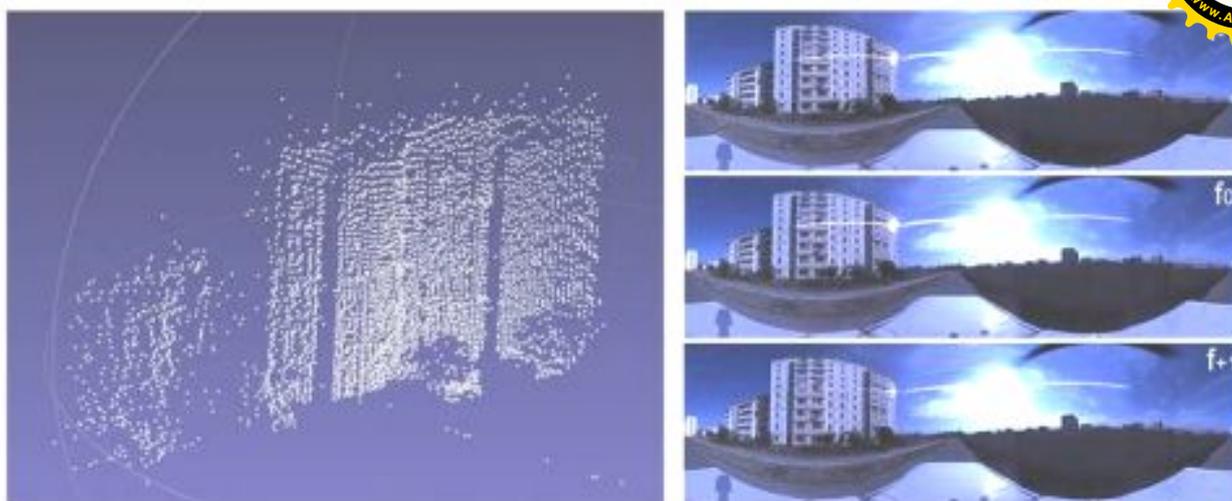


Рисунок 2.11 – Переработка изображения (слева) и общий вид здания на камере с всеобъемлющей камерой (справа)

Ранее проводилась оценка сейсмического риска зданий города Бишкек специалистами Института сейсмологии НАН КР и ГИССИП Госстроя КР [21, 28, 283].

Параллельно многим научно-исследовательским работам разработана Всемирная энциклопедия конструктивных схем жилых зданий, в том числе зданий и сооружений существующей застройки Кыргызской Республики [291, 351, 352].

По завершению работы составлены кривые уязвимости для каждой конструктивной схемы зданий и сооружений существующей застройки, определены степени риска, разрабатывались единая классификация зданий и диаграммы уязвимости по шкалам MSK-64 и EMS-98 для всех типов зданий территории стран Центральной Азии.

Результаты интегрированной оценки сейсмической уязвимости на основе всеобъемлющей визуализации можно представить в зависимости от шести типов конструктивных решений EMCA и расположений зданий в населенных пунктах (табл.2.4). Выбраны два варианта для населенного пункта с более 50,0тыс. жителями (город) и менее 50,0тыс. жителями (районный центр или



малый город). Здесь примерные участки приняты на примере города Бишкек районного центра в городе Карасуу (рис.2.12).

Таблица 2.4 – Соотношение типологии ЕМСА конструктивных решений зданий существующей застройки в городе и районном центре

Тип ЕМСА	Конструктивное решение здания	Расположение населенного пункта	
		% город	% район
ЕМСА-1	Здания с несущими кирпичными стенами	35%	8%
ЕМСА-2	Здания с монолитными железобетонными стенами	7%	0%
ЕМСА-3	Здания из сборных железобетонных конструкций	39%	4%
ЕМСА-4	Здания со стенами из глинистых материалов	15%	77%
ЕМСА-5	Деревянные здания	3%	11%
ЕМСА-6	Здания из металлических конструкций	1%	0%

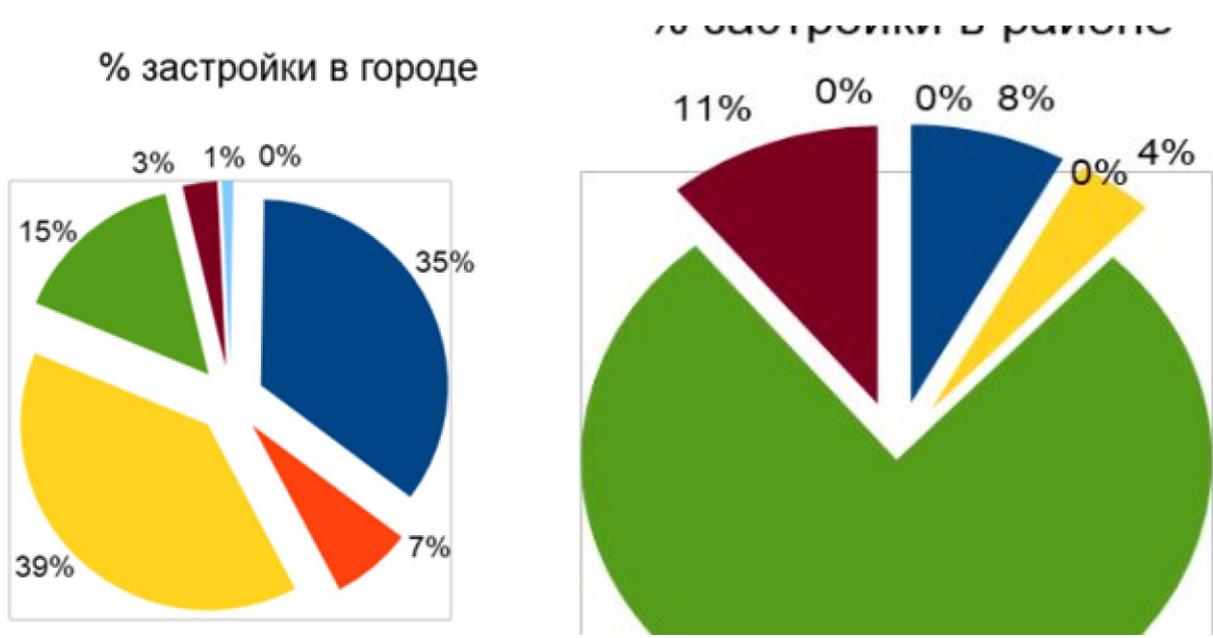


Рисунок 2.12 – Схема процентного соотношения существующей застройки в городе и районном центре



2.2.3 Выявление конструктивных типов зданий

Согласно классификации зданий существующей застройки по степени сейсмостойкости в СН КР 22-01:2018 [157] из 8 категорий выбираются самые уязвимые к сейсмическим воздействиям здания старой постройки выше 5 категории (табл.2.5).

Таблица 2.5 – Классификация зданий существующей застройки по степени сейсмостойкости

Категория	Краткая конструктивная характеристика	Примеры зданий
Категория 5		
5.1.	Каркасные железобетонные здания с самонесущими стенами из кирпичной кладки, запроектированные после 1957 года	Индивидуальные проекты
5.2.	Каркасные железобетонные здания с самонесущими стенами, запроектированные до 1957года	- // -
Категория 6		
6.1	Здания с несущими стенами из кирпичной кладки с железобетонными включениями (комплексные конструкции) и монолитными железобетонными перекрытиями	Типовые проекты
6.2	Здания с несущими стенами из кирпичной кладки с железобетонными включениями (комплексные конструкции) и сборными железобетонными перекрытиями	Типовые проекты
6.3	Здания с несущими стенами из кирпичной кладки и монолитными железобетонными перекрытиями, запроектированные после 1957г.	Серия 308 ТП-98
6.4	Здания с несущими стенами из кирпичной кладки и сборными железобетонными перекрытиями, запроектированные после 1957г.	Серия 308 ТП-98
6.5	Здания с несущими стенами из кирпичной кладки и монолитными железобетонными перекрытиями, запроектированные до 1957г.	Серия 275
6.6	Здания с несущими стенами из кирпичной кладки и сборными железобетонными перекрытиями, запроектированные до 1957г.	Серия 275
6.7	Здания с наружными несущими стенами из кирпичной кладки и внутренним железобетонным каркасом (неполный каркас)	Индивидуальные проекты
6.8	Многоэтажные здания с первым гибким этажом	



Продолжение таблицы 2.5

Категория	Краткая конструктивная характеристика	Примеры зданий
Категория 7		
7.1.	Одноэтажные здания с несущими стенами из кирпичной кладки и деревянными балочными перекрытиями	Индивидуальные проекты
7.2.	Здания высотой в два и более этажей с несущими стенами из кирпичной кладки и деревянными перекрытиями	
Категория 8		
8.	Здания с несущими стенами из самана или кирпича-сырца	Индивидуальные проекты

2.2.4 Способы и технологии усиления конструкций на основе способа инженерного лечения здания

Согласно принципам способа «инженерное лечение» зданий выбираются разные экономные способы усиления и повышения сейсмостойкости зданий существующей застройки. Исходя из соображения о том, что существующие конструкции имеют несущую способность на статическое воздействие и наоборот являются уязвимыми к восприятию поперечных сил, способы усиления не будут охватывать все несущие конструкции. Рассмотрим четыре способа и технологии усиления зданий наиболее уязвимые к сейсмическим воздействиям (см. табл.2.5):

- усиление отдельных стен железобетонным торкретированием [338];
- устройство железобетонной вертикальной диафрагмы жесткости (рис.2.13 и 2.14);
- устройство металлических вертикальных связей жесткости [200, 201, 354];
- устройство сейсмоизолирующих опор [272, 274, 306].

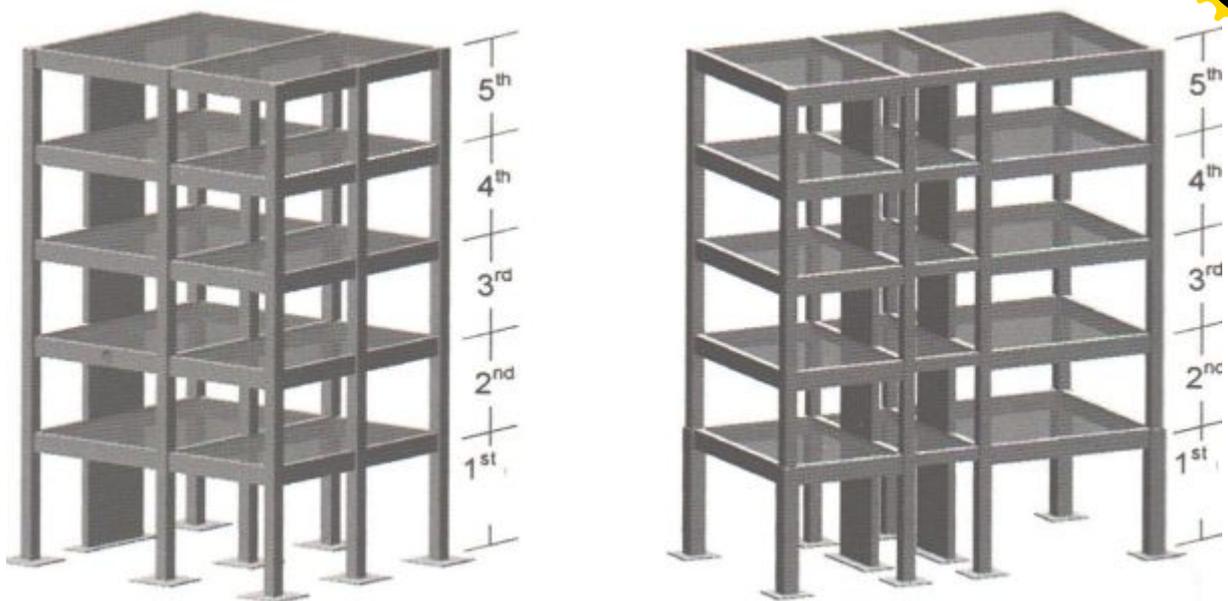


Рисунок 2.13 – Схема устройства одинарной и парной вертикальной диафрагмы жесткости в железобетонном каркасе

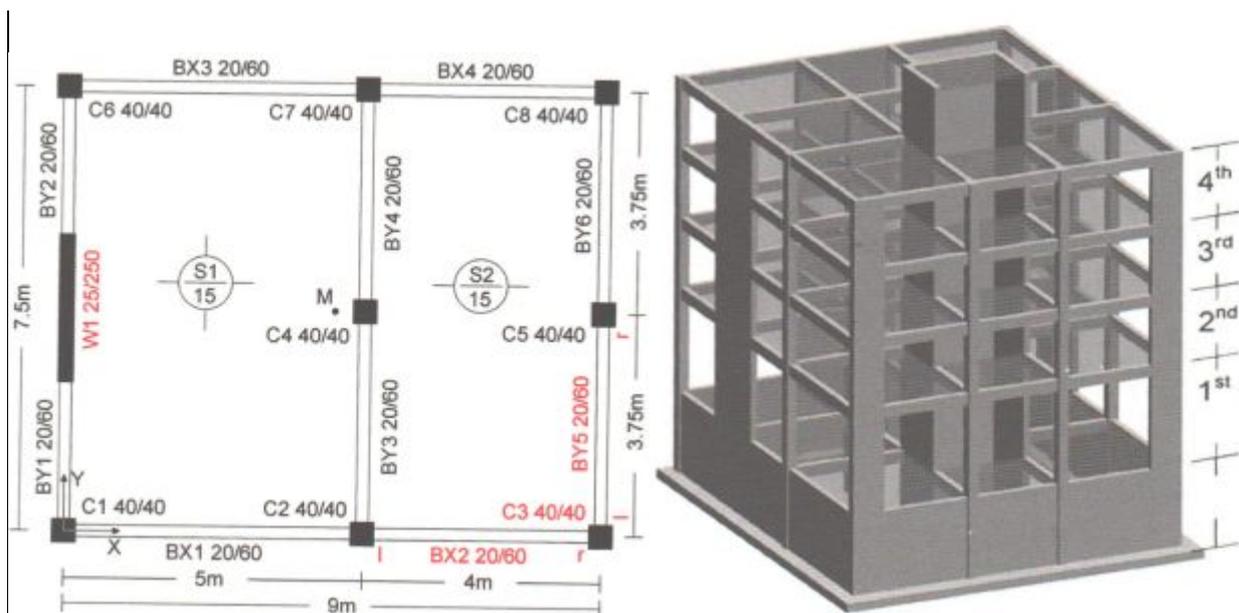


Рисунок 2.14 – Способы усиления каркасного здания: а) одна вертикальная стена жесткости в плане; б) усиление стены первого этажа и устройство Т- и П-образных вертикальных диафрагм жесткости

Сейсмостойкость зданий существующей застройки может обеспечиваться:

- изменением функционального назначения зданий (снижение уровня ответственности);



- снижением массы зданий (например, за счет демонтажа верхних этажей или замены тяжелых не несущих элементов на более легкие);
- усилением или восстановлением несущих и не несущих элементов;
- изменением конструктивных и объемно-планировочных решений.

Решения о восстановлении или усилении зданий следует принимать с учетом их физического и морального износа, назначения и социально-экономической целесообразности.

2.2.5 Порядок расчета конструкций существующих зданий по линейным анализам для применения способа «инженерное лечение»

При использовании способа «инженерное лечение» здания выполняется расчет коэффициента сейсмической безопасности, который равно отношению фактической и требуемой расчетной несущей способности конструкций существующего здания. В качестве показателей фактической расчетной S и требуемой расчетной несущей способности D могут приниматься [39, 40, 157]:

- величины поэтажных сейсмических нагрузок на здание;
- величины поперечной силы в основании здания или в уровне рассматриваемого этажа;
- величины усилия от сейсмических нагрузок в сечениях конструкций;
- сопротивление вертикальных несущих конструкций на сдвиг;
- величины деформаций узлов конструкций при сейсмическом воздействии.

В отличие от спектрального анализа, основанного на строительных нормах, здесь предлагается линейный динамический расчет и/или нелинейный статический расчет, основанные на «капаситивном дизайне» [40]. Указанными методами расчета оценивается нелинейное поведение конструкции как средство определения максимальных требуемых перемещений и связанных с ними усилий на несущих элементах конструкции. Расчет сейсмических усилий производится без предварительного снижения их значений и уменьшения ожидаемых неупругих перемещениях. На коэффициент пластичности

умножаются требуемые усилия и ожидаемая несущая способность элементов для сопротивления нелинейным воздействиям.

Линейный статический расчет выполняется следующим образом [241]:

- Разработать расчетную модель здания согласно требованиям строительных норм и практических подходов для оценок и усилений
- Определить псевдопоперечную нагрузку (рис.2.15);
- Определить поперечные нагрузки, которые должны быть распределены вертикально в соответствии со строительными нормами
- Вычислить усилия и перемещения эквивалентных колонн и балок здания или компонентов (рис.2.16);
- При необходимости определить усилия горизонтальной диафрагмы;
- Сравнить воздействия на элементах с критериями приемлемости.

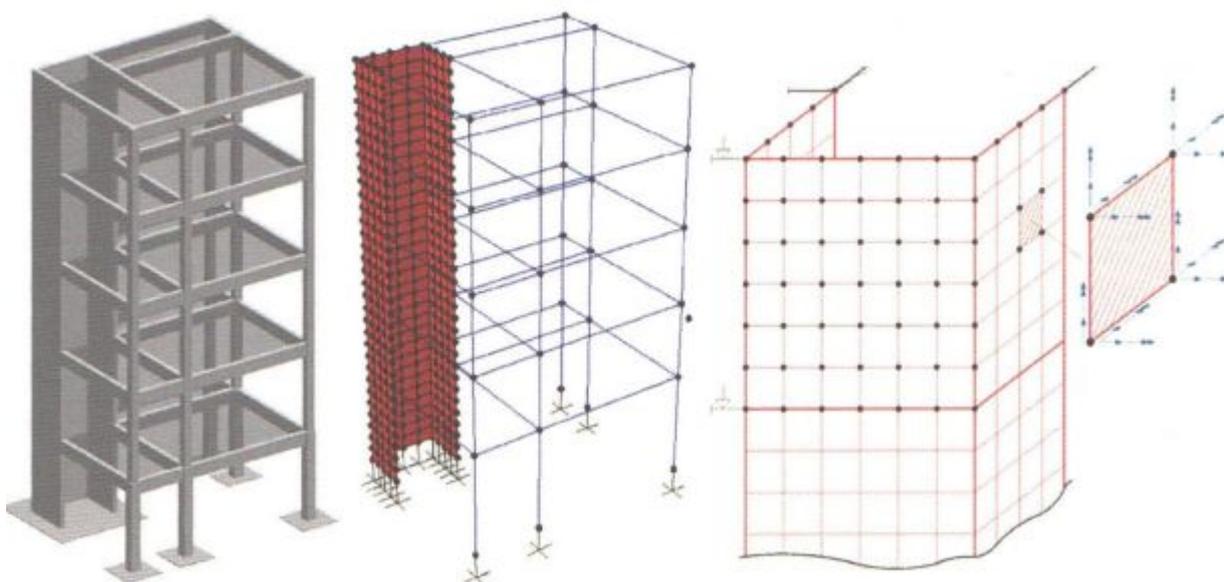
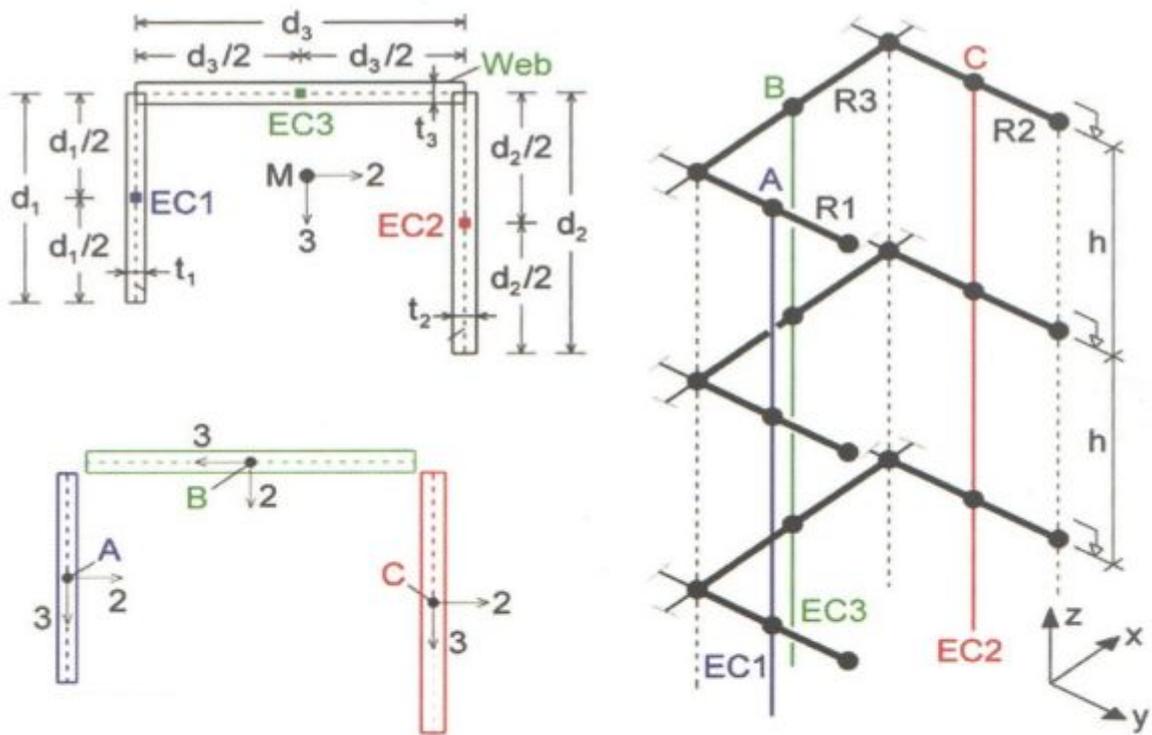


Рисунок 2.15 – Модели конечных элементов ЖБК, усиленные U-образной оболочкой



	Left Flange EC1	Right Flange EC2	Web EC3
A	$d_1 \cdot t_1$	$d_2 \cdot t_2$	$d_3 \cdot t_3$
I_2	$(d_1^3 \cdot t_1) / 12$	$(d_2^3 \cdot t_2) / 12$	$(d_3^3 \cdot t_3) / 12$
I_3	$(d_1 \cdot t_1^3) / 12$	$(d_2 \cdot t_2^3) / 12$	$(d_3 \cdot t_3^3) / 12$
A_{s2}	$5/6 \cdot (d_1 \cdot t_1)$	$5/6 \cdot (d_2 \cdot t_2)$	$5/6 \cdot (d_3 \cdot t_3)$
A_{s3}	$5/6 \cdot (d_1 \cdot t_1)$	$5/6 \cdot (d_2 \cdot t_2)$	$5/6 \cdot (d_3 \cdot t_3)$
J	$\alpha \cdot (d_1 \cdot t_1^3)$	$\alpha \cdot (d_2 \cdot t_2^3)$	$\alpha \cdot (d_3 \cdot t_3^3)$

$$\alpha = \frac{1}{3} - 0.21 \cdot \frac{t_i}{d_i} \cdot \left[1 - \frac{1}{12} \cdot \left(\frac{t_i}{d_i} \right)^4 \right], \quad i=1,2,3$$

	R1	R2	R3
A	∞	∞	∞
I_2	∞	∞	∞
I_3	∞	∞	∞
A_{s2}	∞	∞	∞
A_{s3}	∞	∞	∞
J	J_{R1}	J_{R2}	J_{R3}

$$J_{Ri} = \beta \cdot (h \cdot t_i^3)$$

$$\beta = \frac{1}{3} - 0.21 \cdot \frac{t_i}{h} \cdot \left[1 - \frac{1}{12} \cdot \left(\frac{t_i}{h} \right)^4 \right]$$

Рисунок 2.16 – Модель и пример расчета эквивалентной рамы для усиления здания

Псевдо-поперечная нагрузка. Линейный статический расчет в этой методе отличается от обычного расчета по спектральному анализу на основе действующих норм, использующего поперечную нагрузку, которая при приложении к конструкции будет определить ожидаемую деформацию конструкции в ее пластическом состоянии при проектном сейсмическом воздействии (рис.2.17).

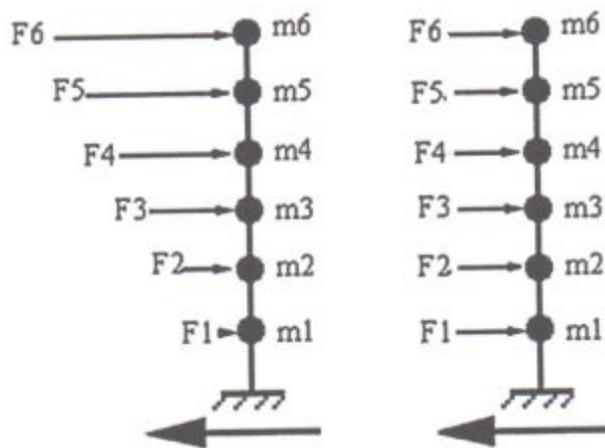


Рисунок 2.17 – Характерные виды воздействия поперечных сил: нарастающие и равномерные

Псевдо-поперечная нагрузка распределяется вертикально по конструкциям каждого этажа согласно требованиям строительных норм и правил.

Горизонтальная диафрагма жесткости. Силы инерции развиваются на рассматриваемом уровне и горизонтальных силах, возникающих в результате смещения или изменения жесткости несущих вертикальных конструкций. В расчетах учитываются несущие конструкции, расположенные на верхнем и нижнем уровнях рассматриваемого этажа как горизонтального жесткого диска. Усилия, возникающие в результате смещения или изменения жесткости вертикальных элементов, сопротивляющихся поперечной силе, должны быть равны силам упругости без снижения. Снижающие усилия должны быть доказаны расчетом.

Критерии приемлемости для линейного статического и линейного динамического расчета. Воздействия на элементы рассчитываются с учетом постоянных, временных и сейсмических нагрузок. Выполняется расчет несущих элементов. Затем воздействия и несущая способность конструкций сравниваются с критериями приемлемости.

Линейный динамический расчет выполняется следующим образом [241]:



- Разработать расчетную модель здания согласно требованиям строительных норм и общепринятых практических подходов для оценок и усиления;
- Выполнить расчет спектра реакции здания;
- Модифицировать воздействия и деформации в соответствии с настоящим разделом;
- Вычислить воздействия на диафрагмы жесткости;
- Сравнить воздействия на элементах с критериями приемлемости, выражение (3.51).

За исключением воздействий и деформаций диафрагмы, все воздействия и деформации, рассчитанные с использованием линейного динамического расчета, умножаются на коэффициент модификации m (табл.2.6).

Таблица 2.6 – Значения коэффициента модификации m в зависимости от конструктивных типов зданий

Конструктивные типы зданий	Количество этажей			
	1	2	3	≥ 4
Железобетонные рамные, сборные железобетонные рамные, Стальные рамные, Стальные из легких конструкций, Деревянные конструкции Wood (W1, W1A, W2) Moment Frame (S1, S3, C1, PC2A)	1.3	1.1	1.0	1.0
Железобетонные рамно-связевые, рамные с заполнением из каменной кладки, сборные железобетонные рамно-связевые, Стальные рамно-связевые, рамные с заполнением из каменной кладки, вертикальными связями Комплексные каменные конструкции Shear Wall (S4, S5, C2, C3, PC1A, PC2, RM2, URMA) Braced Frame (S2)	1.4	1.2	1.1	1.0
Кирпичная кладка стен без армирования, Железобетонные, стальные с гибкими диафрагмами Unreinforced Masonry (URM) Flexible Diaphragms (S1A, S2A, S5A, C2A, C3A, PC1, RM1)	1,0	1,0	1,0	1,0



Для ускоренного определения показателей С и D осуществляется расчет отдельных конструкций усиления, приведенные в разделе 2.6, на несущую способность:

- псевдо поперечные силы (см. рис.2.17);
- вертикальное распределение псевдопоперечной силы;
- воздействия на диафрагмы с использованием силы на этажах;
- сдвиговая жесткость колонн железобетонного каркаса;
- сдвиговая жесткость диафрагм;
- усилия вертикальных диагональных элементов усиления;

Воздействия на элементы должны классифицироваться либо как контролируемые деформацией, либо контролируемые усилием. Воздействие, контролируемое деформацией может входить в пластическую стадию и максимальное значение ограничена пластичностью элемента. Воздействие, контролируемое усилием имеет соответствующую силу или момент, который не может входить в пластическую стадию. Они представляют собой хрупкое поведение, например, сдвиг в железобетонных колоннах или жестких узлов несущих конструкций.

2.2.6 Определение численного значения коэффициента сейсмической безопасности здания существующей застройки

При способе «инженерное лечение» численное значение сейсмической безопасности не должно превышать отношения фактической расчетной несущей способности к нормативной несущей способности конструктивной системы или ее элементов, значение которой имеет предел согласно СН КР 22-01:2018 [157]. Это отношение устанавливается с помощью коэффициента r_s , определяемого по формуле (2.28), к которой должно быть соответствие зданий существующей застройки:

$$r_s = \frac{C}{D}, \quad (2.28)$$



где C – показатель, характеризующий фактическую расчетную несущую способность рассматриваемой конструктивной системы или её элементов; D – показатель, характеризующий требуемую по действующим нормам расчетную несущую способность рассматриваемой конструктивной системы или её элементов.

Здания существующей застройки следует считать сейсмостойкими, если их конструктивные решения соответствуют обязательным конструктивным требованиям действующих норм, и не меньше значение коэффициента сейсмической безопасности r_s (табл.2.7).

Таблица 2.7 – Значения коэффициента r_s для зданий и сооружений

Характеристика зданий и сооружений	Значения коэффициента r_s
1. Здания и сооружения, в которых остаточные деформации и локальные повреждения конструкций не допускаются	1,0
2. Особо ответственные здания и сооружения	
3. Здания и сооружения, функционирование которых необходимо при ликвидации последствий землетрясений и для защиты населения	0,8
4. Здания и сооружения, эксплуатация которых связана с длительным скоплением в них большого количества людей; здания, представляющие художественную и историческую ценность	
5. Здания дошкольных учреждений, школ, высших учебных заведений, больниц, домов престарелых и т.п.	
6. Здания и сооружения (жилые, административные, общественные, производственные, сельскохозяйственные и т.п.), не указанные в позициях 1-5 и 7	0,5
7. Малоответственные здания и сооружения, повреждения которых не представляют угрозы для безопасности людей	по согласию с заказчиком

Существующие здания, неудовлетворяющие критериям приемлемости, указанным в разделе 3.3, должны быть усилены способом «инженерное лечение». Независимо от результатов расчетов строительных конструкций,



приведенных в разделе 3.3, основные положения усиления настоящего мс должны выполняться.

Все новые конструкции усиления должны соответствовать положениям действующих строительных норм.

2.2.7 Определение динамического поведения зданий разных конструктивных систем

В целях анализа поведения существующих зданий и сравнения с нормативными коэффициентами и требованиями, с точки зрения их сейсмической безопасности эффективным является исследование типовых зданий разными методами. Благодаря типовому строительству в Советское время выбраны 5 зданий разных конструктивных типов для измерения вибрации и детального численного анализа (табл.2.8). Расположение зданий выбраны с учетом охвата территории города Бишкек (рис.2.18) [11, 209].

Здания выбраны преимущественно жилые, кроме здания главного корпуса Кыргызского государственного университета строительства, транспорта и архитектуры им. Н. Исанова (КГУСТА). Из типового строительства выбрано крупнопанельное 9-этажное здание со скользящими опорами в центре города Бишкек по ул.Иваницына. Другой крупнопанельный дом серии АС-464 расположенный в 4-микрорайоне. Остальные два здания постройки 2013-14 года с типичным железобетонным каркасом и кирпичным заполнением. Здание КГУСТА является общественное, построенное в последние годы советских времен 1990-92гг. Конструктивные системы были выбраны разных классов уязвимости, с целью получения информации и анализа поведения при землетрясении.

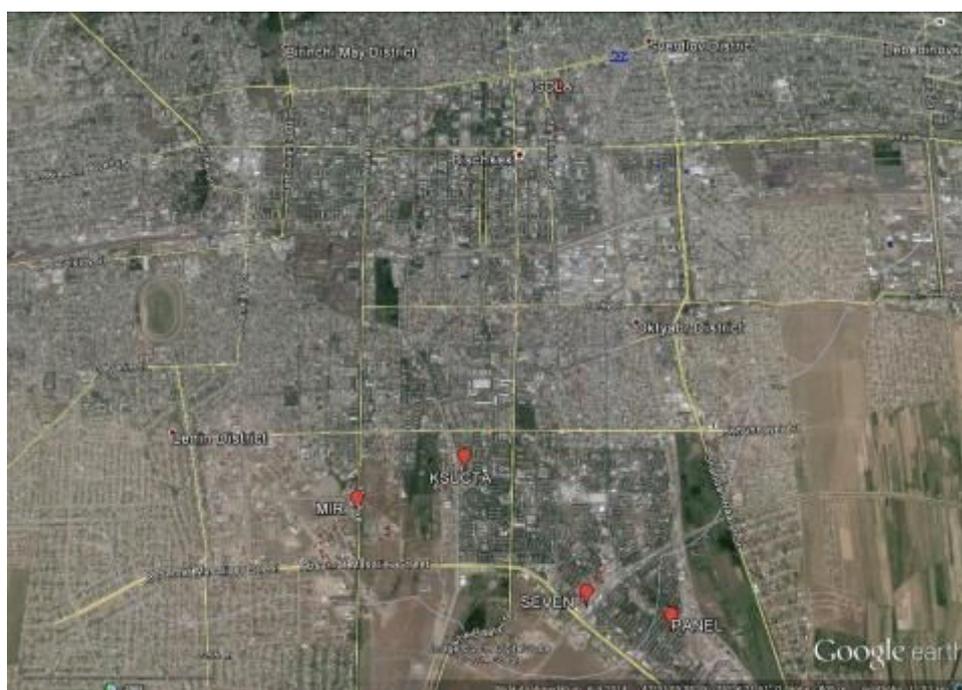


Рисунок 2.18 – Расположение 5 зданий, где установлены датчики наблюдения

Таблица 2.8 – Характеристики выбранных зданий

Отм.	Наименование	Год строительства	Кол-во этажей	Конструктивная схема	Кол-во датчиков	Примечания
А	КГУСТА	1990-92	7	Железобетонный сборный каркас с заполнением стен из навесных панелей	40	Состоит из трех блоков, разделены швами
Б	КПД с изоляцией	1985-1986	9	Крупнопанельное здание	37	Уникальное здание с сейсмоизоляцией внизу и демпфированием на крыше
В	Проспект Мира	2013	14	Здание монолитного железобетонного каркаса с диафрагмами жесткости и кирпичным заполнением	40	Симметричное в плане здание, не завершено строительство
Г	7-этажное здание	2012	7	Монолитное каркасное здание с кирпичным заполнением	25	Динамически разделенное в три части здание
Д	Крупнопанельное 464 серии	1968-1975	4	Крупнопанельное здание 464 серии	39	Здание с четырьмя одинаковыми блоками



Далее применялся интерферометрический подход для анализа распространения волн в конструкциях здания. Интерферометрия широко используется для оценки скорости волны сдвига и затухания конструкциями здания с использованием данных землетрясений. Деконволюция удаляет ненужную зависимость от источника возбуждения, например, для нашего случая по отношению к зданию, эффект сцепления с грунтом. Такой же подход может быть применен к вибрационной среде [11, 209], наличие некоторого шума, одновременно действующих в процессе возбуждения, делает результаты в зависимости, в общем, на радиационные потери у основания здания.

2.3 Метод разработки математической модели здания с системой сейсмоизоляции

Важной составляющей является определение усилий в конструкциях при сейсмическом воздействии. Усилия возникают от распределения сейсмических волн, передаваемых в данном случае, от фундамента к сейсмоизоляционной опоре, далее надопорной части здания.

В диссертационной работе предлагается принять надопорную часть здания жесткой. При гибкой конструктивной системе, то есть рамного каркаса, требуется разработать проект и усилить несущие конструкции надопорной части здания. При этом, как уже сказано ранее, необходимо внести изменения в значения коэффициента поведения, который зависит от конструктивного типа.

Для математической модели здания с РМО и расчет по SAP2000 автором предложены исследования разделением на несколько этапов [17, 22, 332]:

- учет демпфирующих и диссипативных свойств РМО и построение ее модели в программе SAP2000;
- расчет сейсмической нагрузки на здание с учетом сейсмической опасности площадки строительства;



- создание модели здания без и с системой сейсмоизоляции в SAP2000
анализ распределения усилий в конструкциях надпорной части здания.

Для рассмотрения применим метод, предложенный в книге [86, 87].
Используем предположения о характере деформации РМО в виде колонны:

1. Армирующие металлические слои считаются абсолютно жесткими. Основными неизвестными являются поступательные перемещения и повороты армирующих слоев как жестких тел. Это предположение позволяет свести задачу изгиба и устойчивости многослойной колонны к одномерной.

2. Деформация каждого отдельно взятого резинового слоя является линейной. Данное предположение дает возможность использовать линейные соотношения жесткости для резиновых слоев.

3. Рассматривается только плоский вариант потери устойчивости, (перемещения армирующих слоев имеют только две ненулевые x и z -компоненты). При этом можно считать, что силы, действующие на элементы колонны, приложены к соответствующим центрам поверхностей.

4. Абсолютные и относительные перемещения и повороты считаются малыми. Это позволяет получить уравнения, описывающие деформации и неустойчивости, в линейном приближении.

Рассмотрим РМО в виде упругой многослойной колонны круглого сечения радиуса R , состоящей из N одинаковых слоев резины и металла (рис.2.19).

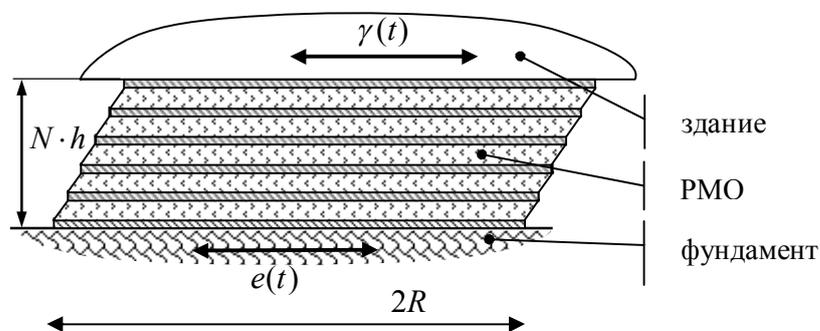


Рисунок 2.19 – Деформация опоры, простой сдвиг: R – линейный размер опоры; $e(t)$ – временная зависимость сдвига фундамента, $\gamma(t)$ – соответствующее



смещение корпуса здания под воздействием сейсмической нагрузки, N – число слоев резины в РМО, h – толщина резинового слоя

Считаем, что деформируются только резиновые слои, армирующие слои металла являются абсолютно жесткими, и при этом применима линейная теория упругости.

Точные решения уравнений теории упругости в случае тонкого слоя резин достаточно сложны и можно получить в численном виде. Они содержат два малых параметра: отношение толщины к характерному поперечному размеру слоя - h/R и отношение модуля сдвига к модулю объемного сжатия - G/K . Это обстоятельство позволяет с достаточной точностью описывать деформации слоя при помощи асимптотической теории, предложенной в работе [87]. Кратко изложим асимптотический подход, считая, что деформации малы, а верхняя и нижняя поверхности слоя не деформируются.

Основные уравнения теории упругости [83] могут быть записаны в виде:

$$(1-2\nu)\Delta\vec{U} + \nabla e = 0, \quad e = \text{div}\vec{U}, \quad (2.29)$$

здесь \vec{U} - вектор перемещений, ν - коэффициент Пуассона. В число основных искомых функций, кроме перемещений, удобно включить функцию относительного изменения объема e . Без ограничения общности считается, что нижняя поверхность слоя неподвижна, а на верхней поверхности заданы соответствующие смещения. Вертикальная боковая поверхность слоя считается свободной.

Для тел малой толщины из слабосжимаемого материала (коэффициент Пуассона ν близок к 0.5), к которым относится и резина, уравнения (2.29) содержат два малых независимых параметра: $\varepsilon = h/R$, где h - толщина слоя, а R - его характерный поперечный размер, и $G/K \approx 1-2\nu$, где G - модуль сдвига, а K - модуль объемного сжатия. Заметим, что для большинства резин величина G/K лежит в пределах $10^{-4} \div 10^{-3}$, а величина ε в случае многослойных



резинометаллических изделий составляет несколько процентов. Таким образом в качестве параметра в решение задачи удобно ввести следующую величину:

$$C = (1 - 2\nu) \frac{R^2}{h^2} = \frac{1 - 2\nu}{\varepsilon^2} \approx \frac{G}{K\varepsilon^2}. \quad (2.30)$$

Для используемых в строительстве РМО величина C лежит в пределах $0.1 \div 1$. По результатам проведения математических преобразований определены формулы, позволяющие вычислить жесткости всей многослойной опоры:

$$C_P = \frac{\pi R^2 K}{N \cdot h} \left(1 - \frac{2I_1(\lambda)}{\lambda I_0(\lambda)} \right) \quad \text{- жесткость на сжатие,}$$

$$C_G = \frac{\pi R^2 G}{N \cdot h} \quad \text{- жесткость на сдвиг,} \quad (2.31)$$

$$C_B = \frac{\pi R^4 K}{N \cdot h} \left(\frac{1}{4} - \frac{I_2(\lambda)}{\lambda I_1(\lambda)} \right) \quad \text{- жесткость на изгиб,}$$

$$C_Z = \frac{\pi R^4 G}{2N \cdot h} \quad \text{- жесткость на кручение.}$$

Величина в скобках в первой формуле (2.31) имеет смысл ослабляющего фактора M по отношению к одноосному сжатию. На рис.2.20 приведен график M как функции C . Приведем несколько значений параметра C :

C	0.5	1.0	1.5	2.0
M	0.3800	0.5155	0.5888	0.6363

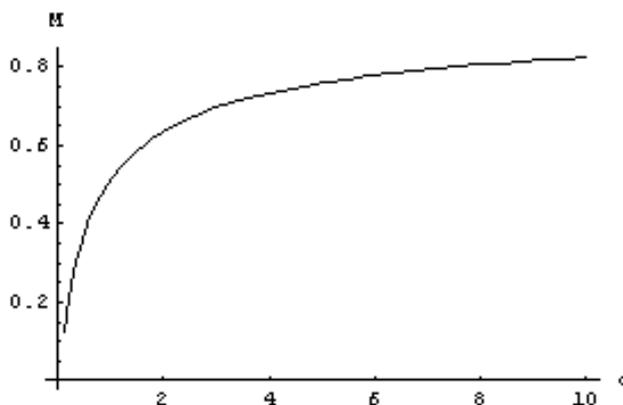


Рисунок 2.20 – Кривая ослабляющего фактора M как функции C .



Таким образом, для реальных нагрузок резинометаллические опоры можно считать слабосжимаемыми. Приведем численные значения для вертикальной и горизонтальных жесткостей $K_z = 4.41 \cdot 10^3 \text{ т/см}$, $K_x = K_y = 3.33 \text{ т/см}$. Горизонтальные жесткости примерно в $\sim 10^3$ раз меньше, чем вертикальная, что позволяет использовать опоры для защиты зданий от колебаний грунта в горизонтальных направлениях.

Наиболее наглядно можно оценить динамические свойства РМО в рамках упрощенной модели, которая позволяет получить явные аналитические зависимости для диссипативных и демпфирующих характеристик РМО. Пренебрегая линейными размерами здания, заменим его точечной массой M , расположенной на поверхности опоры (см. рис.2.19). В этом случае мы пренебрегаем напряженным состоянием каркаса здания и оцениваем влияние системы сейсмозащиты на движение здания как целого, такая модель в литературе [271] называется моделью с одной степенью свободы (1-DOF model).

В предложенной модели сила, приложенная к массе M со стороны опоры, равна

$$F = -S \cdot \sigma(t), \quad (2.32)$$

где S - площадь верхней грани РМО, $\sigma(t)$ - определяется соотношением (2.33).

Зависимость между напряжением сдвига $\sigma(t)$ и деформацией $\varepsilon(t)$ резинового слоя, с учетом вязко-упругих свойств резины, в виде [124]:

$$\sigma(t) = G_0 \left(\varepsilon(t) - \int_{-\infty}^t R(t-\tau) \cdot \varepsilon(\tau) d\tau \right), \quad (2.33)$$

где G_0 - мгновенный модуль сдвига, $\sigma(t)$ - одна из компонент тензора напряжений σ_{zx} или σ_{zy} , $\varepsilon(t)$ - соответствующая компонента тензора деформаций ε_{zx} или ε_{zy} , $R(t-\tau)$ - ядро релаксации, описывающее вязкоупругие свойства резины. Зависимость $R(\tau)$ может быть аппроксимирована дробно-экспоненциальной функцией, предложенной Ю.Н. Работновым [123, 124], следующим образом:



$$R(\tau) = \tau^\alpha \cdot \sum_{n=0}^{\infty} \frac{(-\beta)^n \cdot \tau^{n(1+\alpha)}}{\Gamma((n+1)(\alpha+1))}, \quad (2.34)$$

где α, β - параметры аппроксимации. В частотном представлении для применяемых на практике резин, типичные значения параметров составляют:

$$R(\omega) = \frac{1}{(i\omega)^{1+\alpha} + \beta}, \quad \alpha \sim -0.6, G_0 \sim 1 \text{ МПа.}$$

Заметим, что зависимости $e(t)$ и $\gamma(t)$ задаются относительно инерциальной системы отсчета, тогда деформация сдвига в слое резины $\varepsilon(t)$ составит $\varepsilon(t) = \frac{\gamma(t) - e(t)}{N \cdot h}$. Отсюда уравнение движения для массы M имеет следующий

вид:

$$M \cdot \ddot{\gamma}(t) - SG_0 \left(\varepsilon(t) - \int_{-\infty}^t R(t-\tau) \cdot \varepsilon(\tau) d\tau \right), \quad \text{где } \varepsilon(t) = \frac{\gamma(t) - e(t)}{N \cdot h}, \quad (2.35)$$

где G_0 - мгновенный модуль сдвига резины. Полагаем, что задана зависимость смещений земной поверхности во времени $e(t)$ и требуется найти смещение $\gamma(t)$ массы M с учетом вязкоупругих свойств резины.

В этом случае зависимость $\gamma(t)$ определяется следующим уравнением:

$$\ddot{\gamma}(t) + \omega_0^2 \cdot \left[(\gamma(t) - e(t)) - \int_{-\infty}^t R(t-\tau) \cdot (\gamma(\tau) - e(\tau)) d\tau \right] = 0, \quad (2.36)$$

где $\omega_0 = \sqrt{\frac{SG_0}{N \cdot h \cdot M}}$ - характерная частота системы, $e(t)$ - заданная временная зависимость смещений грунта.

Демпфирующие свойства РМО. Поскольку уравнение (2.36) является линейным, то для получения оценки демпфирующих свойств РМО можно воспользоваться стандартным приёмом [83], задавая $e(t) = e_0 \cdot \sin(\omega t)$, где e_0 - некоторая амплитуда сейсмических колебаний, а ω - их частота. Тогда естественно предположить, что $\gamma(t)$ имеет следующий вид $\gamma(t) = \gamma_0 \cdot \sin(\omega t + \varphi)$, здесь γ_0 - амплитуда устоявшихся колебаний массы M , а φ - так называемый угол запаздывания [121]. Подставив эти выражения в соотношение (2.36), и



учтя линейную независимость функций $\sin(\omega t)$ и $\cos(\omega t)$, получим систему уравнений, с помощью которой можно определить величины φ и γ_0 :

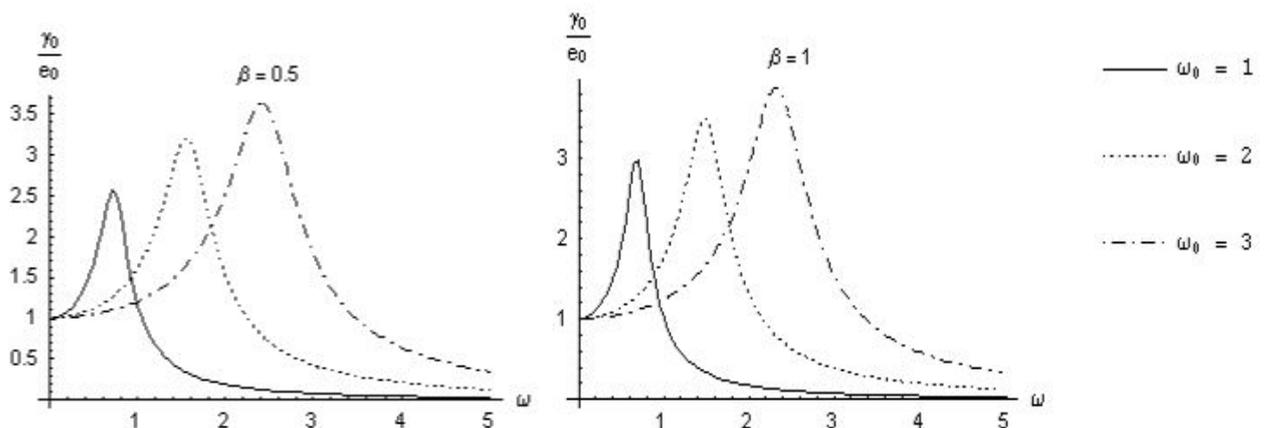
$$\begin{bmatrix} \cos(\varphi) & -\sin(\varphi) \\ \sin(\varphi) & \cos(\varphi) \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} (1 - G'(\omega)) - (\omega/\omega_0)^2 \\ G''(\omega) \end{bmatrix} = \frac{e_0}{\gamma_0} \cdot \begin{bmatrix} (1 - G'(\omega)) \\ G''(\omega) \end{bmatrix}. \quad (2.37)$$

При выводе системы (2.37) использовано следующее свойство $R(t-\tau) = 0$ при $t < \tau$, что выражает условие причинности в соотношении (2.33), и ряд несложных преобразований аналогично для $\int_{-\infty}^t d\tau R(t-\tau) \cdot \sin(\omega t)$, а также следующих соотношений:

$$G'(\omega) = \int_0^{+\infty} dz R(z) \cdot \cos(\omega z), \quad G''(\omega) = - \int_0^{+\infty} dz R(z) \cdot \sin(\omega z). \quad (2.38)$$

Система (2.37) в неявном виде задаёт зависимость $(\gamma_0/e_0) = f(\omega)$, что определяет коэффициент демпфирования РМО на заданной частоте ω . Поскольку соотношение (2.36) является линейным, то полученная зависимость коэффициента демпфирования от частоты вынуждающей силы является универсальным соотношением, характеризующим демпфирующие свойства РМО для любого возмущения $e_0(t)$ [83, 121]. В качестве ядра релаксации использовалась функция (2.34) при $\alpha = -0.6$, соответствующие значения β приведены на рисунке 2.21.

РМО гасит сейсмическую силу на надпорную часть здания для гармонических нагрузок, только если частота вынуждающих колебаний $e_0(t) = e_0 \sin(\omega t)$ заметно больше чем ω_0 (см. рис.2.21).



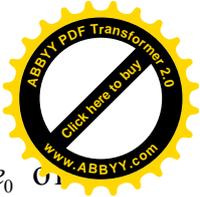


Рисунок 2.21 – Зависимости коэффициента демпфирования РМО γ_0/e_0 от частоты вынуждающих колебаний ω

В противном случае наличие РМО может привести к усилению сейсмического воздействия на здание. При не слишком больших значениях β определяющую роль играет собственная частота колебаний. Если величина ω_0 порядка $1.5-3 \text{ сек}^{-1}$, т.е. лежит вблизи самой опасной части спектра колебаний в реальном землетрясении, подобная система сейсмозащиты за счет резонансных явлений может оказаться неэффективной.

Диссипативные свойства РМО. Соотношение (2.33) является обобщением закона Гука, и, если G_0 определяет мгновенную «жесткость» резины в классическом смысле, то наличие ядра релаксации $R(t-\tau)$ обуславливает диссипативные свойства резины. Поскольку $\sigma(t)$ и $\varepsilon(t)$ связаны друг с другом линейной зависимостью вида (2.33), то для описания диссипативных свойств РМО удобно перейти от функций $\sigma(t)$, $\varepsilon(t)$ и $R(t-\tau)$ к их Фурье-образам $\sigma(\omega)$, $\varepsilon(\omega)$ и $R(\omega)$; для них получаем следующие соотношения:

$$\sigma(\omega) = G_0 \cdot (1 - R(\omega)) \varepsilon(\omega), \quad (2.39)$$

где $\sigma(\omega) = \int_{-\infty}^{+\infty} \sigma(t) e^{-i\omega t} dt$, аналогично для $\varepsilon(\omega)$, $R(\omega)$. Представим $G_0 \cdot (1 - R(\omega))$ в виде $G_0 \cdot (1 - R(\omega)) = G'(\omega) + iG''(\omega)$. Для используемого ядра релаксации

$R(\omega) = \frac{1}{(i\omega)^{(1+\alpha)} + \beta}$ зависимости $G'(\omega)$ и $G''(\omega)$ принимают следующий вид:

$$\begin{aligned} G'(\omega) &= G_0 \frac{\omega^{1+\alpha} \cos \delta + \beta}{\omega^{2(1+\alpha)} + 2\omega^{(1+\alpha)} \beta \cos \delta + \beta^2} & -1 < \alpha < 0; \quad \beta > 0 \\ G''(\omega) &= G_0 \frac{\omega^{1+\alpha} \sin \delta}{\omega^{2(1+\alpha)} + 2\omega^{(1+\alpha)} \beta \cos \delta + \beta^2} & \delta = \frac{\pi}{2}(1+\alpha) \end{aligned} \quad (2.40)$$

Обычно $G(\omega) = G'(\omega) + iG''(\omega)$ называют комплексным модулем сдвига [4], и соотношение (2.39) записывают в виде $\sigma(\omega) = G(\omega) \varepsilon(\omega)$. Далее вычислим работу



сдвиговых напряжений в единице объема резинового слоя за все время существования деформаций $\varepsilon(t)$:

$$A = \int_{-\infty}^{+\infty} \sigma(t) d\varepsilon(t) = \int_{-\infty}^{+\infty} \sigma(t) \dot{\varepsilon}(t) dt \quad (2.41)$$

или, записывая $\sigma(t)$ и $\varepsilon(t)$ через их Фурье-компоненты, имеем:

$$\int_{-\infty}^{+\infty} \sigma(t) \dot{\varepsilon}(t) dt = \frac{1}{4\pi^2} \int_{-\infty}^{+\infty} dt \int_{-\infty}^{+\infty} G(\omega') \cdot e^{i\omega' t} d\omega' \cdot \int_{-\infty}^{+\infty} i\omega \cdot \varepsilon(\omega) \cdot e^{i\omega t} d\omega ;$$

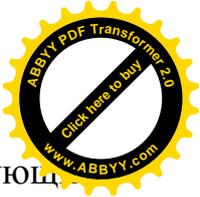
после несложных преобразований получаем

$$A = \int_{-\infty}^{+\infty} \sigma(t) d\varepsilon(t) = \int_{-\infty}^{+\infty} \omega G''(\omega) |\varepsilon(\omega)|^2 d\omega . \quad (2.42)$$

Как видно, $\omega G''(\omega)$ определяет плотность диссипации энергии сдвиговой деформации за счет наличия вязкоупругой реологии резины. Соотношение (2.42) можно использовать для оценки объёмной плотности энерговыделения в резине при сейсмической нагрузке, поскольку саморазогрев резинового слоя может привести к потере резиной своих упругих свойств. В общем случае, разделить диссипативные потери и упругую энергию, запасенную в опоре, в произвольный момент времени невозможно. Для гармонического нагружения можно вычислить потери энергии за период колебаний $Q(T)$.

$$Q(T) = \pi M \omega_0^2 G''(\omega) \left(\frac{\omega}{\omega_0} \right)^4 \cdot \frac{e_0^2}{[G''(\omega)]^2 + [(1 - G'(\omega)) - (\omega/\omega_0)^2]^2} . \quad (2.43)$$

В пределе при $(\omega/\omega_0)^2 \rightarrow \infty$ последнее выражение переходит в известную формулу для потерь при гармоническом нагружении эластомера, когда одна из лицевых поверхностей неподвижна. Таким образом, в пределе $\omega \rightarrow \infty$ сейсмическая защита с помощью упругих опор достаточно эффективна. Это соответствует известному факту теории вибрационной защиты: если собственная частота колебаний структуры в три раза меньше частоты вынуждающих колебаний, то амплитуда колебаний ослабляется примерно в 10 раз.



Оценки показывают, что выделением тепла и соответствующими изменениями свойств материалов опор за характерные времена землетрясений $t < 100 \text{сек}$ можно пренебречь. Однако величина $Q(T)$ необходима для определения декремента затухания колебаний структуры, если движение РМО описывается приближенно, например, в модели вязкоупругости Максвелла.

Создание модели здания без и с системой сейсмоизоляции в программном комплексе SAP2000 [108, 109, 110]. В рамках программы SAP2000 была построена модель железобетонного каркасного здания, имеющего в плане крестообразную форму размерами 30м x24м (рис.2.22) и состоящего из подвала, девяти этажей и чердака (рис.2.23). Полная высота здания от основания колонн до крыши - 34.45м: высота подвала - 3.6м, высота первого этажа - 3.2м, каждого из остальных восьми этажей - 3м, высота чердака - 3.65м.

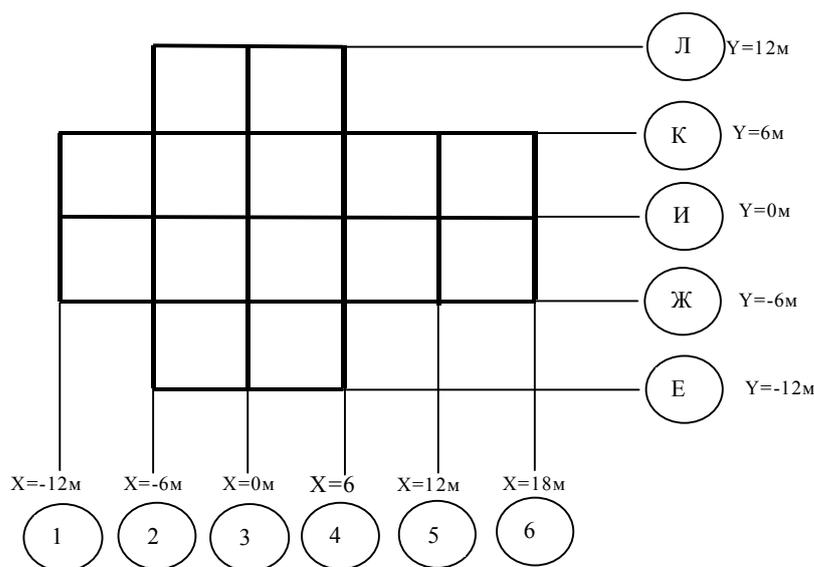


Рисунок 2.22 – План здания (вид сверху). В кружках обозначения осей в соответствии с чертежами

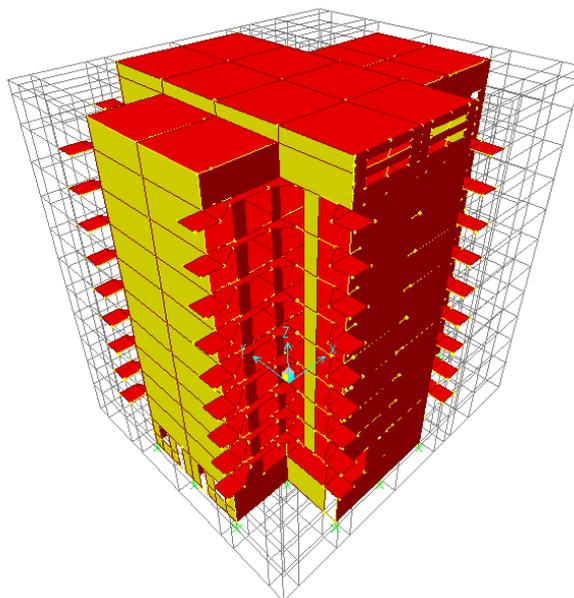


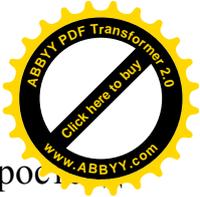
Рисунок 2.23 Общий вид модели здания

Физические свойства используемых строительных материалов и конструкций: железобетон плотностью 2.448 кг/м^3 , модулем упругости $2.531 \times 10^{10} \text{ н/м}^2$ и коэффициентом Пуассона 0.2; сталь плотностью 7.981 кг/м^3 ; модулем упругости $2.039 \times 10^{11} \text{ н/м}^2$ и коэффициентом Пуассона 0.3.

Расчет здания без и с РМО с учетом сейсмичности площадки строительства на основании строительных норм приведен в главе 4.

2.4 Методика исследования вибрационных воздействий на макет здания с резинометаллическими элементами

Для имитации землетрясения и влияния сейсмических волн на здания, был изготовлен макет 8 этажного каркасного здания с приложенными нагрузками. Макет собран из металлических профилей толщиной 0,5 мм [10]. На каждый уровень жестко прикреплен груз из металлических труб квадратного профиля. Общая масса макета вместе с поэтажным грузом составляла не более 95кг (рис.2.24).



Для испытания на вибрацию данного макета использовался вибростенд лаборатории кафедры «Механика и промышленная инженерия» при КГТУ им. И. Раззакова. Вибростенд немецкого производства и представляет с собой оборудование со столешницей размером 55x55 см на которой устанавливается макет здания. С нижней части вибростенда на столешницу подключены 3 электродвигателя мощностью 400 Вт при включении, которой, специальными муфтами, эксцентриками создается колебания столешницы.



Рисунок 2.24 – Общий вид вибростенда с пультом управления и модуля СТД 2060

Для проведения эксперимента макет здания устанавливается на столешницу специальными крепежными элементами (жесткое соединение). Макет здания изготовлен из стальных тонкостенных прокатных листов с жесткими узлами вертикальных и горизонтальных элементов. Горизонтальный жесткий диск создавался элементами крепления саморезами и предварительно проверен механическим способом. Вертикальной груз предварительно подсчитан и на каждый уровень этажа жестко установлены металлические трубы прямоугольной формы. Общая масса макета здания с грузами весит 95 кг,



что не превышает несущую способность испытательного вибростенда 100 кг.

Вибрация может осуществляться по трем осям X , Y , Z , и задавать амплитуду колебаний от 8 до 40 мм. Измерения производится по двухкомпонентным направлениям X - Y , X - Z , Y - Z . К пульту управления подключаются 6 датчиков частоты вращения электродвигателей от 0 до 200 Гц. На пульте установлены предохранители и дополнительные кнопки включения и отключения вибрационного воздействия.

Для регистрации частоты колебаний макета здания установлена станция технической диагностики СТД 2060 российского производства. Данная станция представляет собой конструкцию из 2-х модулей преобразователей сигнала, они осуществляют контроль и сигнализацию технического состояния агрегата с периодом 0,4 сек посредством сравнения вычисленных по 6-ти виброканалам параметров с нормативными уровнями вибрации.

Датчики устанавливаются на разных уровнях: на столешнице вибростенда, на 3, 6 и 9 уровнях макета здания, на стойках и узлах вертикальных и горизонтальных элементов для учета вертикальных и поперечных колебаний. После регистрации данных вибрационного воздействия, анализируются записи поведения элементов и узлов здания с резинометаллическими опорами и без системы сейсмоизоляции. Определяется снижение или увеличение усилий и распространение сейсмических сил в надпорной части здания.

2.5 Методика динамических испытаний платформы для исследования зданий разных конструктивных решений

Динамические испытания платформы проводились с помощью вибромашины типа В-3, являющейся единственной созданной и в рабочем состоянии машиной в Кыргызской Республике для экспериментального



изучения сейсмостойкости натуральных зданий и сооружений. Характеристика вибромашины и регистрирующей аппаратуры в Приложении Б.

Комплект оборудования для вибрационных испытаний включал в себя:

- двигатели постоянного тока мощностью 11, 18 и 55 кВт;
- три двухвальных виброблоков с горизонтальными осями вращения рычагов;
- дорборные грузы – дебалансы, навешиваемые на рычаги вибраторов;
- пульт управления, позволяющий плавно регулировать частоту вращения вала двигателя.

При испытаниях вибромашина была установлена на покрытие платформы на специальной раме таким образом, чтобы равнодействующая возбуждаемых ими сил совпадала с геометрической осью платформы в направлении цифровых осей.

Принятая схема установки вибромашины позволила смоделировать пространственный характер сейсмического воздействия на платформу и возбуждать горизонтальные колебания поступательного характера, при этом получить крутильные колебания платформы в ее двух главных ортогональных направлениях.

Вибромашина и двигатель жестко крепились при помощи сварки к стальной раме, расположенной в уровне покрытия и болтовых соединений к швеллерам установленных с низу и верху монолитной железобетонной плиты платформы (рис.2.25).

Для обеспечения надежной связи с конструкциями объекта рама замоноличивалась бетоном класса по прочности на сжатие В25.



Рисунок 2.25 – Общий вид рамы в процессе ее закрепления

Проведенные вибрационные испытания объекта включали в себя пять этапов. Количество грузов-дебалансов на рычагах вибромашины увеличивалось от этапа I к этапу V:

1. Поступательное интенсивное воздействие вибромашины без грузов-дебалансов;
2. Поступательное интенсивное воздействие вибромашины с 6 грузами-дебалансами на каждый рычаг 0,46т;
3. Интенсивное воздействие вибромашины с полным загрузением на 1,23т;
4. Интенсивное воздействие вибромашины с полным загрузением на максимальное ускорение;
5. Интенсивное воздействие вибромашины на платформу с резинометаллической опорой.

Каждый этап испытаний заключался в двухкратном плавном прохождении через резонансы: вначале путем увеличения частоты вращения

дебалансов (прямой резонанс), а затем – путем уменьшения (обратный резонанс).

В процессе проведения испытаний осуществлялись:

- инструментальная регистрация амплитуд колебаний здания;
- оперативная обработка результатов измерений для принятия решений непосредственно на полевых условиях;
- визуальное обследование конструкций и элементов;
- окончательная обработка и анализ экспериментальных данных.

Включение и выключение вибромашины осуществлялось от пульта управления, расположенного в безопасном месте. Регистрация инструментальных данных осуществлялись с помощью специального аппаратного комплекса и 8 датчиков-акселерометров (рис.2.26).



Рисунок 2.26 – Общий вид системы управления и подключения датчиков к регистрирующей аппаратуре. На экране ноутбука показан пример записи



В зависимости от готовности здания регистрирующие датчики устанавливаются на двух местах по диагонали (рис.2.27). Имеющиеся сейсмодатчики являются двухканальными, записи можно получить по двум направлениям горизонтальной компоненты.

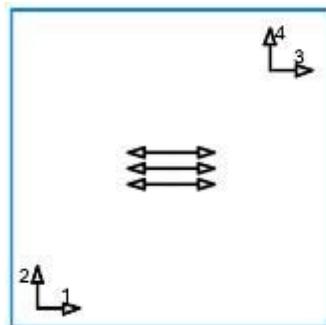


Рисунок 2.27 – Схема расстановки датчиков-акселерометров для записи колебаний

Последовательность проведения испытаний на поступательное движение, кручение и гашение колебаний без груза, с частичным и полным загрузением вибрационной машины дебалансами:

1. Снятие и/или установка грузов-дебалансов на рычаги вибромашины;
2. Установка сейсмодатчиков и подключение к регистрирующей аппаратуре.
3. Подготовка преобразователя частот.
4. Оформление и запуск регистрирующей программы;
5. Запуск машины и осуществление записи колебаний.
6. Определение частоты свободных колебаний здания в начальном и конечном состоянии.
7. Доводить систему до резонансного состояния
8. Определение резонансной частоты здания, для чего плавно меняется частота вращения до балансов с и без грузов в диапазоне от 0+7 Гц и обратно.
9. Плавным изменением частот вращения до балансов без грузов определить резонансную частоту здания в конечном состоянии.



10. Проведение испытание с устройством резинометаллических опор в зазоры испытываемой платформы.

11. Определить возможности платформы, максимальные значения ускорений и перемещений при колебании, соответствующие пиковым ускорениям грунтов согласно «Шкале соответствия интенсивности землетрясения в баллах и пиковых ускорениях в скальных грунтах» по СН КР 20-02:2018.

Принятая схема расстановки датчиков позволила осуществлять регистрацию на всех этапах проведения динамических воздействий:

- пространственных форм деформирования объекта испытаний;
- амплитуд и перемещений колебаний в направлении интенсивного воздействия вибромашины без доборов-весов дебалансов; с доборами-весов из 6 дебалансов на 0,46т и далее полным нагружением на 1,23т;
- амплитуд и перемещений колебаний с и без устройства резинометаллических опор в швы между фундаментом и надпорной частью платформы;
- амплитуд и перемещений крутильного колебания платформы при сейсмическом воздействии;
- максимальных амплитуд на соответствие пиковым ускорениям грунтов для скалы в соответствии со СН КР 20-02:2018.

После достижения поставленной цели, проводится примерное испытание многоэтажного здания из ЛСТК на платформу с целью проверки полученных данных колебания платформы с прогнозируемыми. Составляются спектры колебаний и определяются величины горизонтальных перекосов этажей.

Проведение всех этапов испытаний осуществлялось в соответствии с правилами по технике безопасности.

2.6 Методика натуральных испытаний здания на платформе



Применение вибрационной машины позволило реализовать испытания динамический характер нагружения исследуемого фрагмента здания из легких стальных тонкостенных конструкций и смоделировать основные особенности его поведения в системе здания при нагрузках типа сейсмических.

Проведенные испытания включали в себя IX основных этапов. Количество грузов-дебалансов на рычагах вибромашины на всех этапах испытаний, кроме первого, было принято равным – 32 шт. На каждом этапе вибродинамических испытаний колебания платформы с установленным на ней здании возбуждались вначале при увеличении частоты вращения дебалансов вибромашины, а затем – при уменьшении.

В зазоры между платформой и нижерасположенными монолитными стенами на разных этапах испытаний устанавливались резиновые элементы разной жесткости. Это позволило на разных этапах испытаний возбуждать интенсивные колебания платформы с разным преобладающим частотным составом.

Существенное влияние на режимы колебаний платформы на разных этапах испытаний оказывали также параметры применяемых двигателей.

Следует отметить, что на этапах испытаний I - V применялся двигатель мощностью 11 кВт, на этапах испытаний VI и VII – 18 кВт и на этапе испытаний VIII и IX – 55 кВт. Характеристики этапов испытаний приведены в таблице 2.9.

Таблица 2.9 – Характеристики этапов испытаний

Номер этапа испытаний	Мощность двигателя (кВт)	Количество грузов – дебалансов на каждом вибраторе
I	11	0
II	11	32

III	11	32
IV	11	32
V	11	32
VI	18	32
VII	18	32
VIII	55	32
IX	55	32

Испытания здания осуществлялись в следующей последовательности:

- первоначально, на этапах I, II и III, испытывался здание-представитель, имеющий внешнюю обшивку из панелей OSB;
- затем обшивка здания была демонтирована, и на этапах IV и V здание подвергся динамическим воздействиям без внешней обшивки;
- перед заключительными этапами испытаний, внешняя обшивка здания была восстановлена и на этапах испытаний VI-IX здание вновь испытывался с внешней обшивкой.

Перед началом вибрационных испытаний и после их завершения осуществлялись записи свободных затухающих колебаний объекта. Возбуждение колебаний объекта производилось ударами тяжелого груза по наружной стене 2-го этажа здания. Схема расстановки акселерометров приведена на рис.2.28.





Рисунок 2.28 – Схема расстановки акселерометров (датчиков) при определении параметров микросейсмических колебаний здания.

В процессе проведения вибрационных испытаний здания из легких стальных тонкостенных конструкций «KARKAS.KG» осуществлялись:

- инструментальная регистрация амплитуд колебаний здания;
- оперативная обработка результатов измерений;
- визуальное обследование конструкций;
- фотофиксация состояния и видеосъемка поведения конструкций при динамических воздействиях.

Окончательная обработка и анализ экспериментальных данных выполнялась в лабораторных условиях.

Регистрация инструментальных данных осуществлялась с помощью специального программно–аппаратного комплекса, разработанного специалистами Международной ассоциации экспертов по сейсмостойкому строительству (МАЭСС). Сигнал от датчиков в виде напряжения пропорционального ускорению колебаний, поступал по специальным помехоустойчивым кабелям через блок регистрирующей аппаратуры в память персонального компьютера типа ноутбук.

Установка датчиков-акселерометров осуществлялась на разных уровнях: на железобетонном покрытии платформы, на полу второго этажа и низа фермы над вторым этажом. В уровне пола второго этажа датчики устанавливались на нижней полке металлического профиля. Над вторым этажом датчики установлены на досках, жестко закрепленных к нижним полкам ферм. Общий вид датчиков и процесс их установки показаны на рис.2.29.



Рисунок 2.29 – Процесс установки датчиков-акселерометров на покрытии платформы, на полу второго этажа и снизу фермы над вторым этажом

Схемы расстановки акселерометров (датчиков) на платформе и экспериментальном объекте показаны на рисунках 2.30 – 2.31.

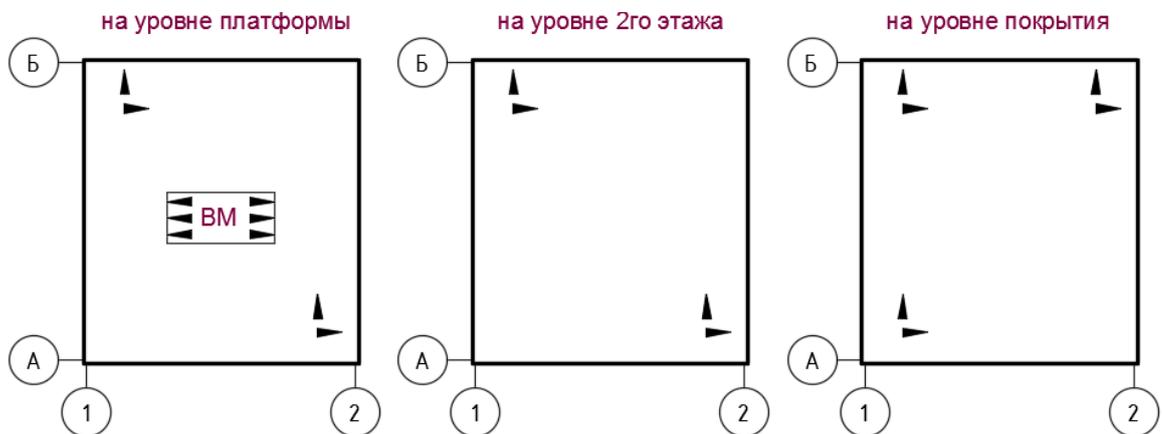


Рисунок 2.30 – Схема расстановки акселерометров (датчиков) на этапе I, II, III.

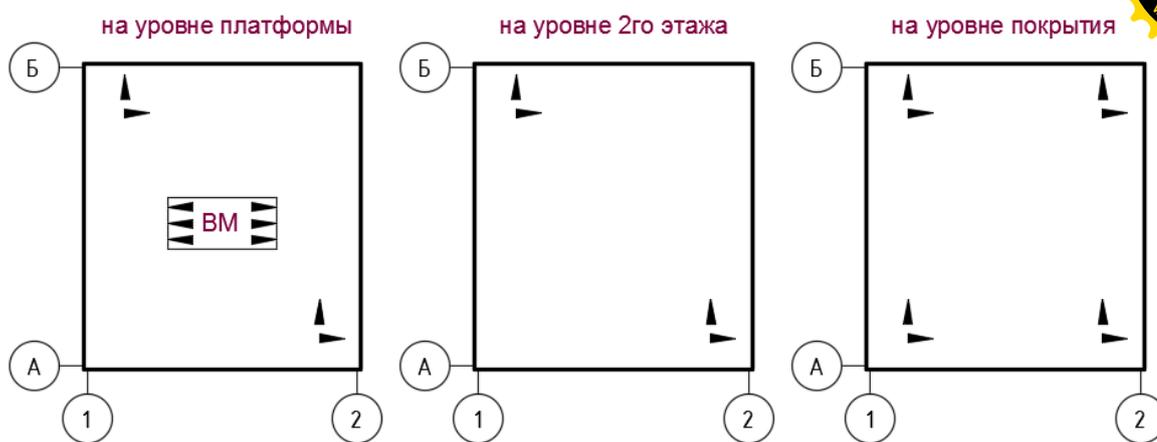


Рисунок 2.31 – Схема расстановки акселерометров (датчиков) на этапах IV - IX.

Записи свободных затухающих колебаний объекта испытаний при микросейсмических воздействиях осуществлялись при наличии и отсутствии внешней обшивки из панелей OSB.

Заключение по главе 2

1. Доказана необходимость определения сейсмичности площадки строительства на основании референтного значения пиковых ускорений скальных грунтов с учетом особенностей территории КР в пределах ускорений от 0,19-0,4g, и зон возможных очагов землетрясений.
2. Установлена методика определения расчетных сейсмических нагрузок, кроме сейсмичности площадки строительства, с учетом спектров упругих реакций в ускорениях и перемещениях, топографических условий (сайт-эффектов) площадки строительства, с учетом коэффициента поведения конструктивного решения здания, влияния ответственности зданий по назначению и этажности.
3. Доказана необходимость применения предлагаемого автором способа «инженерное лечение» здания на основе алгоритма ускоренной оценки сейсмической уязвимости и повышения сейсмостойкости зданий и сооружений существующей застройки, по результатам которой принимать масштабных для Кыргызстана решений сейсмоусиления



зданий. Выявлены конструктивные решения существующих зданий требующих принятия мер по повышению их сейсмостойкости.

4. Установлены предлагаемая автором математическая модель здания с системой сейсмоизоляции, где задана зависимость смещений земной поверхности во времени $e(t)$ и требуется найти смещение $\gamma(t)$ массы M с учетом вязкоупругих свойств резины. Доказана, что горизонтальные жесткости РМО примерно в $\sim 10^3$ раз меньше, чем вертикальная, что позволяет использовать опоры для защиты зданий от поперечных сейсмических воздействий. Выявлена необходимость учета основных параметров резины: величина отношения модуля сдвига к модулю объемного сжатия G/K в пределах $10^{-4} \div 10^{-3}$; величина отношения толщины к поперечному сечению ε составляет несколько процентов; коэффициент Пуассона ν близок к 0,49; величина жесткости C лежит в пределах $0,1 \div 1$.
5. Предложена методика проведения динамических испытаний с использованием вибромашины типа В-2 весом 3,0 тонны для проведения экспериментальных натурных испытаний платформы с общей массой более 69,0 тонн для передачи динамических воздействий и записи ускорений более 0,45g и перемещений более 42мм.



ГЛАВА 3 РАЗРАБОТКА ОСНОВЫ РАСЧЕТА ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ НА СЕЙСМИЧЕСКИЕ ВОЗДЕЙСТВИЯ

3.1 Определение сейсмической опасности площадки строительства

3.1.1 Определение сейсмической опасности площадки строительства в зависимости от значения пиковых ускорений грунтов

Сейсмическая опасность площадок строительства определяются:

а) в баллах (табл.3.1), учитывая сейсмичность района строительства, указанные на карте сейсморайонирования территории КР, и тип грунтовых условий площадки строительства. При определении сейсмичности площадок строительства, расположенных в горных местностях или на возвышенностях учитываются топографические эффекты усиления сейсмических воздействий;



б) в горизонтальных ускорениях – для условий КР на основании карты сейсморайонирования территории КР, разработанной детерминистским подходом, формулой

$$a_g = a_{gR} \cdot S(a_{gR}) \cdot S_T, \quad (3.1)$$

где a_g – значения горизонтальных пиковых ускорений на площадке строительства при ее фактических грунтовых и топографических условиях; a_{gR} – референтные значения горизонтальных пиковых ускорений на рассматриваемой площадке строительства при скальных грунтах типа IA; $S(a_{gR})$ – коэффициенты, характеризующие влияние фактических грунтовых условий площадки строительства на интенсивность горизонтальных сейсмических воздействий по табл.3.2; S_T – коэффициент, учитывающий топографические эффекты усиления горизонтальных сейсмических воздействий на площадке строительства, как отдельно расположенные или протяженные в одном направлении (двумерные) возвышенности высотой более 30 м (рис.3.1, табл.3.3). Для площадок, расположенных между основанием и вершиной хребтов или склонов, определяются интерполяцией, принимая в основаниях возвышенностей $S_T = 1,0$.

Таблица 3.1 – Определение сейсмичности площадки строительства в баллах

Типы грунтовых условий	Сейсмичность площадки строительства при сейсмичности района (в баллах) по карте сейсмического районирования			
	7	8	9	>9
IA и IB	7	8	9	>9
II	7	8	9	>9
III	8	9	>9	по результатам исследований

Таблица 3.2 – Значения коэффициента $S(a_{gR})$

Типы грунтовых условий по сейсмическим свойствам	Значение коэффициента $S(a_{gR})$ в зависимости от величины a_{gR}
IA ($v_{s,30} \geq 800$)	1,0
IB ($v_{s,10} \geq 350$; $550 \leq v_{s,30} < 800$)	$1,0 \leq (1,4 - a_{gR}/g) \leq 1,2$
II ($230 \leq v_{s,10} < 350$; $270 \leq v_{s,30} < 550$)	$1,1 \leq (2,0 - 2,5 \cdot a_{gR}/g) \leq 1,6$

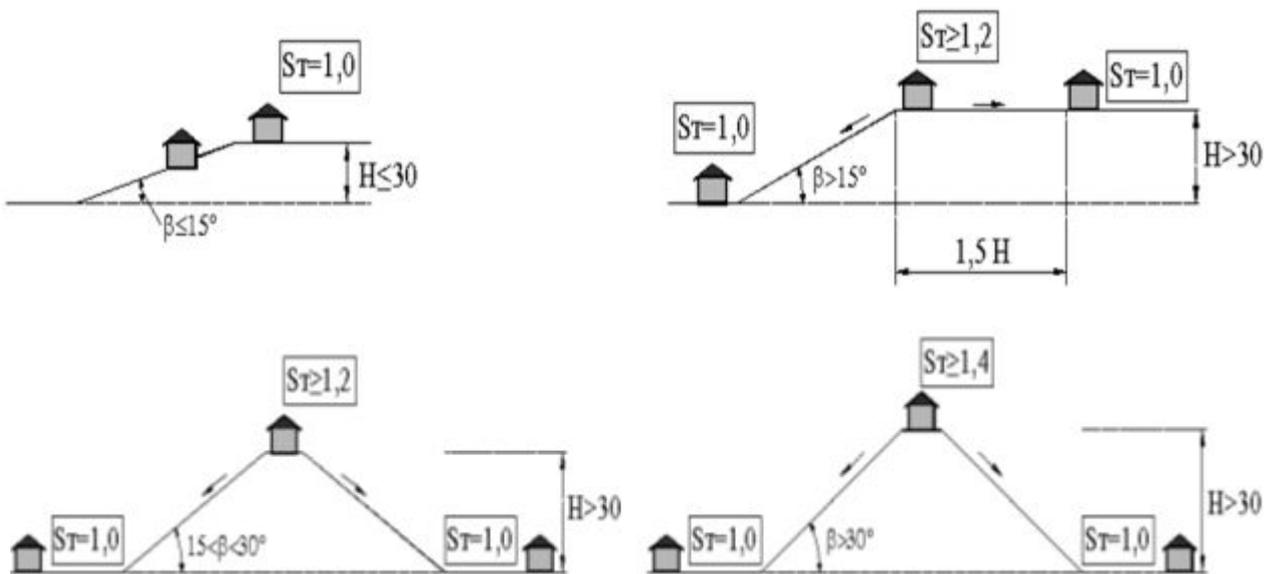


Рисунок 3.1 – К определению значений коэффициентов S_T

Таблица 3.3 – Значения коэффициентов S_T

Категория рельефа	Характеристика рельефа	Расположение площадки	S_T
1	Плоские поверхности и возвышенности с крутизной склонов менее 15°	—	1,0
2	Одиночные возвышенности с крутизной склонов более 15°	вблизи верхнего края склона	$\geq 1,2$
3	Протяженные возвышенности с шириной гребня существенно меньшей, чем в основании и крутизной склонов от 15° до 30°	вблизи вершины возвышенности	$\geq 1,2$
4	Протяженные возвышенности с шириной гребня существенно меньшей, чем в основании и крутизной склона более 30°	вблизи вершины возвышенности	$\geq 1,4$

При выборе площадок строительства не рекомендуется размещать жилые массивы, промышленные (производственные) комплексы или отдельные здания и сооружения на площадках неблагоприятных в сейсмическом отношении, то есть в зонах возможных очагов землетрясений и т.д.

Горизонтальное сейсмическое воздействие, как уже сказано в Главе 2, описывается двумя ортогональными компонентами, считающимися независимыми и характеризующимися одинаковыми спектрами реакций. Для



горизонтальных компонент сейсмического воздействия, учитываемых в расчете зданий и сооружений, спектр расчетных реакций $S_d(T)$ определяется с помощью следующих уравнений:

$$0 \leq T \leq T_C: \quad S_d(T) = a_g \cdot \frac{2,5}{q}, \quad (3.2)$$

$$0 \leq T_v \leq T_{Cv}: \quad S_{dv}(T_v) = a_{gv} \cdot \frac{2,25}{q}; \quad (3.3)$$

$$T \geq T_C: \quad S_d(T) = a_g \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right], \text{ но не менее } \beta \cdot a_g, \quad (3.4)$$

$$T_{Cv} \leq T_v \leq 2,0: \quad S_{dv}(T_v) = a_{gv} \cdot \frac{2,25}{q} \cdot \left[\frac{T_{Cv}}{T_v} \right]^k, \quad (3.5)$$

где: $S_d(T)$, $S_{dv}(T_v)$ – спектр расчетных реакций, характеризующий горизонтальную или вертикальную компоненту сейсмического воздействия (рис.3.2); T_C , T_{Cv} – максимальное значение периода на постоянном участке графика спектральных ускорений, принимаемое в соответствии с данными (см. рис.3.2); T , T_v – период колебаний линейной системы с одной степенью свободы в горизонтальном или вертикальном направлении; a_g , a_{gv} – расчетное горизонтальное или вертикальное ускорение на площадке строительства, определяемое в соответствии с данными, приведенными в табл.3.4; β – показатель нижней границы спектра расчетных реакций для горизонтальных компонент, принимаемый 0,2; q – коэффициент поведения; k – показатель степени, принимаемый в соответствии с данными табл.3.5.

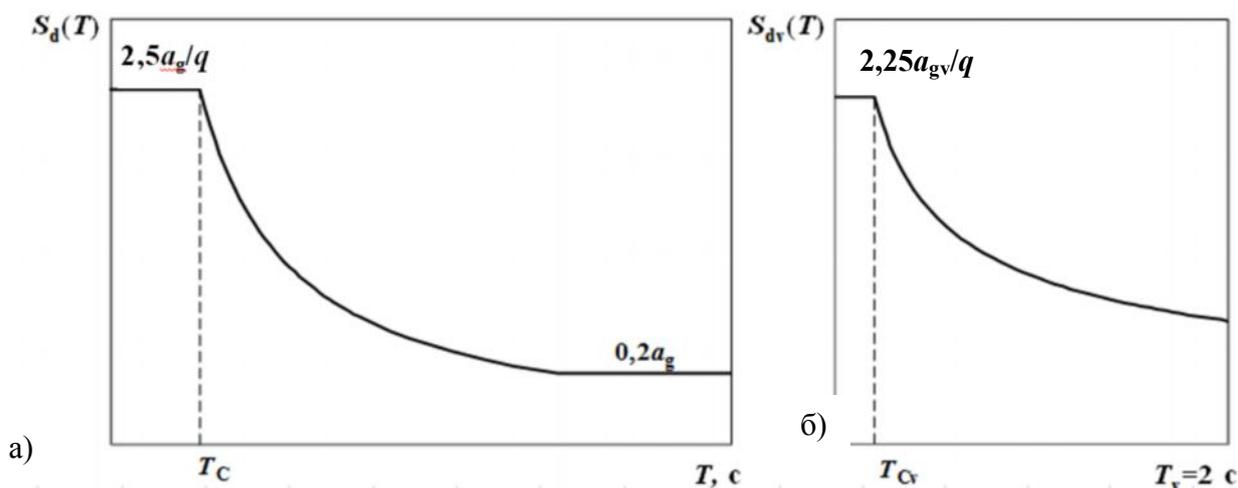




Рисунок 3.2 – Спектры расчетных реакций, характеризующий горизонтальную (а) и вертикальную (б) компоненту сейсмического воздействия

Таблица 3.4 – Отношения значений a_{gv} и a_g

Тип грунтовых условий площадки строительства	Отношения a_{gv}/a_g при значениях a_g		
	$a_g \leq 0,12g$	$0,12g < a_g \leq 0,4g$	$a_g > 0,4g$
IA, IB, II и III	0,7	0,8	0,9

Таблица 3.5 – Значения периодов T_C и показателя степени k

Типы грунтовых условий на площадке строительства	Значения T_C , с	Значения k
IA и IB	0,48	0,60
II	0,72	0,45
III	0,96	0,35

3.1.2 Выявление расстояния строительной площадки от линии сейсмогенерирующего разлома

Согласно разработанным новым положениям норм значение коэффициента $S(a_{gR})$, зависящее от типа грунтовых условий площадки строительства по сейсмическим свойствам и величины пикового ускорения a_{gR} соответственно, определяются по требованиям СН КР 20-02:2018 «Сейсмостойкое строительство. Нормы проектирования». В связи с этим выявлена проблема определения пиковых ускорений грунта в зонах влияния активного разлома.

Значение коэффициента $S(a_{gR})$ для площадок строительства, расположенных в зоне 4 (для примера зоны влияния Ысык-Атинского активного разлома, рис.3.3), следует умножать на коэффициент k_{gF} , учитывающий расстояние от площадки строительства до магистральной линии Ысык-Атинского разлома. Значения коэффициента k_{gF} определяется с помощью выражения:



$$1,0 \leq k_{gF} = 1,25 - 0,0002R \leq 1,2.$$

При этом значение коэффициент k_{gF} , учитывающий расстояние от площадки строительства до магистральной линии другого разлома можно применять модифицируя предельные значения в зависимости от оцененных величин максимальной моментной магнитуды для каждого типа разлома и его сегментов.

13
9

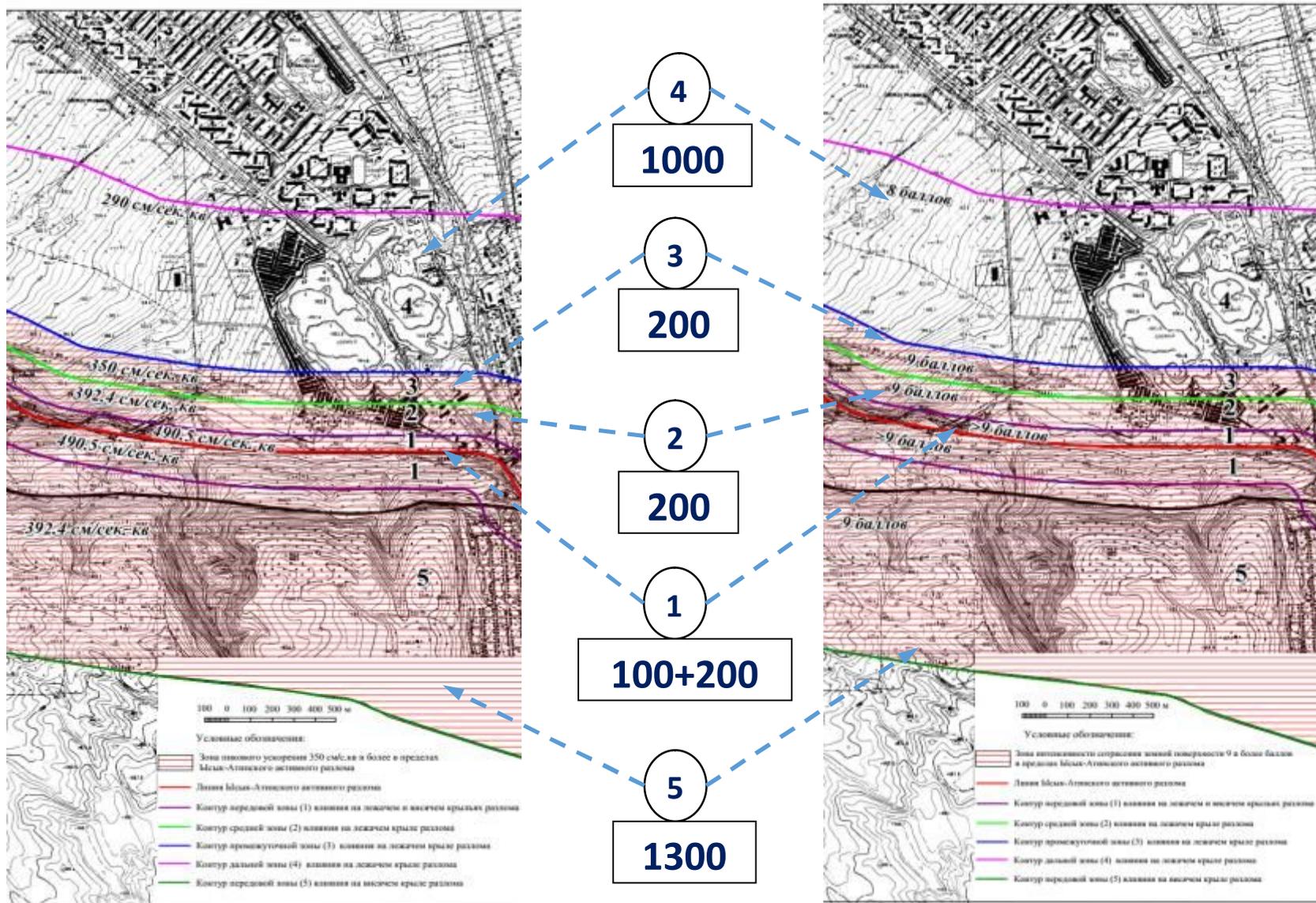


Рисунок 3.3 – Зоны влияния Ыссык-Атинского активного разлома, в метрах



3.2 Определение расчетных сейсмических нагрузок на здания и сооружения

Расчеты зданий и сооружений выполняются с учетом совместной работы надземных и подземных конструкций, фундамента и грунтового основания. А при расчете с активными системами сейсмозащиты учитывается передача сейсмических сил на надопорную часть здания.

Расчетные сейсмические нагрузки F_{ik} определяются в зависимости от сейсмичности района строительства, типа грунтовых условий по сейсмическим свойствам, сейсмичности площадки строительства, значения пиковых ускорений грунтов, а также особенности конструктивной схемы и ответственности зданий и сооружений по следующим выражениям

$$F_{ik} = \gamma_{Ih} \cdot S_d(T_i) \cdot m_{ik}, \quad (3.7)$$

$$F_{ikv} = \gamma_{Iv} \cdot S_{dv}(T_{vi}) \cdot m_{ik}, \quad (3.8)$$

$$m_{ik} = m_k \cdot \eta_{ik}, \quad \text{или} \quad m_{ik} = w_k \cdot \eta_{ik}/g \quad (3.9)$$

где F_{ik} , F_{ikv} – сейсмическая нагрузка на здание или сооружение в рассматриваемом горизонтальном или вертикальном направлении для i -й формы его собственных колебаний, приложенная к точке k ; γ_{Ih} , γ_{Iv} – коэффициент, учитывающий ответственность здания или сооружения при определении горизонтальных или вертикальных сейсмических нагрузок; $S_d(T_i)$, $S_{dv}(T_{vi})$ – значение спектра расчетных реакций в ускорениях (в $\text{м}/\text{с}^2$; $g=9,81 \text{ м}/\text{с}^2$) на периоде T_i , T_{vi} ; T_i , T_{vi} – период колебаний здания или сооружения по i -й форме в рассматриваемом горизонтальном или вертикальном направлении; m_{ik} – эффективная модальная масса, отнесенная к точке k , соответствующая i -й форме колебаний; η_{ik} – коэффициент, зависящий от формы деформирования здания или сооружения при его собственных колебаниях по i -му тону, места расположения нагрузки и направления сейсмического воздействия; m_k и w_k – масса и вес соответственно, отнесенные к точке k .

Значения коэффициента η_{ik} могут быть определены:

для консольной расчетной схемы (рис.3.4) с помощью формулы

$$\eta_{ik} = \frac{U_i(z_k) \sum_{j=1}^n m_j U_i(z_j)}{\sum_{j=1}^n m_j U_i^2(z_j)}; \quad (3.10)$$

для пространственной расчетной схемы с помощью формулы

$$\eta_{ik} = \frac{U_i(z_k) \sum_{j=1}^n m_j U_i(z_j) \cos(U_{ik}, U_0)}{\sum_{j=1}^n m_j U_i^2(z_j)}, \quad (3.11)$$

где: $U_i(z_k)$ и $U_i(z_j)$ – перемещение здания и сооружения при собственных колебаниях по i -ой форме; $\cos(U_{ik}, U_0)$ – косинусы между направлениями перемещения U_{ik} и вектора сейсмического воздействия U_0 ; n – количество сосредоточенных нагрузок.

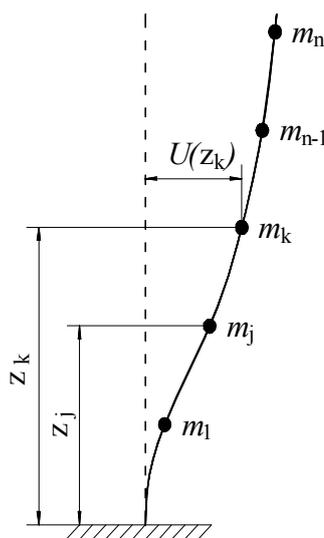


Рисунок 3.4 – Консольная расчетная схема многоэтажного здания

Здания, в зависимости от опасности последствий их разрушения для безопасности людей, от их важности для общественной безопасности, для защиты населения в период непосредственно после землетрясения и от социальных и экономических последствий их разрушения, подразделяются по ответственности:

- а) в зависимости от функционального назначения – на четыре класса I - здания и сооружения второстепенной важности для общественной



безопасности; II - здания и сооружения, не принадлежащие к I, III, IV классам; III - здания и сооружения, сейсмостойкость которых важна с позиций социальных последствий их разрушения; IV - здания и сооружения, функционирование которых необходимо при ликвидации последствий землетрясений и для гражданской защиты населения, уникальные здания и сооружения с высоким уровнем социальной ответственности;

- б) в зависимости от этажности – на пять классов: I (малоэтажные здания) - 1-2 этажа; II (здания средней этажности) - 3-5 этажей; III (многоэтажные здания) - 6-12 этажей; IV (здания повышенной этажности) - 13-18 этажей; V (высотные здания) - более 18 этажей.

Каждому сочетанию классов ответственности зданий по назначению и этажности присвоены значения коэффициентов ответственности γ_{Ih} и γ_{Iv} . Значения коэффициентов ответственности приведены в табл.3.6, где n – количество этажей в здании, кроме этажей, расположенных ниже планировочной отметки земли, а также цокольных, верхних технических и мансардных этажей.

Таблица 3.6 – Значения коэффициентов ответственности для зданий

Классы ответственности зданий		Значения коэффициентов γ_{Ih} и γ_{Iv} , применяемые при определении эффектов сейсмических воздействий	
по назначению	по этажности	горизонтальных	вертикальных
I	I	$\gamma_{Ih}=0,5$	$\gamma_{Iv}=0,5$
II	I-II	$\gamma_{Ih}=1,0$	$\gamma_{Iv}=1,0$
II	III – V	$\gamma_{Ih} = 1,0 + 0,060 \cdot (n - 5);$ $1,06 \leq \gamma_{Ih} \leq 1,8$	$\gamma_{Iv} = 1,0 + 0,04 \cdot (n - 5);$ $1,04 \leq \gamma_{Iv} \leq 1,5$
III	I-II	$\gamma_{Ih}=1,25$	$\gamma_{Iv}=1,25$
	III – V	$\gamma_{Ih} = 1,25 + 0,045 \cdot (n - 5);$ $1,295 \leq \gamma_{Ih} \leq 1,8$	$\gamma_{Iv} = 1,25 + 0,02 \cdot (n - 5);$ $1,27 \leq \gamma_{Iv} \leq 1,5$
IV	I-II	$\gamma_{Ih}=1,5$	$\gamma_{Iv}=1,5$
	III – V	$\gamma_{Ih} = 1,5 + 0,030 \cdot (n - 5);$ $1,53 \leq \gamma_{Ih} \leq 1,8$	$\gamma_{Iv}=1,5$



Для инженерных сооружений, отнесенных к классам ответственности по функциональному назначению I, II, III и IV, значения коэффициентов ответственности γ_{Ib} и γ_{IV} следует принимать 0,5, 1,0, 1,25 и 1,5 соответственно.

При проектировании конструкции зданий на сейсмические воздействия конструктивные схемы зданий подразделяются на следующие категории: регулярные, умеренно нерегулярные и чрезмерно нерегулярные в плане и по высоте.

Следствием такого разделения являются следующие особенности проектирования сейсмостойкого строительства:

- модель конструкции, которая может представлять собой упрощенную плоскую или пространственную модель;
- метод расчета, который может представлять собой упрощенный расчет спектра реакции (метод поперечных усилий) или модальный расчет спектра реакции;
- значение коэффициента поведения q , который должен быть снижен для зданий, нерегулярных по высоте.

Влияние следствий регулярности конструкции для расчета и проектирования, характеристики регулярности здания в плане и по высоте рассматриваются по отдельности.

Здание может быть классифицировано как регулярное по высоте, если соблюдаются следующие условия:

$$\frac{d_{e,k} \cdot h_{k+1}}{d_{e,k+1} \cdot h_k} \leq 1,25; \quad (3.12)$$

$$\sqrt{\frac{m_j \cdot c_{j-1}}{m_{j-1} \cdot c_j}} \leq 1,25 \quad (3.13)$$

где $d_{e,k}$ и $d_{e,k+1}$ – разности средних горизонтальных перемещений верхнего и нижнего перекрытий этажа k и этажа $k+1$ соответственно, отвечающие



расчетным сейсмическим нагрузкам; эффекты случайного кручения определении $d_{re,k}$ и $d_{re,k+1}$ не учитываются; h_k и h_{k+1} – высоты этажей k и $k+1$; m_j и c_j – масса и горизонтальная жесткость последнего (j -го) этажа многоэтажного здания или второго этажа двухэтажного здания; m_{j-1} и c_{j-1} – масса и горизонтальная жесткость нижерасположенного ($j-1$) этажа многоэтажного здания или первого этажа двухэтажного здания.

Здание может быть классифицировано как умеренно нерегулярное по высоте, если соблюдаются следующие условия

$$1,25 < \frac{d_{e,k} \cdot h_{k+1}}{d_{e,k+1} \cdot h_k} \leq 1,5; \quad (3.14)$$

$$1,25 < \sqrt{\frac{m_j \cdot c_{j-1}}{m_{j-1} \cdot c_j}} \leq 1,5. \quad (3.15)$$

Критерии регулярностей зданий в плане можно увидеть в приложении СН КР 20-02:2018. Конструктивные системы, не соответствующие вышеприведенным условиям и критериям, следует классифицировать как чрезмерно нерегулярные по высоте.

В зависимости от класса ответственности здания линейно-упругий расчет осуществляется с использованием двух плоских моделей, по одной для каждого основного горизонтального направления, даже если не выполняются критерии регулярности в плане, при условии, что соблюдаются все следующие специальные условия регулярности:

- здание должно иметь равномерно распределенную и относительно жесткую облицовку и перегородки;
- высота здания не должна превышать 10 м;
- жесткость перекрытий в плоскости должна быть достаточно большой по сравнению с поперечной жесткостью вертикальных элементов конструкции, чтобы можно было сделать предположение о жестком поведении диафрагмы;
- центр поперечной жесткости и центр масс должны находиться примерно на вертикальной линии и в двух горизонтальных направлениях, по



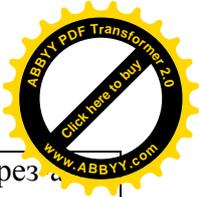
которым выполняется расчет, удовлетворять условиям: $r_x^2 > l_s^2 + e_{ox}^2$, $r_y^2 > l_s^2 + e_{oy}^2$, где радиус инерции l_s , радиусы кручения r_x и r_y , а также естественные эксцентриситеты e_{ox} и e_{oy} .

Расчет зданий, не удовлетворяющих специальным критериям регулярности проводится с использованием пространственной модели. При использовании пространственной модели расчетное сейсмическое воздействие прилагается вдоль всех значимых горизонтальных направлений и их ортогональных горизонтальных направлений. Для зданий с элементами, воспринимающими нагрузки в двух перпендикулярных направлениях, эти два направления рассматриваются в качестве основных.

Значения коэффициента поведения q учитываются при определении расчетных горизонтальных сейсмических нагрузок на регулярные по высоте здания и сооружения (табл.3.7).

Таблица 3.7 – Значения коэффициента поведения для регулярных по высоте зданий

Конструктивные типы зданий	Значения коэфф-та q
1 Здания, в конструкциях которых повреждения или неупругие деформации не допускаются	1,0
2 Бескаркасные здания: с несущими стенами из монолитного железобетона: а) крупнопанельные;	5,0
б) перекрестно-стеновых конструктивных систем с одной несущей стеной в одном из главных направлений;	3,3
в) других стеновых конструктивных систем	4,0
3 Каркасные здания, за исключением указанных в пунктах 6, 7: а) с пространственными рамными; с рамно-связевыми; со связевыми каркасами, каркасно-стеновые конструктивных систем;	4,0
б) других конструктивных систем, за исключением указанных в а)	3,3
4 Здания со стенами комплексной конструкции	3,3
5 Крутильно-податливые конструктивные системы	2,0
6 Конструктивные системы типа «перевернутый маятник»	1,5
7 Здания из деревянных несущих конструкций в виде: а) стат. неопр. порталных каркасов с соединением на штифтах или болтах;	3,0
б) гвоздевых стеновых панелей, соединенных на гвоздях и болтах	4,0



8 Здания с несущими стенами из местных строительных материалов (саманные, глинобитные, из кирпича сырца, кош-сынча и им подобные). Здания с несущими стенами из армированной и неармированной кирпичной (каменной) кладки без антисейсмических мероприятий.	по рез-а спец.-ых исследовани й
---	--

Если здание или сооружение, из-за резкого увеличения массы или уменьшения жесткостей вертикальных несущих конструкций в одном или нескольких этажах (уровнях) по сравнению с другими смежными этажами (уровнями), классифицировано как нерегулярное по высоте, то расчетные эффекты горизонтальных сейсмических воздействий в конструкциях соответствующих этажей (уровней) должны быть увеличены.

К нерегулярным по высоте зданиям, например, относятся: – здания с нижними или промежуточными гибкими каркасными этажами; – здания на свайных фундаментах с высоким ростверком; – каркасные здания (без вертикальных устоев жесткости или стен) с резким уменьшением жесткости каменного заполнения в одном или нескольких этажах по сравнению с другими смежными этажами.

Расчетные эффекты горизонтальных сейсмических воздействий в конструкциях соответствующих уровней принимаются с повышающими коэффициентами f_{vk} , вычисленными с помощью

$$1,0 \leq f_{vk} = 1,2 \cdot r_{ek} - 0,5 \leq q, \quad (3.16)$$

$$r_{ek} = \frac{d_{e,k} \cdot h_{k+1}}{d_{e,k+1} \cdot h_k} \geq 1,25 \text{ и } r_{ek} = \sqrt{\frac{m_j \cdot c_{j-1}}{m_{j-1} \cdot c_j}} \geq 1,25 \quad (3.17)$$

где $d_{e,k}$ и $d_{e,k+1}$ – разности средних горизонтальных перемещений верхнего и нижнего перекрытий этажа k и этажа $k+1$ соответственно, отвечающие расчетным сейсмическим нагрузкам; эффекты случайного кручения при определении $d_{re,k}$ и $d_{re,k+1}$ не учитываются; h_k и h_{k+1} – высоты этажей k и $k+1$; m_j и c_j – масса и горизонтальная жесткость последнего (j -го) этажа многоэтажного здания или второго этажа двухэтажного здания; m_{j-1} и c_{j-1} – масса и горизонтальная жесткость нижерасположенного ($j-1$) этажа многоэтажного здания или первого этажа двухэтажного здания.



При этом нужно отметить, что если классификации конструктивных системы и ее регулярности по высоте различаются по разным горизонтальным направлениям, то значения коэффициента поведения q и коэффициента f_{vk} могут быть различными.

Чтобы учесть неопределенности в расположении масс и в пространственной вариации сейсмических колебаний, вычисленный центр масс на каждом этаже i считается смещенным относительно его номинального положения в каждом направлении на величину случайного эксцентриситета

$$e_{ak} = \pm 0,05 \cdot L_k \cdot f_{ek}, \quad (3.18)$$

где e_{ak} — случайный эксцентриситет массы этажа k относительно номинального положения, приложенный в одинаковом направлении на всех этажах; L_k — размер перекрытия в направлении, перпендикулярном к сейсмическому воздействию; f_{ek} — коэффициент, учитывающий нерегулярность здания в плане в уровне k -го этажа.

В общем случае, предложенный порядок и метод расчета зданий влечет за собой необходимость использования четырех расчетных моделей рассматриваемого здания или сооружения, в которых смещения масс имеют разные направления и знаки. Если направление и знак смещения масс от номинального положения, обеспечивающие наибольший эффект, очевидны, то ограничиваются двумя расчетными моделями, в которых смещение масс от номинального положения предусматриваются по одному направлению, но с разными знаками. При этом случайные эксцентриситеты не учитываются для зданий с наибольшим размером в плане менее 30 м и при этом соответствующих всем положениям по критериям регулярностей.

Значение коэффициента f_{ek} для регулярных и нерегулярных в плане конструктивных систем определяются с помощью следующего выражения:

$$f_{ek} = \rho \cdot \left(\frac{\delta_{k\max}}{1,1\delta_{kav}} \right)^4, \quad \text{где } \rho \leq f_{ek} \leq 3,0. \quad (3.19)$$

где $\delta_{k\max}$ — максимальное перемещение верхнего перекрытия k -го этажа; δ_{kav} — среднеарифметическое перемещение верхнего перекрытия k -го этажа (рис.3.5);



ρ – коэффициент, значение которого следует принимать: 1,0, 1,2 и 1,5 в зависимости от того, что соблюдаются ли критерии регулярности и нерегулярности в плане и высоте конструктивной схемы здания, 2,5 – если конструктивная система является крутильно-податливой в плане.

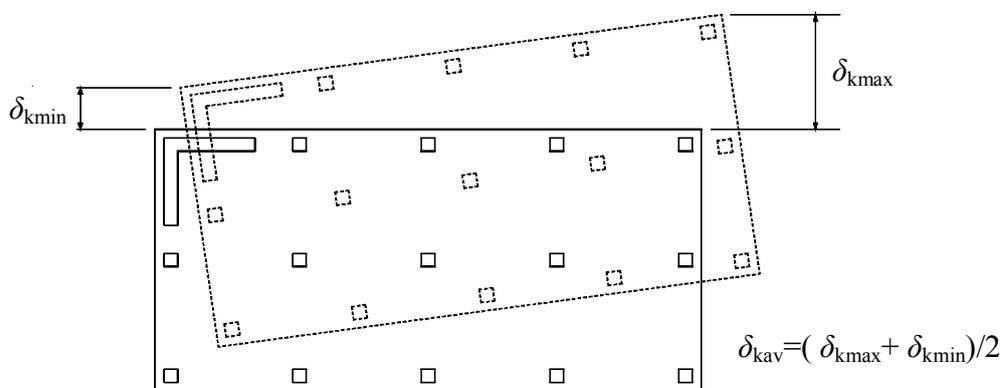


Рисунок 3.5 – Условная схема перемещения перекрытия

Реакции здания от одной компоненты сейсмического воздействия, соответствующие двум формам колебаний, могут рассматриваться как независимые друг от друга, если периоды этих форм T_i и T_{i+1} удовлетворяют (при $T_{i+1} \leq T_i$) условию

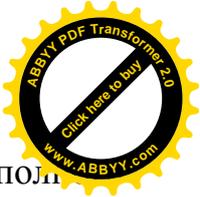
$$T_{i+1} \leq 0,9 \cdot T_i. \quad (3.20)$$

Если все значимые модальные реакции рассматриваются как независимые друг от друга, то максимальная величина E_E эффекта сейсмического воздействия от одной компоненты может быть определена как «корень квадратный из суммы квадратов» по формуле

$$E_E = \pm \sqrt{\sum E_{Ei}^2}, \quad (3.21)$$

где E_E – эффект рассматриваемого сейсмического воздействия (усилие, перемещение и т.д.); E_{Ei} – значение эффекта сейсмического воздействия по i -й форме колебаний.

Если условие (3.15) не выполняется, то для комбинации модальных максимумов от одной компоненты принимаются другие математические способы, такие как «полное квадратичное сочетание». Выражение для



суммирования модальных максимумов в соответствии с процедурой «полное квадратичного сочетания» имеет следующий вид:

$$E_E = \pm \sqrt{\sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^n E_{Ei} E_{Ej} \rho_{ij}}, \quad (3.22)$$

где при одинаковых значениях показателей демпфирования ξ_i и ξ_j (в долях от критического) для i -ой и j -ой форм колебаний коэффициент корреляции ρ_{ij} может быть равен

$$\rho_{ij} = \frac{8\xi^2(1+r_{ij})r_{ij}^{1,5}}{(1-r_{ij}^2) + 4\xi^2 r_{ij}(1+r_{ij})^2}. \quad r_{ij} = T_j/T_i \text{ (при } T_i \geq T_j). \quad (3.23)$$

Как правило, в общем случае расчетах принимается, что горизонтальные компоненты сейсмического воздействия действуют одновременно.

Для учета эффектов одновременного действия на здание или сооружение горизонтальных компонент сейсмического воздействия комбинации модальных реакций могут быть составлены следующим образом:

а) сначала, с использованием правил комбинирования модальных реакций (3.21) или (3.22), должна быть оценена максимальная реакция здания или сооружения на каждую отдельную компоненту сейсмического воздействия;

б) затем, для определения максимальной величины эффекта сейсмического воздействия от двух компонент, следует применить правило комбинирования (3.24), в котором E_{Ex} и E_{Ey} значения максимальных эффектов от каждой горизонтальной компоненты:

$$E_E = \pm \sqrt{E_{Edx}^2 + E_{Edy}^2}, \quad (3.24)$$

В качестве альтернативы эффекты сейсмического воздействия, обусловленные одновременным действием двух горизонтальных компонент, могут быть вычислены с использованием двух следующих комбинаций (3.25) и (3.26). При учете эффектов от одновременного действия горизонтальных и вертикальных компонент сейсмического воздействия могут быть применены следующие комбинации (3.27) или (3.28), (3.29), (3.30), распространенные на три компоненты сейсмического воздействия:



$$\begin{aligned} \text{a) } E_{\text{Edx}} \text{ “+” } 0,30 \cdot E_{\text{Edy}}, \\ \text{б) } 0,30 \cdot E_{\text{Edx}} \text{ “+” } E_{\text{Edy}}, \end{aligned} \quad (3.26)$$

$$E_E = \pm \sqrt{E_{\text{Edx}}^2 + E_{\text{Edy}}^2 + E_{\text{Edz}}^2}. \quad (3.27)$$

$$E_{\text{Edx}} \text{ “+” } 0,30 \cdot E_{\text{Edy}} \text{ “+” } 0,30 \cdot E_{\text{Edz}}; \quad (3.28)$$

$$0,30 \cdot E_{\text{Edx}} \text{ “+” } E_{\text{Edy}} \text{ “+” } 0,30 \cdot E_{\text{Edz}}; \quad (3.29)$$

$$0,30 \cdot E_{\text{Edx}} \text{ “+” } 0,30 \cdot E_{\text{Edy}} \text{ “+” } E_{\text{Edz}}; \quad (3.30)$$

где “+” – подразумевает «комбинацию с ...», тогда комбинации принимаются как наиболее неблагоприятный для рассматриваемого эффекта воздействия; E_{Edx} – представляет собой эффекты от приложения сейсмического воздействия вдоль выбранной горизонтальной оси x здания; E_{Edy} – представляет собой эффекты от приложения сейсмического воздействия вдоль ортогональной горизонтальной оси y здания; E_{Edz} – эффекты от сейсмического воздействия, направленного вдоль вертикальной оси z здания.

Ненесущие конструктивные и неконструктивные элементы зданий (парапеты, перегородки, ограждения, механическое оборудование и прочие), которые при отказе могут представлять опасность для людей и влиять на основную конструкцию здания или на функционирование важного оборудования, проверяются на сопротивляемость сейсмическому воздействию вместе с элементами их крепления. Эффекты сейсмического воздействия могут быть определены путем приложения к ненесущим элементам горизонтальной силы F_a :

$$F_a = \frac{S_a \cdot W_a \cdot \gamma_a}{q_a}, \quad (3.31)$$

$$S_a = 1,5 \cdot a_g \cdot a_p, \quad (3.32)$$

где F_a – горизонтальная сейсмическая сила в рассматриваемом направлении ненесущего элемента, условно принятая сосредоточенной в его центре массы; S_a – коэффициент сейсмичности для ненесущих элементов; W_a – вес ненесущего элемента; γ_a – коэффициент ответственности ненесущего элемента; q_a – коэффициент поведения для ненесущего элемента; S_a – коэффициент



сейсмичности; a_g – расчетное ускорение в долях g , характеризующее интенсивность сейсмического воздействия на здание; a_p – коэффициент динамичности, учитывающий возможное усиление колебаний несущего элемента.

Горизонтальные перекосы этажей зданий ограничиваются для обеспечения безопасности людей и предотвращения разрушений стеновых заполнений, перегородок, витражей и других несущих конструктивных и неконструктивных элементов. Величины горизонтальных перекосов этажей d_{rs} должны соответствовать условию

$$d_{rs} \leq \frac{h \cdot \varepsilon}{q} \quad (3.33)$$

где d_{rs} – перекося этажа при расчетных сейсмических нагрузках на здание; h – высота этажа; ε – коэффициент, зависящий от вида соединения между несущими стеновыми конструкциями и несущими конструкциями здания, принимается равным 0,020, 0,015 или 0,010.

3.3 Расчет и конструирование несущих конструкций зданий по линейному динамическому анализу для применения способа «инженерное лечение»

Псевдо-поперечная нагрузка в уравнении (3.34) представляет собой не сниженную сейсмическую нагрузку, увеличенную на коэффициент модификации m , учитывающий повышенные уровни нелинейных смещений, происходящие особенно для коротких, жестких конструкций [241]. Псевдо-поперечная нагрузка в заданном горизонтальном направлении здания рассчитывается в соответствии с уравнением (3.34).

$$V = m S_a W \quad (3.34)$$

где: V – псевдо-поперечная нагрузка; m – коэффициент модификации для сопоставления ожидаемых максимальных неупругих перемещений с перемещениями, рассчитанными для линейно-упругого поведения (см.



табл.2.8); S_a – коэффициент сейсмического поведения рассчитываемых конструкций в соответствии со строительными нормами; W – эффективный сейсмический вес здания определяемый в соответствии со строительными нормами.

Для зданий, имеющих не глубокий фундамент, например, 1-2 этажные индивидуальные дома, предлагается следующая формула определения псевдопоперечной силы:

$$V = 0,75 W \quad (3.35)$$

Для многоэтажных зданий сдвигающие силы j - этажа V_j рассчитываются по выражению

$$V_j = [(n + j) / (n + 1)] (W_j / W) V \quad (3.36)$$

где n – количество этажей надземной части; j – количество этажей выше рассматриваемого уровня; W_j – общая сейсмическая масса выше рассматриваемого уровня.

Спектры расчетных реакций определяются с помощью выражений, зависящих от периода колебаний здания. Период колебания одноэтажного здания с гибкой диафрагмой в одном пролете, а также для многопролетных диафрагм можно рассчитать используя следующее выражение

$$T = (0,1 \Delta_w + 0,078 \Delta_d)^{0,5} \quad (3.37)$$

где Δ_w и Δ_d - смещения стены и диафрагмы в плоскости от воздействия поперечной силы, равной весу, движущемуся относительно диафрагмы в рассматриваемом направлении. Для многопролетных диафрагм поперечное усилие, равное приложенной массе рассматриваемого промежутка диафрагмы, должно быть применено к каждому промежутку диафрагмы, чтобы рассчитать отдельный период для каждого пролета диафрагмы.

Период собственных колебаний здания T в направлении приложения силы можно определить согласно выражению

$$T = m_t h_n^{3/4} \quad (3.38)$$

где m_t – коэффициент модификации, 0,060 – для деревянных зданий; 0,035 – для конструктивных систем стального рамного каркаса; 0,030 - для конструктивных систем железобетонного рамного каркаса; 0,030 - для каркаса



со стальными связями; 0,020 - для всех остальных конструктивных систем, высота от основания до верха кровли.

Альтернативным для стальных или железобетонных каркасных зданий высотой менее, но не более 12 этажей период собственных колебаний здания может быть рассчитан согласно выражению

$$T = 0,10 N \quad (3.39)$$

где N – количество этажей на дневной поверхности.

Вертикальное распределение псевдопоперечной силы предлагается определить выражением

$$F_x = C_{vx} V \quad (3.40)$$

$$C_{vx} = \frac{w_x \cdot h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i \cdot h_i^k} \quad (3.41)$$

где $k = 1,0$ при $T \leq 0,5$ с; $k = 2,0$ при $T > 2,5$ с; значение k можно определить интерполяцией; C_{vx} – коэффициент вертикального распределения; w_i – часть собственного веса расположенного и приложенного до уровня i ; w_x – часть собственного веса расположенного и приложенного до уровня x ; h_i – высота от уровня основания до уровня этажа i ; h_x – высота от уровня основания до уровня этажа x ;

Соппротивление вертикальных элементов конструктивной системы определяются с использованием горизонтальных сил, рассчитанных с применением методов линейного упругого анализа по требованиям действующих строительных норм.

Воздействия на горизонтальную диафрагму жесткости определяются с использованием поперечной силы на каждом уровне

$$F_{px} = \frac{1}{m} F_i \frac{w_x}{\sum_{i=1}^n w_i} \quad (3.42)$$

где F_{px} – общее усилие диафрагмы в уровне x ; F_i – поперечная сила, определяемая по формуле (3.40) для i -этажа.

Критерии приемлемости для линейного статического расчета и линейного динамического расчета. Значения временных и постоянных нагрузок, полученных по действующим строительным нормам могут быть



больше значений, рассчитываемых на сейсмические силы по линейно-статическому или динамическому расчетам, которых можно определить по выражениям

$$Q_G = 1.1 (Q_D + Q_L + Q_S) \quad (3.43)$$

$$Q_G = 0.9 Q_D \quad (3.44)$$

где: Q_D – постоянная нагрузка; Q_L – временная полезная нагрузка, равная 25% от не сниженной расчетной временной нагрузки, но не менее фактической временной нагрузки; Q_S – эффективная снеговая нагрузка, равная 20% расчетной снеговой нагрузки плоской кровли. Если расчетная снеговая нагрузка на плоской кровле составляет менее $0,144 \text{ т/м}^2$, то эффективная снеговая нагрузка должна быть равна нулю.

Расчетные воздействия, контролируемые деформацией, Q_{UD} , рассчитываются в соответствии с уравнением (3.45).

$$Q_{UD} = Q_G \pm Q_E \quad (3.45)$$

где: Q_{UD} – воздействие от временных, постоянных и сейсмических нагрузок; Q_G – воздействие временных и постоянных нагрузок; Q_E – воздействие сейсмических нагрузок, рассчитанных с использованием нагрузок и расчетных моделей.

Расчетные воздействия, контролируемые усилиями, определяются двумя способами [241]:

Способ 1: Воздействия, контролируемые усилием, Q_{UF} , рассчитываются как сумма временных и постоянных нагрузок, и максимальной силы, которая возможна при воздействии, контролируемые деформацией.

Способ 2: Альтернативно, применяются уравнения (3.46) или (3.47) когда силы, способствующие Q_{UF} , податливыми элементами конструктивной рамной системы, и уравнение (3.50) можно использовать и для других случаев

$$Q_{UF} = Q_G \pm \frac{Q_E}{mJ} \quad (3.46)$$

$$Q_{UF} = Q_G \pm \frac{Q_E}{m} \quad (3.47)$$



где: Q_{UF} – воздействие от временных, постоянных и сейсмических нагрузок; коэффициент уменьшения усилия, равной $\geq 1,0$, принимается как наименьшее отношение требуемой и расчетной несущей способности (DCR) конструктивных элементов. Допускается принимать значение J равной 0,5, если оно не основано на расчетных DCR. В других случаях J принимается равным 1,0.

Сдвигающие и изгибающие нагрузки в диафрагмах жесткости считаются воздействиями, контролируруемыми деформацией. Соединения между элементами горизонтальной диафрагмы жесткости рассматриваются как воздействия, контролируемые усилием.

Взаимодействие грунта с фундаментом считается контролируемым деформацией. Расчет на опрокидывание определяется по (3.45), а деформация грунта определяется по (3.48) с коэффициентом m при сжимающих силах опрокидывания, равным 3,0. В тех случаях, когда опрокидывание приводит к необходимости вертикального подъема фундамента или его части, действие подъема оценивается с применением коэффициента m 6,0, применяемого к восстанавливающей постоянной нагрузке.

Прочность компонента должна приниматься как ожидаемая прочность, Q_{CE} , для воздействий, контролируемых деформацией, и как требуемая прочность, Q_{CN} , для воздействий, контролируемых усилием. Как правило, ожидаемая прочность принимается равной требуемой прочности с умножением на 1,25. Альтернативно, для стен из кирпичной кладки, требуемые значения прочности умножаются на 2,5. Требуемая прочность не включает нормативные коэффициенты снижения несущей способности конструкций.

При расчете несущей способности поврежденных конструкций, учитывается износ путем уменьшения прочности материала, свойств сечения и др.

Приемлемость элементов на воздействия, контролируемых деформацией, определяется в соответствии с уравнением (3.48).

$$m Q_{CE} \geq Q_{UD}. \quad (3.48)$$



Коэффициент m является функцией неупругого поведения, которая выбирается для конкретного несущего элемента на основе его конструирования, типа поведения и последствий отказа. В отличие от строительных норм, в которых сейсмические усилия уменьшаются, а затем объединяются с временными и постоянными нагрузками, коэффициент m применяется одинаковым при учете всех приложенных нагрузок (сейсмических, временных и постоянных).

Приемлемость элементов на воздействия, контролируемых усилием, определяется в соответствии с уравнением (3.49).

$$Q_{CN} \geq Q_{UF}. \quad (3.49)$$

Элементы, контролируемые усилием оцениваются или проектируются как упругие без ожидаемого нелинейного поведения, поэтому для элементов, управляемых усилием, не существует никаких коэффициентов модификации. Требования к элементам, управляемым усилием, ограничены способностью элементов, управляемых деформацией.

Расчет конструкций сборного каркаса. Перед разработкой схемы сейсмоусиления, необходимо рассчитывать существующую сборную каркасную конструкцию в соответствии с настоящим разделом. Альтернативно, основываясь на предварительном обследовании конструкции, проектировщик может пропустить расчет и перейти непосредственно к проектированию сейсмоусиления способом «инженерного лечения» в соответствии с разделом 3.5 настоящей диссертации. При применении, расчет существующей конструкции должен проводиться в соответствии с настоящим разделом.

Расчет должен определить управляющее поведение существующей рамы в виде одного или нескольких из следующих режимов: наличие состояния гибкого этажа; поведение, контролируемое прочностью на сдвиг колонн, прочностью соединений балка-колонна, прочностью на сдвиг балок, прочностью на изгиб колонн и прочностью на изгиб балок;

Эти режимы поведения перечислены в порядке от наименее желаемого к наиболее желаемому. Цель этой методологии состоит в том, чтобы оценить



существующую конструкцию в указанном порядке, и как только какой-либо пункт в приведенном выше списке будет признан неприемлемым на основе критериев в следующих разделах, процесс оценки может остановиться и перейти к разработке мер по сейсмоусилению.

Состояние гибкого этажа существует, когда общее сопротивление на сдвиг первого этажа сборного железобетонного каркаса составляет менее 80% от общего сопротивления на сдвиг пола непосредственно над уровнем земли. При наличии этого условия, существующие элементы каркаса должны оцениваться как сила-контролируемые. Если критерии приемлемости, контролируемые усилием не удовлетворяются, то должны быть приняты меры по сейсмоусилению. Состояние гибкого этажа обычно возникает в здании с первым этажом, который выше чем верхние этажи, но с теми же размерами поперечного сечения элементов каркаса, что и верхние этажи. Коэффициент гибкости равно отношению горизонтального перекоса этажа к его высоте рассчитывается по формуле

$$DR = [(k_b + k_c)/(k_b k_c)] (h/12E)V_c \quad (3.50)$$

где k_b – I / L для балки; k_c – I / h для колонны; h – высота этажа; I – момент инерции; L – длина элемента; E – модуль упругости; V_c – сдвиговые усилия колонны определяются как часть поперечных сил сдвига, рассчитанных в соответствии с (3.36).

Колонны, контролируемые сдвигом. Железобетонные колонны считаются контролируемыми сдвигом, если требуемая прочность на сдвиг меньше сдвига, связанного с ожидаемой прочностью на изгиб в верхней и нижней частях колонны. Если поперечное армирование в колонне неизвестно, то прочность на сдвиг должна основываться только на прочностях бетона. Колонны, контролируемые сдвигом, должны оцениваться как контролируемые усилием. Если критерии приемлемости контролируемых усилием, не удовлетворяются, то должны быть приняты меры сейсмоусиления. Если колонны предлагается усилить обоймой, то проверку колонн можно не осуществлять. Среднее



значениедвигающих усилий v_{avg} в колоннах железобетонного каркаса определяется по формуле

$$v_{avg} = (1/m) [n_c / (n_c - n_f)] (V_j / A_c) \quad (3.51)$$

где n_c – общее количество колонн; n_f – количество рам в направлении воздействия; A_c – сумма поперечных сечений всех колонн рассматриваемого этажа; m – коэффициент модификации, принимается равным 2,0 для зданий по характеристикам уровня безопасности жизнедеятельности, 1,3 для зданий уровня непосредственного пребывания.

Слабые соединения балка-колонна. Соединения балка-колонна считаются слабыми, если номинальная прочность соединения меньше, чем меньшая прочность балок или колонн, входящих в соединение. Слабые соединения должны оцениваться как контролируемые усилием. Если критерии приемлемости контролируемых усилием, не удовлетворяются, то должны быть приняты меры сейсмоусиления. Если детали армирования установленных в соединениях неизвестны и не могут быть определены путем обследования, то соединения должны рассматриваться как несоответствующие критериям приемлемости, и должны быть приняты меры сейсмоусиления.

Балки, контролируемые сдвигом. Балки считаются контролируруемыми сдвигом, если номинальная прочность на сдвиг меньше сдвига, связанного с ожидаемой прочностью на изгиб в верхней и нижней частях колонны. Если поперечное армирование в колонне неизвестно, то прочность на сдвиг должна основываться только на прочности бетона. Балки, контролируемые сдвигом, должны оцениваться как контролируемые усилием. Если критерии приемлемости контролируемых усилием, не удовлетворяются, то должны быть приняты меры сейсмоусиления.

Колонны, контролируемые изгибом. Если существующие или покрытым оболочкой колонны, не контролируемые сдвигом, то колонны считаются контролируруемыми изгибом. Колонны, контролируемые изгибом, оцениваются как деформация-контролируемые в соответствии с уравнением (3.51) с



коэффициентом $m = 1,5$. Если колонны, покрыты оболочкой, то коэффициент m может быть принят равным 3,0.

Балки, контролируемые изгибом. Если балки, не контролируемые сдвигом, то балки считаются контролируруемыми сгибанием. Балки, контролируемые сгибанием, оцениваются как контролируемые деформацией в соответствии с уравнением (3.51) с коэффициентом $m = 1,5$. Если поперечное армирование балок соответствует требованиям строительных норм по пластичности, то коэффициент m может быть принят равным 2,5.

Если существующая сборная железобетонная каркасная конструкция удовлетворяет критериям приемлемости, то можно считать, что конструкция соответствует целям сейсмических характеристик, предусмотренным этими специальными критериями проектирования. Если какое-либо из условий, указанных в настоящем разделе не выполняется, то требуется сейсмоусиление в соответствии с способом «инженерное лечение зданий», приведенный в подразделе 3.4 настоящей диссертации.

Среднее значение сдвигающих усилий v_{avg} в стеновых диафрагмах жесткости определяются по следующей формуле с учетом предыдущих обозначений

$$v_{avg} = (1/m) (V_j/A_w) \quad (3.52)$$

где A_w – сумма поперечных сечений всех стеновых диафрагм жесткости в направлении воздействия сил; m – коэффициент модификации (табл.3.8), зависящее от уровня безопасности жизнедеятельности (УБ) и уровня непосредственного пребывания (УН).

Таблица 3.8 – Значения коэффициента модификации для стеновых диафрагм жесткости

Тип стеновой диафрагмы	Уровень УБ	Уровень УН
Железобетонные монолитные, сборные и деревянные	4,0	2,0
Усиленные кирпичные	3,0	1,5



Неармированные кирпичные	1,5	не допускается
--------------------------	-----	----------------

Среднее значение осевых напряжений диагональных элементов связей жесткости определяется по формуле

$$f_{br} = (1/m) [V_j / (s N_{br})] (L_{br} / A_{br}) \quad (3.53)$$

где L_{br} – средняя расчетная длина связи жесткости; N_{br} – количество растягивающих или сжимающих связей; s – средняя расчетная длина пролета связей; A_{br} – средняя площадь диагональной связи; m – коэффициент модификации (табл.3.9)

Таблица 3.9 – Значения коэффициента модификации для диагональных связей жесткости

Тип связи	$(d/t), F_{ye} = 1,25F_y$	Уровень УБ	Уровень УН
Трубы квадратные	$\leq 90/(F_{ye})^{1/2}$	6,0	2,5
	$> 190/(F_{ye})^{1/2}$	3,0	1,5
Только круглые трубы	$\leq 1500/F_{ye}$	6,0	2,5
	$> 6000/F_{ye}$	3,0	1,5
Только растягивающие		3,0	1,5
Другие		6,0	2,5

3.4 Усиление несущих конструкций зданий способом «инженерного лечения»

В качестве показателей C и D могут приниматься: i) величины поэтажных сейсмических нагрузок на здание; ii) величины поперечной силы в основании здания или в уровне рассматриваемого этажа; iii) величины усилия от сейсмических нагрузок в сечениях конструкций; iv) сопротивление вертикальных несущих конструкций на сдвиг; v) величины деформаций узлов конструкций при сейсмическом воздействии.

Предложения по усилению и расчетному определению коэффициента



сейсмической безопасности приводятся далее.

Усиление конструкций сборного железобетонного каркаса серии ИИС-04 [146, 273]. Расчетный анализ конструктивной системы сборного каркаса показало сильную сейсмическую уязвимость. Предлагается заменить самонесущие кирпичные стены на легкие конструкции согласно требованиям СН КР 20-02:2018 [157]. Предлагаются два варианта усиления:

- существующие наружные сборные железобетонные стеновые панели должны иметь жесткое крепление с несущим каркасом для сопротивления к сейсмическим воздействиям, при необходимости усилить дополнительными конструкциями;

- замена наружных стеновых панелей на новые несущие стены, воспринимающие поперечные сейсмические силы.

Если расчетом не обоснованы нормативное поперечное армирование, то сборные железобетонные колонны должны быть усилены железобетонной облойкой или металлическими бандажами для повышения сопротивления к сдвигающим усилиям.

При необходимости, сейсмоусиление сборного железобетонного каркаса возможно устройством вертикальной железобетонной диафрагмы для повышения общей несущей способности здания и уменьшения горизонтального перекоса этажей.

Взамен железобетонной диафрагмы в рамках способа «инженерное лечение» для усиления сборного железобетонного каркаса предлагается устройство вертикальных стальных связей жесткости. При этом производится двойной анализ до и после усиления. Определяется фактическая расчетная несущая способность S и требуемая расчетная несущая способность (рис.3.6).

Далее приведены расчетный анализ на примере сборного железобетонного каркаса до и после усиления устройством стальных диагональных связей жесткости и определение коэффициента сейсмической



безопасности по строительным нормам оценки сейсмостойкости здания существующей застройки (рис.3.7, 3.8, 3.9 и 3.10).

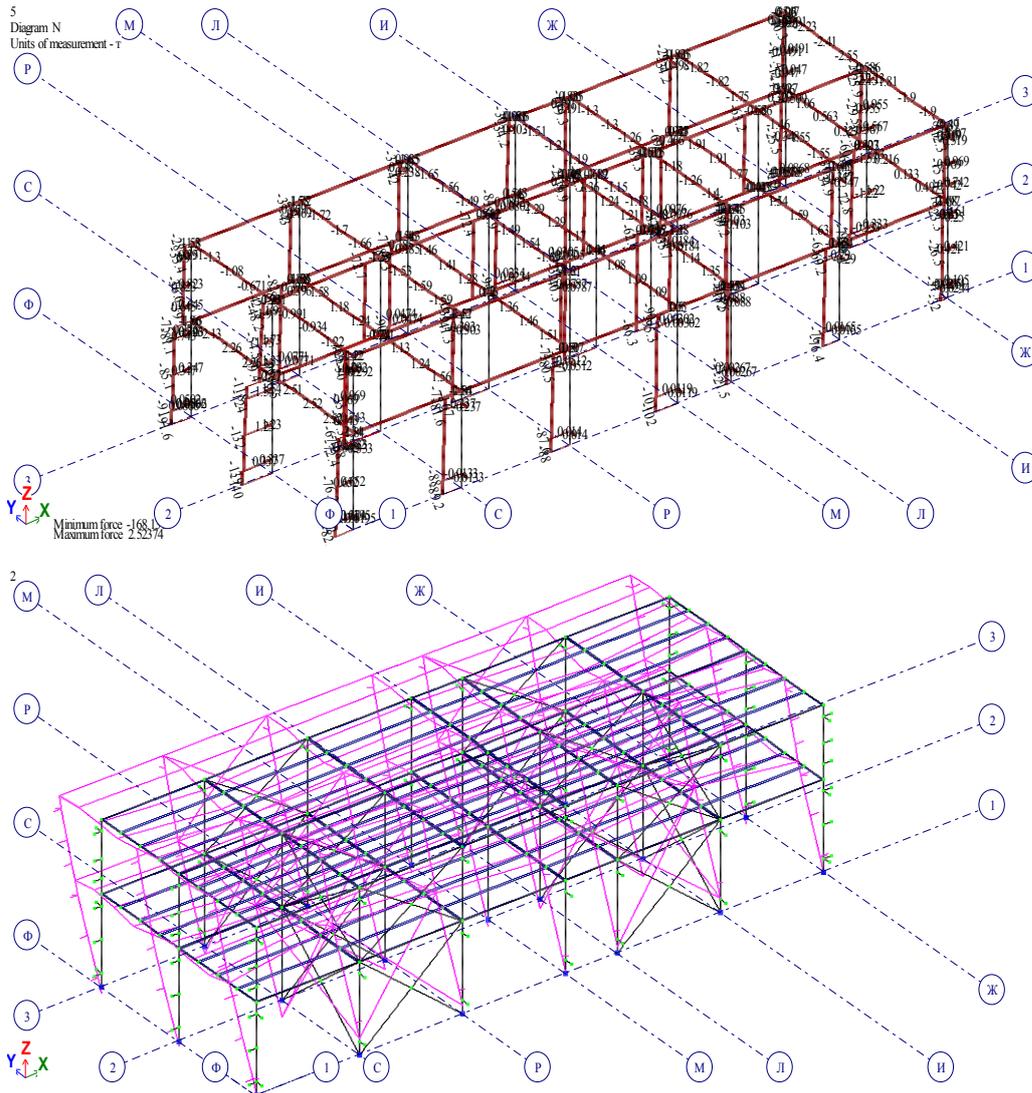


Рисунок 3.6 – Сборный железобетонный каркас до усиления и после устройства вертикальных связей жесткости

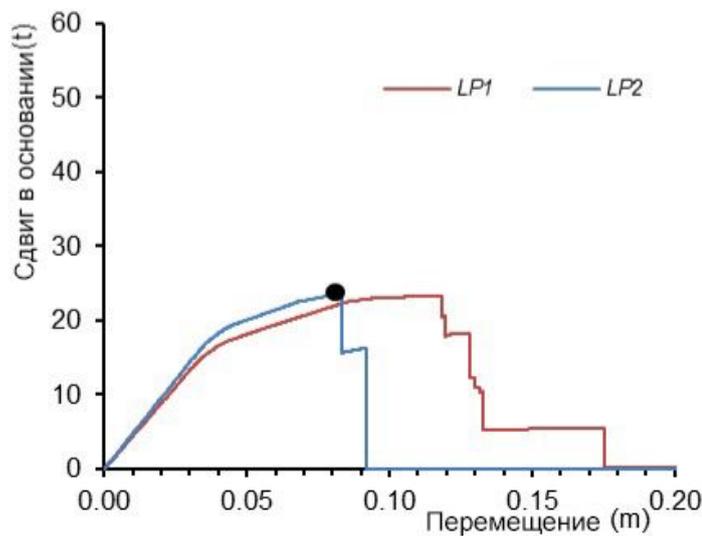




Рисунок 3.7 – Кривая несущей способности поперечной рамы до усиления (LP2: максимальная сила 23,65 т и соответствующее перемещение 83,4 мм)

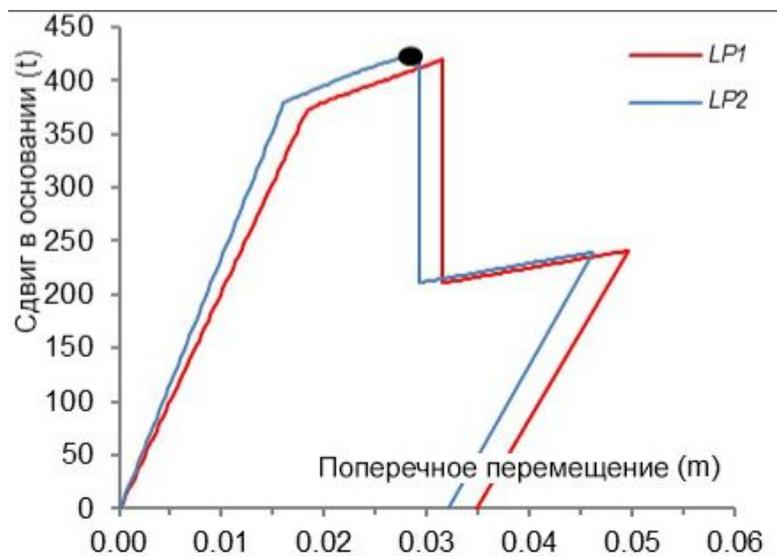
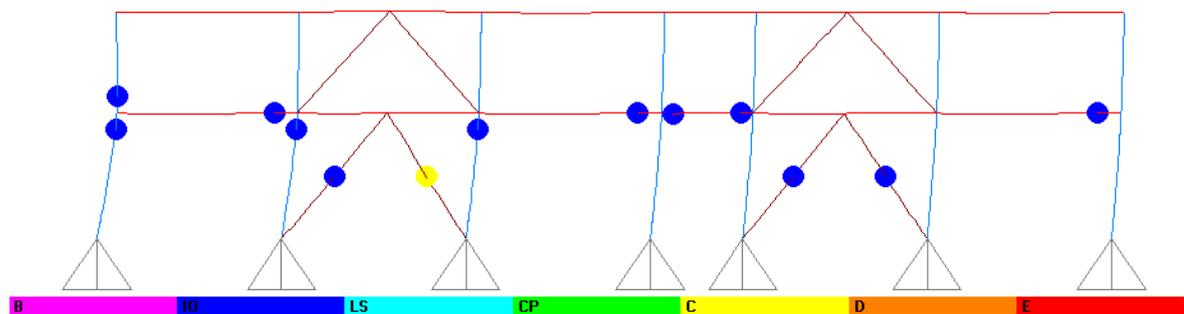
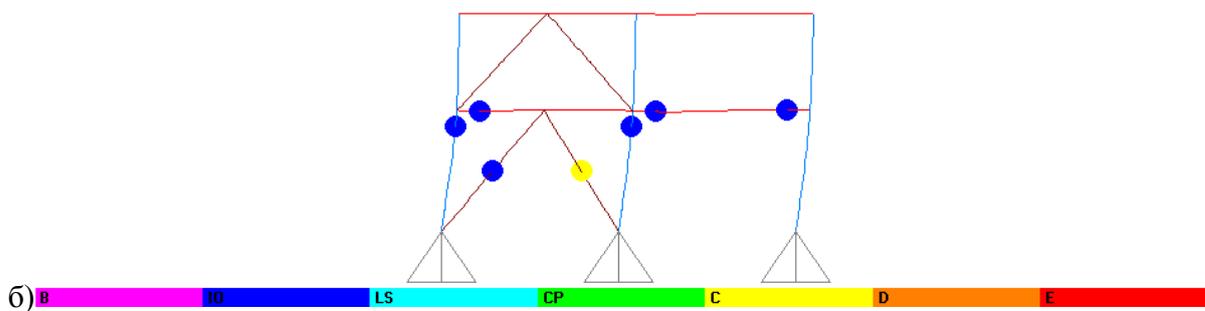


Рисунок 3.8 – Кривая несущей способности для каркаса существующего здания после усиления вертикальными диагональными стальными связями жесткости (LP2: максимальная сила 425,6 т и соответствующее перемещение 29 мм)



а)

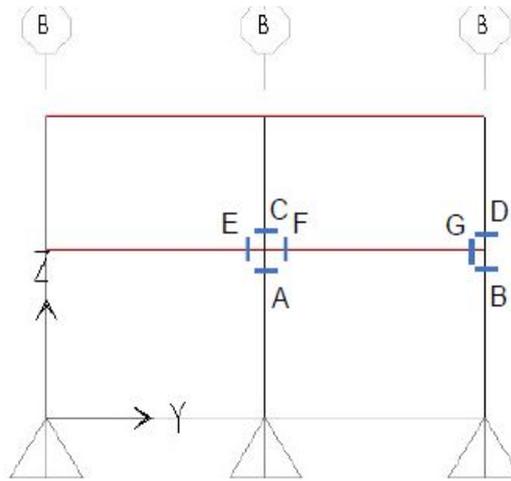


б)

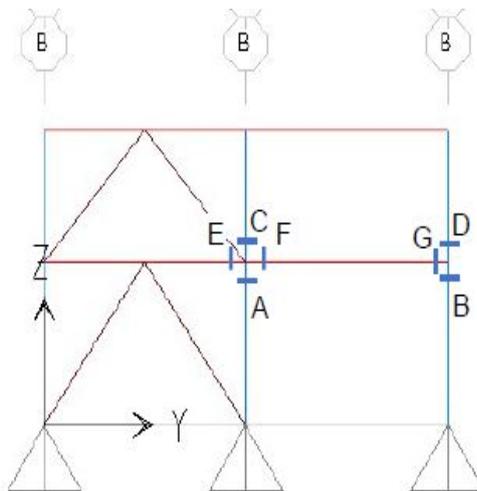
Рисунок 3.9 – Форма деформации для схемы нагружения LP2, при воздействии максимально допустимого сдвига (отмечен точкой на кривых

несущей способности): а) продольная расчетная схема (перемещение 23 мм), и б) поперечная расчетная схема (перемещение 29 мм)

Значительно недостаточная прочность балки и колонны (несущая способность) С по сравнению с сейсмическими силами D C / D для изгиба до 11% (G)



Joint	Internal forces			Capacity		Bending	Shear
	M3 [t·m]	N [t]	V2 [t]	M _{ult} [t·m]	Q _{ult} [t]	C/D	C/D
A	174.80	98.05	42.43	32.28	39.46	0.18	0.93
B	141.18	4.40	34.42	20.49	39.46	0.15	1.15
C	48.06	51.54	37.59	27.68	39.46	0.58	1.05
D	11.27	13.34	9.99	21.90	39.46	1.94	3.95
E	112.40	1.52	41.56	15.13	44.78	0.13	1.08
F	112.26	1.44	41.49	15.13	44.78	0.13	1.08
G	132.43	1.36	41.68	15.13	44.78	0.11	1.07



Значительное увеличение отношения C/D для колонн и ригелей – значительное повышение сейсмостойкости Однако, наблюдается значительное увеличение осевых сил в колоннах и ригелях, примыкающих к металлическим связям

Joint	Internal forces			Capacity		Bending	Shear
	M3 [t·m]	N [t]	V2 [t]	M _{ult} [t·m]	Q _{ult} [t]	C/D	C/D
A	17.25	-37.91	4.19	59.39	106.83	3.44	25.50
B	15.21	-54.50	3.69	62.39	106.83	4.10	28.95
C	1.02	-51.19	3.45	61.80	106.83	60.59	30.97
D	5.52	-26.31	1.19	57.28	106.83	10.38	89.78
E	8.49	53.57	2.60	4.20	44.78	0.49	17.22
F	9.79	3.64	4.11	15.13	44.78	1.55	10.89
G	10.66	3.64	4.30	15.13	44.78	1.42	10.41



Рисунок 3.10 – Результаты определения требуемой и фактической расчетной несущей способности здания

Усиление зданий с кирпичными стенами. Новые стеновые диафрагмы могут быть расположены с наружи по периметру или внутри здания. Размещение стеновых диафрагм должно учитывать влияние на эксплуатационную пригодность и эффективность конструктивного поведения существующего здания на сейсмические силы. Стеновые диафрагмы должны располагаться таким образом, чтобы обеспечить достаточную поперечную несущую способность, снизить горизонтальные смещения и свести к минимуму поведение здания на случайные силы кручения.

Армирование стеновых диафрагм должно быть спроектировано и соответствовать требованиям норм для нового строительства.

Многоэтажные стеновые диафрагмы должны иметь жесткое соединение с горизонтальным диском жесткости и обеспечить передачу сдвиговых усилий от перекрытий каждого этажа к несущим стенам, воспринимающим сейсмические силы (рис.3.11). В расчетах вертикальные стеновые диафрагмы жесткости выбираются в виде или панелей, или конечных элементов, или плоской эквивалентной плоской колонны.

Добавление новых стеновых диафрагм жесткости изменит значение коэффициента поведения согласно СН КР 20-02:2018 и становится большей величины чем фактическое неусиленное здание существующей застройки. Например, кирпичное здание становится или комплексной или рамно-связей конструктивной системы и значение коэффициента поведения изменится от 3,0 на 4,0 или 3,3. Также для каркасного здания значение коэффициента поведения изменится от 3,3 на 4,0.

В тех случаях, когда прочность на изгиб диафрагмы по длине стены-диафрагмы недостаточна для обеспечения требуемых передаточных сил, для увеличения эффективной длины диафрагмы должны быть добавлены

собираемые элементы. Собиратели должны быть сконструированы в 1-м
элементов, контролируемых усилием.

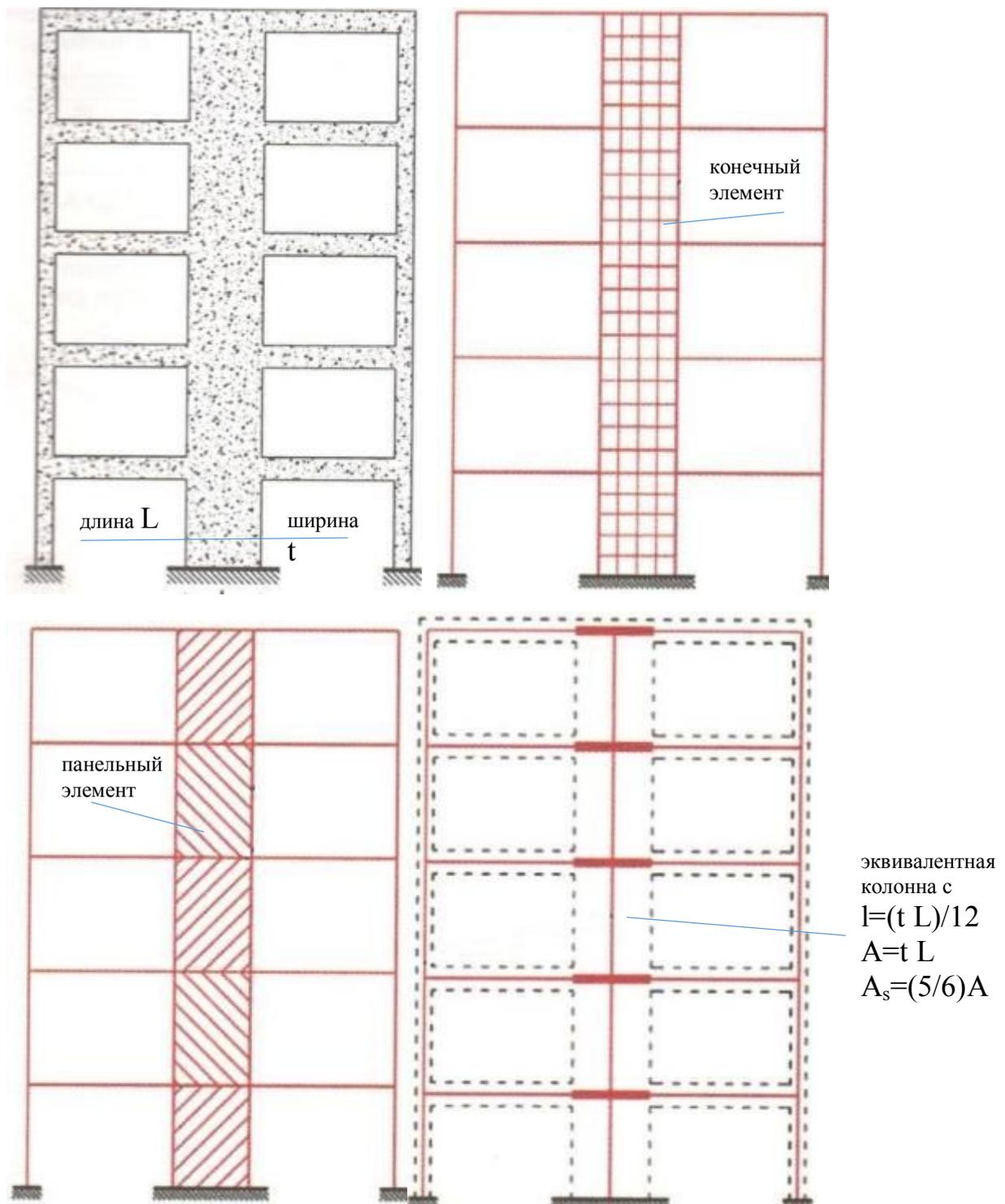


Рисунок 3.11 – Схема усиления каркасно-стеновой конструкции и модели эквивалентного каркаса для плоской стены

Новые стены-диафрагмы должны включать новые фундаменты предназначенные для 1) поддержания веса добавленной стены-диафрагмы и 2) для сопротивления сейсмическим требованиям опрокидывания при сжатии и растяжении.

Расчет усиленной конструкции должен проводиться в соответствии с разделом 3.3. Расчет должен подтвердить, что усиленная конструкция смягчает сейсмические недостатки, выявленные в подразделе 3.4, и применяться для проектирования усиленных элементов.

Стены-диафрагмы должны быть проектированы в виде элементов, контролируемых деформацией с коэффициентом m 2,0 для сдвига и изгиба (рис.3.12). Если сдвиговые стенки армированы с ограниченными периферийными участками и другими положениями для вязких стен, то можно применить коэффициент m равен 3,0.

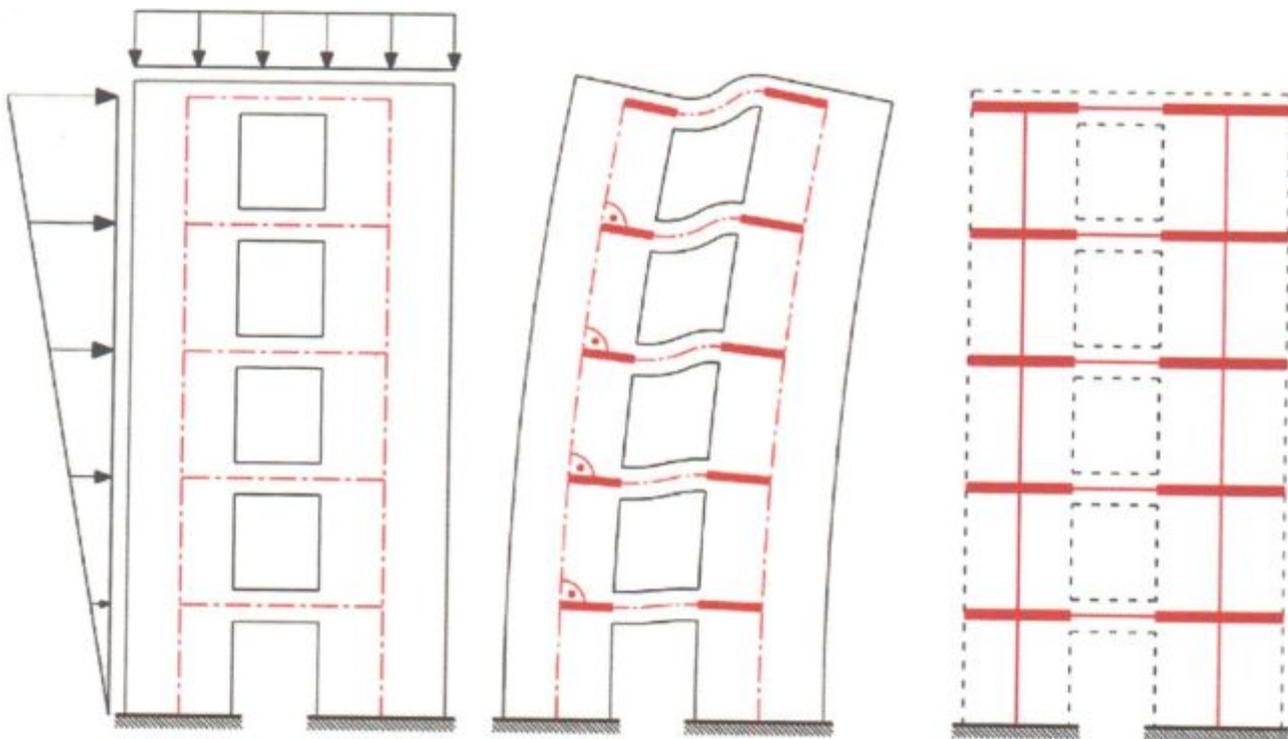


Рисунок 3.12 – Модель рамы в виде двух стен, соединенных перемычками

Соединения стен-диафрагм с диафрагмами, примыкающими колоннами и собирательными элементами (при необходимости), а также сами собиратели должны быть выполнены в виде элементов, контролируемых усилием.



Новые или усиленные фундаменты должны быть рассчитаны на сейсмические опрокидывающие силы на стыке фундамента с грунтом. Элементы фундамента должны быть выполнены в виде элементов, контролируемых усилием. Фундаменты также должны быть рассчитаны на выдерживание временных и постоянных нагрузок в соответствии со строительными нормами.

Заключение по главе 3

1. Установлено определение сейсмической опасности площадки строительства на основании предложенных значений: – коэффициента $S(a_{gR})$, характеризующего влияние фактических грунтовых условий площадки строительства на интенсивность горизонтальных сейсмических воздействий в пределах от 1,0 до 2,4 в зависимости от типов грунтовых условий; значений коэффициента сайт-эффекта от 1,0 до 1,4 в зависимости от склонов. Определена сейсмичность площадки строительства в баллах в зависимости от типов грунтовых условий, разделенных по значениям пиковых ускорений скальных грунтов.
2. Впервые установлены разные спектры расчетных реакций $S_d(T)$, характеризующие горизонтальную или вертикальную компоненты сейсмического воздействия, с учетом расчетного значения горизонтального пикового ускорения грунта на площадке строительства, периода колебаний T и коэффициента поведения q .
3. Установлена нормативная зависимость определения значения коэффициента k_{gF} , учитывающего расстояние площадки строительства от сейсмогенерирующих разломов, увеличивающий расчетные значения горизонтальных ускорений до 20%. По старым нормам данный показатель достигал до 170%.
4. Внедрены в нормативные документы установленная зависимость определения расчетных сейсмических нагрузок с учетом: спектров расчетных реакций; значения пиковых ускорений грунтов; коэффициента



- поведения конструктивной схемы, позволяющий уменьшить СНР реакций от 1,0 до 5,0; повышающий коэффициент ответственности зданий и сооружений от 0,5 до 1,5. При этом введена особенность проектирования с учетом регулярности здания в плане и по высоте, имеющее значение от 1,0 до 1,5.
5. Для определения расчетных показателей усиления существующих зданий и сооружений доказано применение линейного динамического анализа, оценивающее нелинейное поведение конструкции как средство определения максимальных требуемых перемещений и связанных с ними усилий на несущих элементах конструкции. При этом впервые введен коэффициент модификации учитывающий неупругое поведение конкретного несущего элемента на основе его конструирования, типа поведения и последствий отказа.
 6. Впервые автором предложен способ «инженерное лечение», предусматривающий повышение сопротивления несущих конструкций к поперечным сейсмическим силам без усиления всех элементов и позволяющий увеличить эксплуатационную пригодность на более 40 лет соблюдая требования сейсмической безопасности.



ГЛАВА 4 ПОВЕДЕНИЕ ЗДАНИЯ НА ОСНОВЕ МОДЕЛИРОВАНИЯ ДИНАМИЧЕСКИХ ХАРАКТЕРИСТИК КОНСТРУКЦИЙ

4.1 Определение динамического поведения зданий разных конструктивных систем

По технологии оценки сейсмической безопасности зданий в соответствии с действующими современными нормативными документами, например, Еврокод 8, СН КР 20-02:2018 и СН КР 22-01:2018 разрабатывались конечно-элементные модели зданий разных конструктивных схем. Для этого производились записи собственных колебаний в течении одного месяца, днем и ночью с перерывами для переустановки измерительных приборов на здания существующей застройки по г.Бишкек [11, 209].

Собственные колебания были зафиксированы в пяти выбранных зданиях, расположенных в разных частях города Бишкек, с использованием сейсмических станций (рис.4.1). Каждая станция осуществляла запись 24-битной DSS-CUBE3 дигитайзером, подключенного к трехкомпонентному сейсмоприёмнику 4,5 Гц (рис.4.2). Частота дискретизации была установлена на 400 Гц и обеспечена связь со встроенной GPS. Синхронизация времени проводилась до и после записей для того, чтобы исправить возможные задержки по времени с помощью программного обеспечения.

Количество используемых датчиков и время запуска варьировалось в зависимости от расстояния здания до местоположения регистрирующей аппаратуры. По возможности были установлены по три датчика на каждом выбранном этаже и один снаружи здания.



КГУСТА



КПД с изоляцией



пр. Мира



7-этажное здание



Крупнопанельное 464 серии

Рисунок 4.1 – Вид экспериментально исследованных зданий в Бишкеке



Рисунок 4.2 – Общий вид записывающего устройства. Каждая станция оснащена 24 битным CUBE дигитайзером, подключенного к 4,5 Гц геофона (желтый)



Максимальное число записей осуществлялись до 40 точек измерения в одном здании. Минимальная продолжительность записей занимала три часа в дневное время (например, здания А, Г, Д) и до 12 часов в ночное время (например, здания Б и В). Ночью датчики оставлялись в зданиях установленными и подключенными к модулям передачи информации. Для страховки датчики и модули подключались к аккумулятору, который автоматически подключался при возможных сбоях электричества.

Обработка данных включает в себя преобразование информации из формата CUBE к стандартному miniSEED (http://www.fdsn.org/seed_manual), фильтрация данных осуществлялась на частоте ниже 0,5Гц. Спектральный анализ проводился для предварительного определения основных частот колебаний. Для вычисления спектров Фурье записи делились по 160 минут в длину, с сеткой 0,5, и применяя конусные кривые на обоих концах (рис.4.3).

Спектры показывали две горизонтальные и вертикальные составляющие движения вдоль главной оси здания. Спектры анализированы (см. рис.4.3) по записям датчиков, установленных на колоннах по одной вертикальной линии, на разных частотных диапазонах (1-2 Гц; 3-5 Гц; 6-9 Гц), которые включают в себя основные резонансные пики (в прямом и обратном режимах).

Для интерпретации спектров использовался оперативный метод разложения в частотной области FDD [203]. Основные частоты в резонансах (табл.4.1) определены сингулярно для первых шести форм колебаний (первый и второй изгибающая и крутящая формы) (рис.4.4).

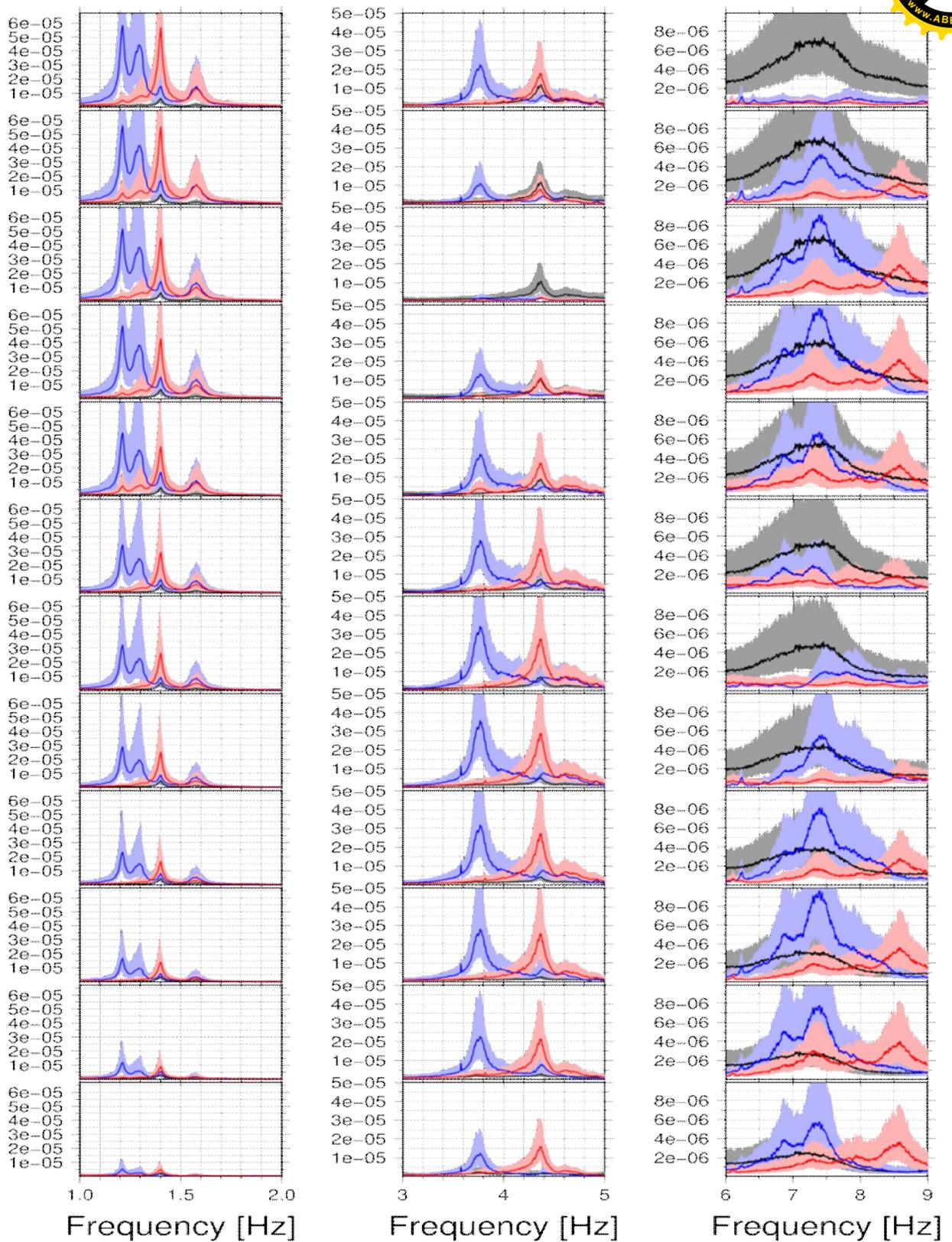


Рисунок 4.3 – Спектры записей по датчикам, установленных по вертикали, с учетом диапазонов частот (1-2 Гц; 3-5 Гц; 6-9 Гц)

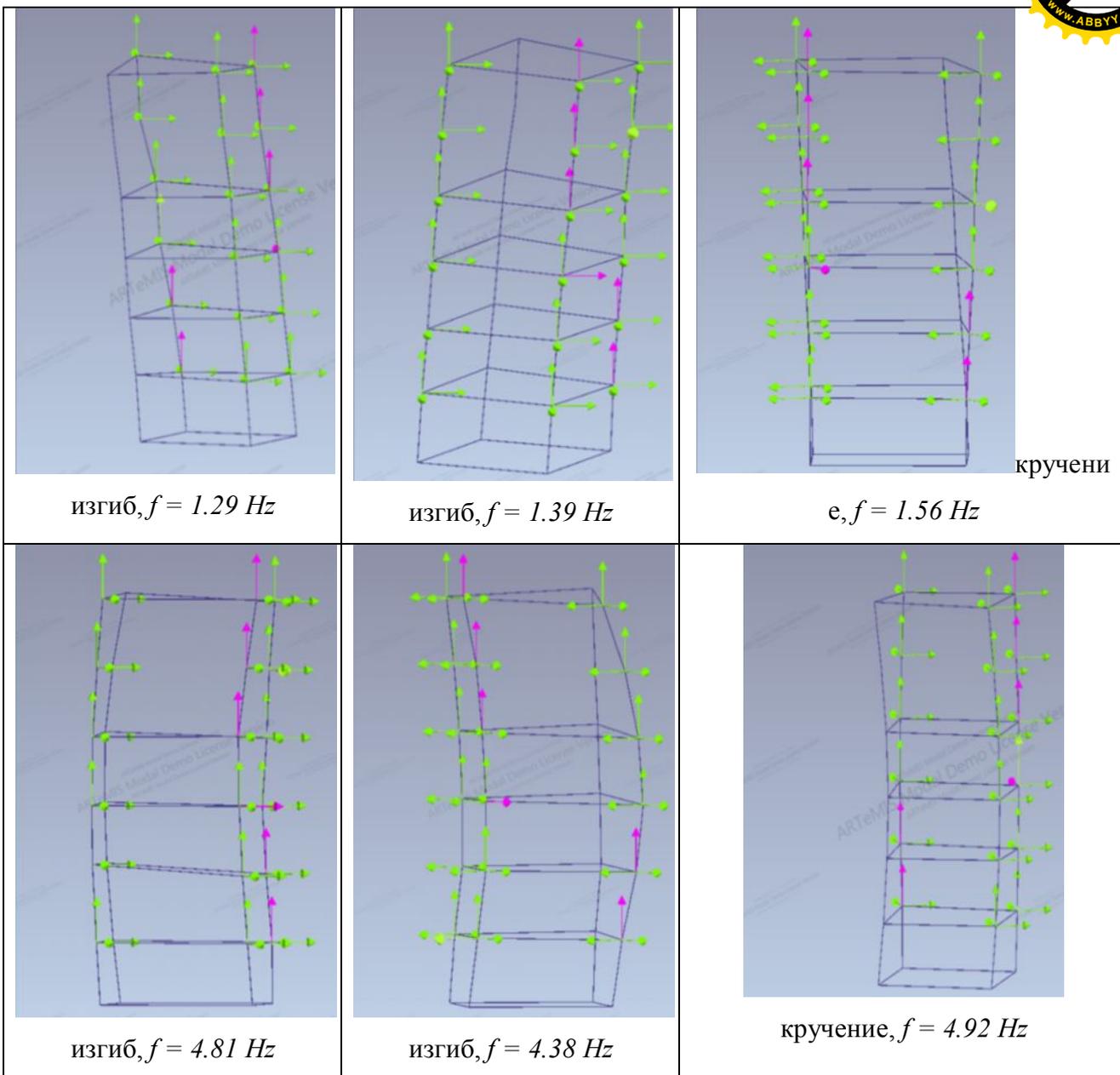


Рисунок 4.4 – Первые шесть форм колебаний здания по проспекту Мира

Таблица 4.1 – Значения частот для зданий В с техникой FDD

Частота [Гц]	Примечание
1.289	Изгиб
1.387	Изгиб
1.563	Кручение
4.809	Изгиб
4.375	Изгиб



Продолжение таблицы 4.1

Частота [Гц]	Примечание
4.922	Кручение
7.07	Растяжение
7.539	Изгиб + Кручение
8.301	Изгиб + Кручение

Первые записи и результаты модального анализа выполнялись для 12-этажного жилого дома, расположенного по просп. Мира 93/1 в Бишкеке. Общие размеры здания в плане 24,0х24,0м, высота на дневной поверхности 47 метров, имеет подвал и типовых 12 этажей (рис.4.5). Здание имеет каркасно-стеновую конструктивную систему. По периметру здания к средним колоннам несущего каркаса примыкают не полные диафрагмы (пилонами) жесткости. Устройство лестницы и лифта по середине здания. Перегородки и наружные ограждения из кирпичной кладки толщиной 125, 250 и 380 мм.

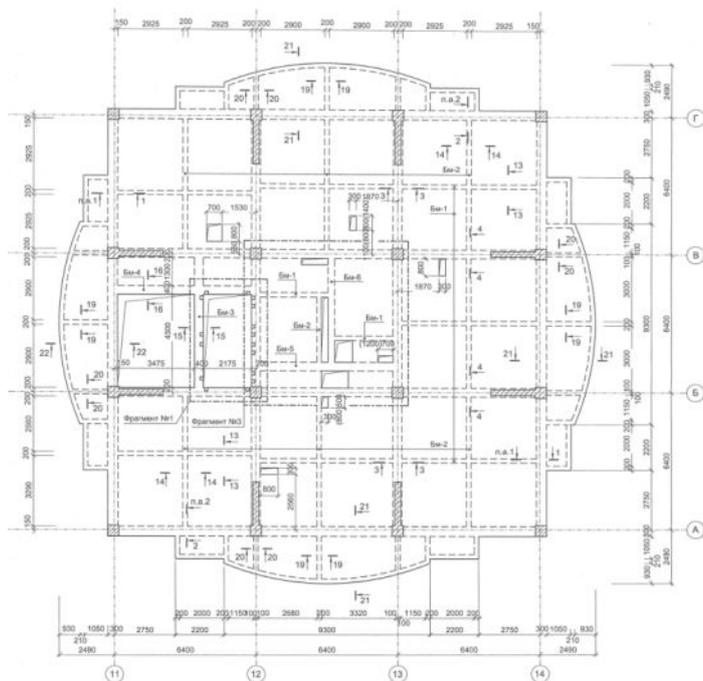


Рисунок 4.5 – Общий вид и конструктивная схема в плане 12-этажного здания

Модель конечных элементов создана в программном обеспечении ЛТ по чертежам, предоставленным проектным институтом. Модель включает в себя фундамент, колонны и неполные диафрагмы в виде сдвиговых стен, ригели и плиты перекрытия, основное заполнение каркаса из каменной кладки. Модель здания состояла в общей сложности из 18109 степеней свободы (рис.4.6).

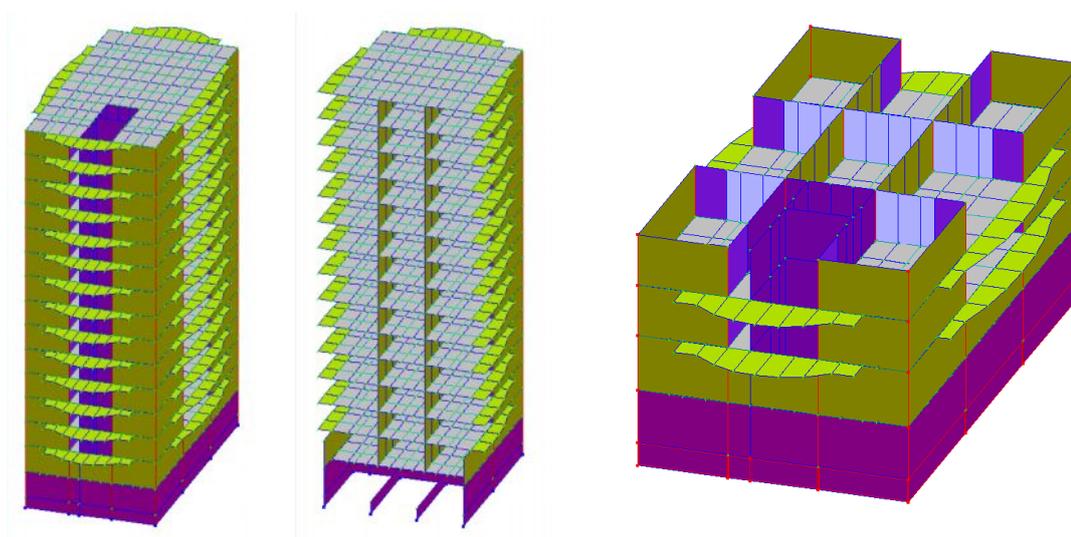


Рисунок 4.6 – Конечно-элементная модель здания по проспекту Мира

По модальному анализу Брикера Р. [203] вычислены собственные частоты ω_i и форм колебаний Φ_i в качестве основных динамических параметров здания. С математической точки зрения, этот шаг определяет обобщенную задачу на собственные значения для матрицы масс M и матрицы жесткостей K с $(n \times n)$ диагональной матрицей квадратов частот и $(N \times n)$ матрица формы колебаний:

$$(K - \Omega \cdot M) \cdot \Phi = 0, \quad (4.1)$$

$$\Omega = \text{diag}\{\omega_i^2\}, i = 1, \dots, n \quad (4.2)$$

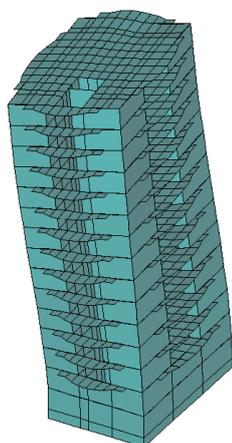
$$\Phi = \{\Phi_1, \dots, \Phi_n\}. \quad (4.3)$$

Здесь n – количество мод (форм) и N общее число степеней свободы. Для сравнения с записями, круговые частоты можно представить в виде

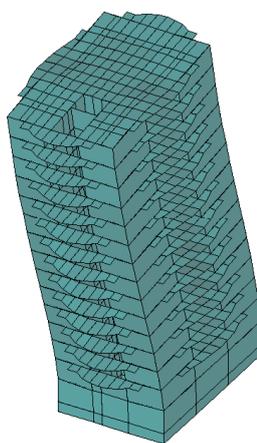
$$f = \frac{\omega}{2\pi} [Hz]. \quad (4.4)$$

На рис.4.7 показаны расчетные формы колебаний с соответствующими собственными частотами. Низкие частоты соответствуют изгибу и режиму

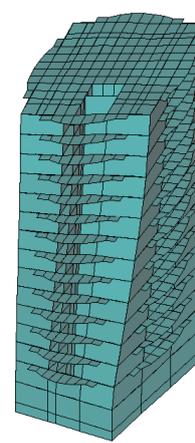
крутильных колебаний. Для симметричной схемы существуют ортогональных изгибных колебания с той же частотой. Симметрия нарушается расположениями лестницы и внутренних стен из каменной кладки. Это приводит к разделению изгиба относительно их частот, например, первая пара состоит из 1,21 Гц и 1,27 Гц, а вторая 3,79 Гц и 4,02 Гц.



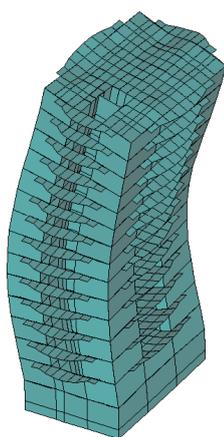
изгиб, 1.21 Hz



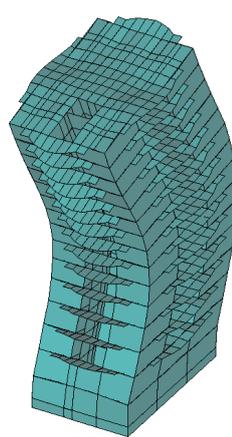
изгиб, 1.27 Hz



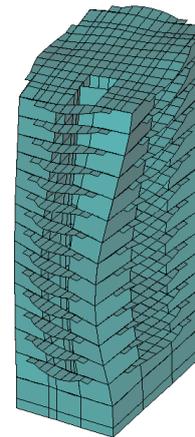
кручение, 1.40 Hz



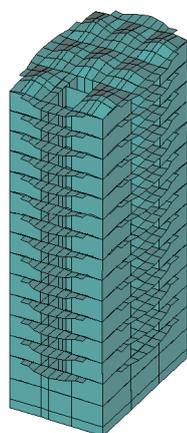
изгиб, 4.79 Hz



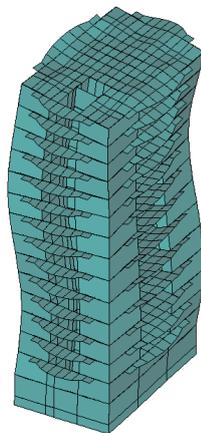
изгиб, 4.02 Hz



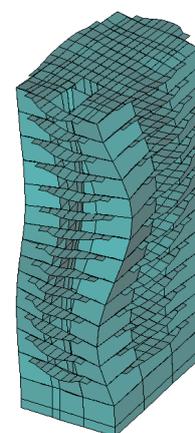
кручение, 4.29 Hz



растяжение, 7.07 Hz



изгиб+кручение 7.23 Hz



изгиб+кручение, 7.59 Hz



Рисунок 4.7 – Собственные частоты и формы колебаний здания

Для интерферометрического подхода анализа распространения волн в конструкциях здания применялся способ обработки записей деконволюцией, то есть очищением от внешнего шума. Поэтому предусмотрены паузы по времени записи. Анализирована вибрационная среда в период одного часа, устанавливая паузы записей по 40 секунд. Спектры, вычисленные для каждой записи между паузами, имеют низкочастотную фильтрацию и используется для спектрального коэффициента заданной

$$D(\omega) = \frac{\hat{u}_{ref}(\omega)\hat{u}(\omega)}{|\hat{u}_{ref}(\omega)|^2 + \varepsilon} \quad (4.5)$$

где символ $\hat{}$ обозначает преобразование Фурье и $\omega=2\pi f$ угловая частота; $u_{ref}(t)$ сигнал записи в определенной точке (например, в подвале или на крыше) является цифровое преобразование сигнала $u(t)$, записанное внутри здания. В результате получена функция импульсной реакции $D(\omega)$.

Фильтрация данных осуществлялась в диапазоне 0,5-20 Гц. Цифровое преобразование выполняется с помощью движения, записанного на датчике в верхней части (рис.4.8) и один в нижней части в качестве опорных станций (рис.4.9). Функция импульсной реакции показана для продольного, поперечного и вертикального направлений и характеризуются верх и низ текущих импульсов. По значениям скорости волны сдвига в продольном и поперечном направлении вычислена время запаздывания между импульсами распространения на разных этажах для обоих направлений отдельно.

Скорости передачи сигналов можно записать с применением функции импульсной реакции, где станция в подвале здания используется в качестве базовой станции.

Временные интервалы построены в зависимости от расстояния каждого датчика до базового датчика на рис.4.10 (левая и правая панели для продольной и поперечной составляющих). Используя наименьшие квадраты оценивается замедленность u , который соответствует наклону линии. Скорости волн

определяются, как $v=1/u$. В предположении без изменения скоростей вращения и с учетом расположения датчиков скорости определены по равенствам $v_{longitudinal}=291\pm 4\text{m/s}$ и $v_{transverse}=369\pm 8\text{m/s}$. Некоторые погрешности получены из-за медленной скорости передачи сигнала. В продольном направлении скорость передачи сигнала ниже, что видно по записям на низкой частоте ($f=1,22$ Гц).

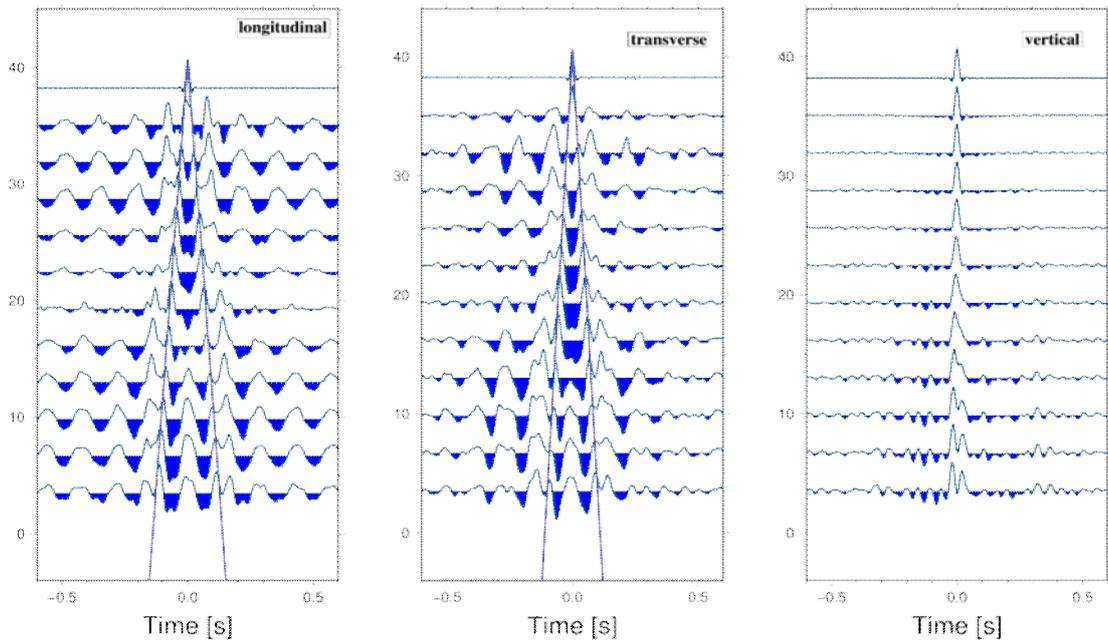


Рисунок 4.8 – Цифровое преобразование сигнала 11-этажа. Слева направо, результаты для продольной, поперечной и вертикальной компонент

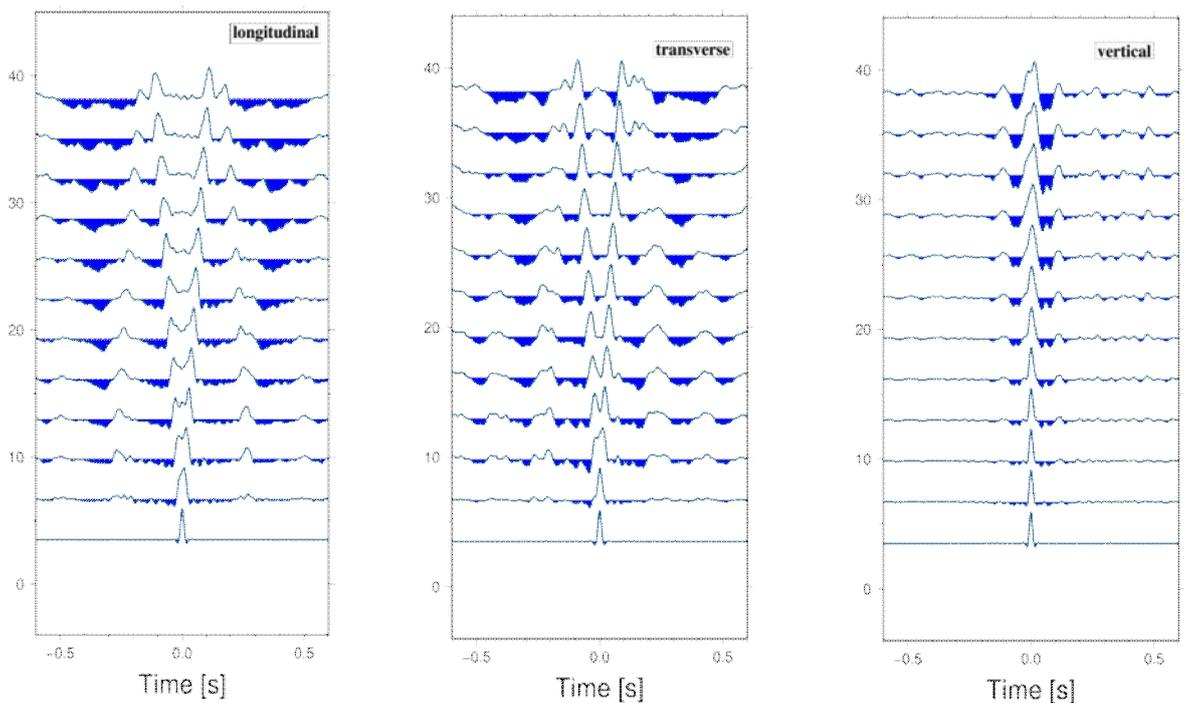


Рисунок 4.9 – Цифровое преобразование относительно нижнего датчика

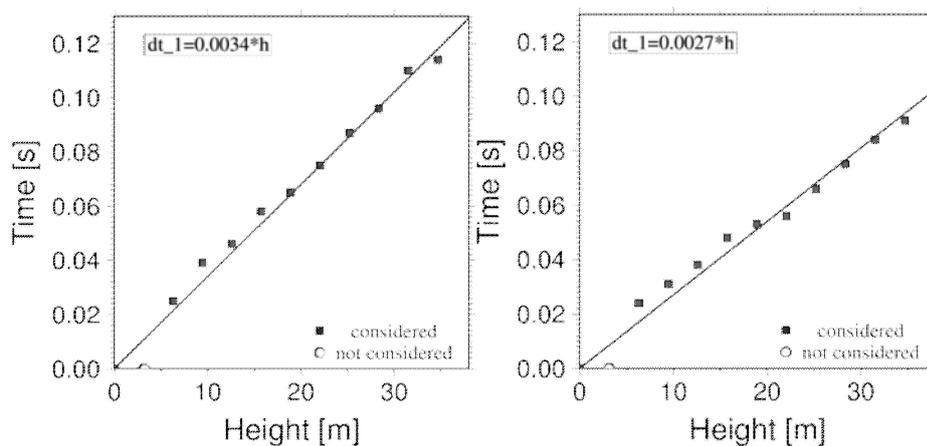


Рисунок 4.10 – Оценка медлительности скорости сигнала для цифрового преобразования. Слева - продольная; справа - поперечная составляющая

Поскольку отдельные здания были жилыми домами и эксплуатировались, измерительное оборудование установлено не оптимальной для анализов, например, не возможно анализировать кручение. Отдельные датчики, особенно установленные внутри главного корпуса КГУСТА, передавали много шума из-за расположения оборудования и обучающихся.

Несмотря на проблемы, спектральный анализ записей датчиков, установленных на разных этажах, позволил идентифицировать собственные частоты здания. Первые три моды изгиба были идентифицированы для направлений x и y по спектральным изменениям амплитуды на разных этажах. При максимальной частоте 8,3 Гц спектры определялись в виде напряжения, потому что на этой частоте не было замечено большие реакции по двум горизонтальным компонентам, а по вертикали увеличивались в зависимости от датчиков разных этажей. И волна заметно распространялась в конструкциях по высоте здания.

Первые вращательные колебания зафиксированы при частоте 2,24 Гц. Необходимо отметить, что фиксация крутящих усилий зависит от расположения датчиков, то есть обязательно следует устанавливать по диагонали или в нескольких точках на одном уровне.



По результатам анализов пришли к выводу, что по записям собственных колебаний можно интерпретировать поведение здания и распространение волн на основе компьютерной модели здания принимая во внимание при частоте 8,3 Гц происходят напряжения в нижних этажах и при частоте 2,24 Гц заметны крутящие усилия в 12-этажном здании каркасно-стеновой конструктивной схемы.

4.2 Расчет сейсмической нагрузки на здание с учетом сейсмической опасности площадки строительства

Как было сказано во второй главе в модели с одной степенью свободы, в первом приближении, то есть без учета деформаций конструкции здания, смещение здания $\gamma(t)$ под воздействием сейсмической нагрузки определяется уравнением (2.36). Данное уравнение может быть решено численно, методом интегральных преобразований. Фурье-образ уравнения (2.36) имеет следующий вид [121]:

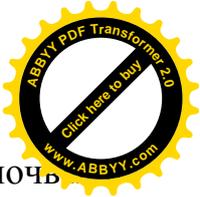
$$-\omega^2 \gamma(\omega) + \omega_0^2 \cdot [1 - R(\omega)] \cdot (\gamma(\omega) - e(\omega)) = 0, \quad (4.6)$$

где $\gamma(\omega)$, $e(\omega)$, $R(\omega)$ - Фурье-образы $\gamma(t)$, $e(t)$, $R(t)$. Разрешая данное алгебраическое равенство относительно $\gamma(\omega)$, получаем

$$\gamma(\omega) = e(\omega) \cdot \frac{(1 - R(\omega))}{(1 - R(\omega)) - (\omega/\omega_0)^2}, \text{ где } R(\omega) = \frac{1}{(i\omega)^{(1+\alpha)} + \beta} \text{ или} \\ \gamma(t) = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{+\infty} d\omega \cdot \exp(i\omega t) \cdot e(\omega) \cdot \frac{1 - R(\omega)}{1 - R(\omega) - (\omega/\omega_0)^2}. \quad (4.7)$$

Данное выражение позволяет вычислить в квадратурах зависимость $\gamma(t)$, если известен спектр временной записи смещений почвы $e(\omega)$.

Для реальных землетрясений смещение $e(t)$ представляет собой достаточно сложную, сильно хаотизированную функцию времени со столь же сложным частотным спектром. В качестве примера приведем расчет колебаний здания для сильного землетрясения с магнитудой 3.5, произошедшего в



Аргентине 23 ноября 1977 года. Временная зависимость ускорений почвы корпуса здания в направлении Восток-Запад при $\alpha = -0.6$, $\beta = 0.5$ по (2.34). Запись движения грунта была сделана в городе Сан-Хуан на расстоянии ~ 85 км от эпицентра землетрясения (рис.4.11). Параметры сейсмозащиты соответствуют собственной частоте $\omega_0 = 3 \text{ сек}^{-1}$ и $\beta = 0.5$. Приведенная зависимость $\dot{y}(t)$ была найдена при помощи численного преобразования Фурье соотношения (4.7). Выбор записей землетрясений осуществлялось в соответствии с форматом и базы данных колебаний в программе SAP2000 [121].

Также посчитаны зависимости ускорений корпуса здания $\dot{y}(t)$ от времени (рис.4.12) для землетрясения в Аргентине при различных собственных частотах колебаний $\omega_0 = 1, 2, 3 \text{ сек}^{-1}$ и $\alpha = -0.6$, $\beta = 0.5$ по (2.34).

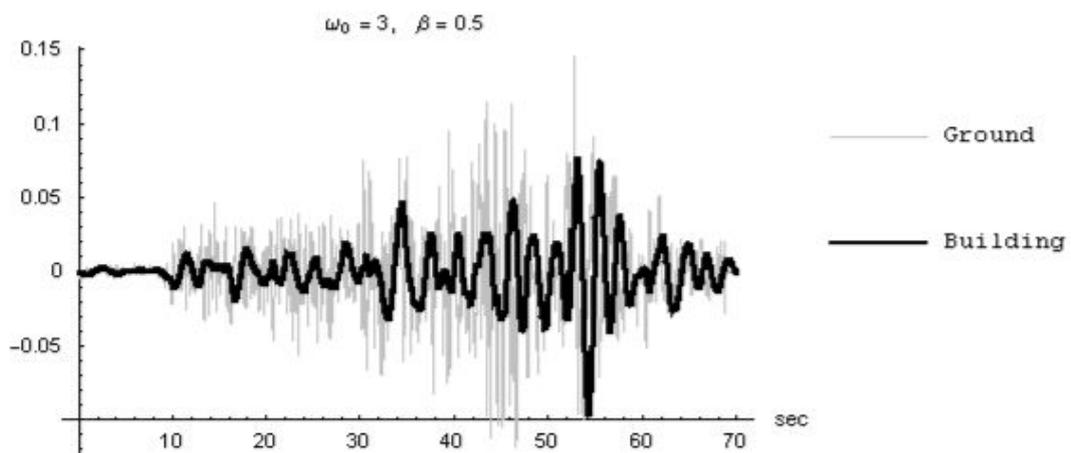
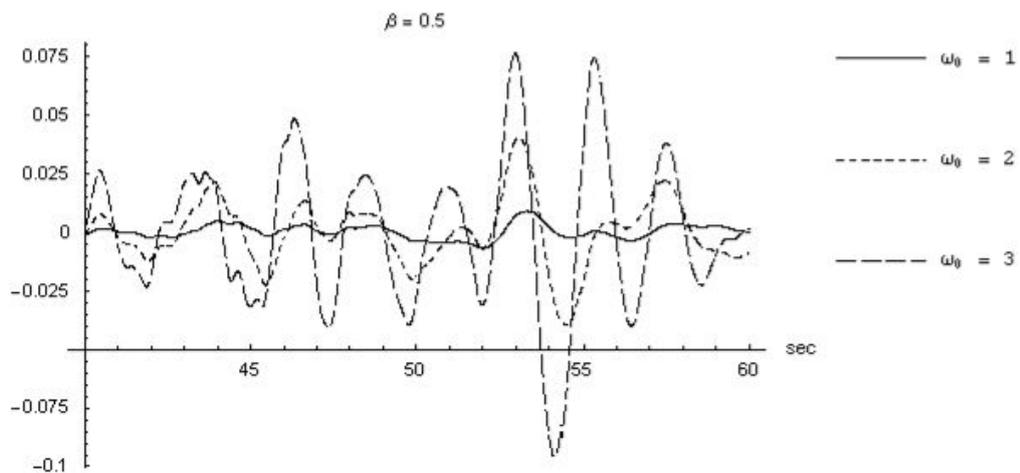


Рисунок 4.11 – Временная зависимость горизонтальных ускорений грунта $\ddot{e}(t)$ и корпуса здания $\dot{y}(t)$ для землетрясения в Аргентине.



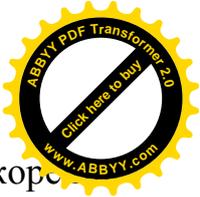


Рисунок 4.12 – Фрагменты временных зависимостей горизонтальных ускорений корпуса здания $\dot{\gamma}(t)$ от времени, для различных собственных частот ω_0

Проведены аналогичные зависимости рассчитаны для землетрясения 19 июля 2000г. в северо-восточном Афганистане (рис.4.13 и 4.14). Запись ускорений грунта была сделана на севере Кыргызстана на расстоянии 773км от эпицентра.

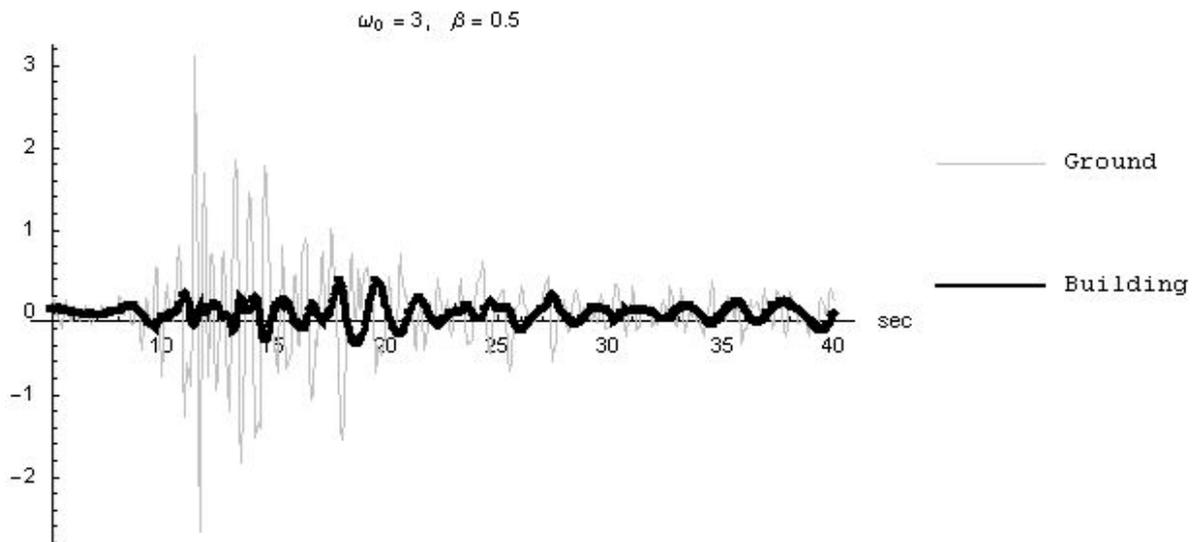


Рисунок 4.13 – Временная зависимость горизонтальных ускорений грунта $\ddot{e}(t)$ и корпуса здания $\dot{\gamma}(t)$ от времени для землетрясения в Афганистане

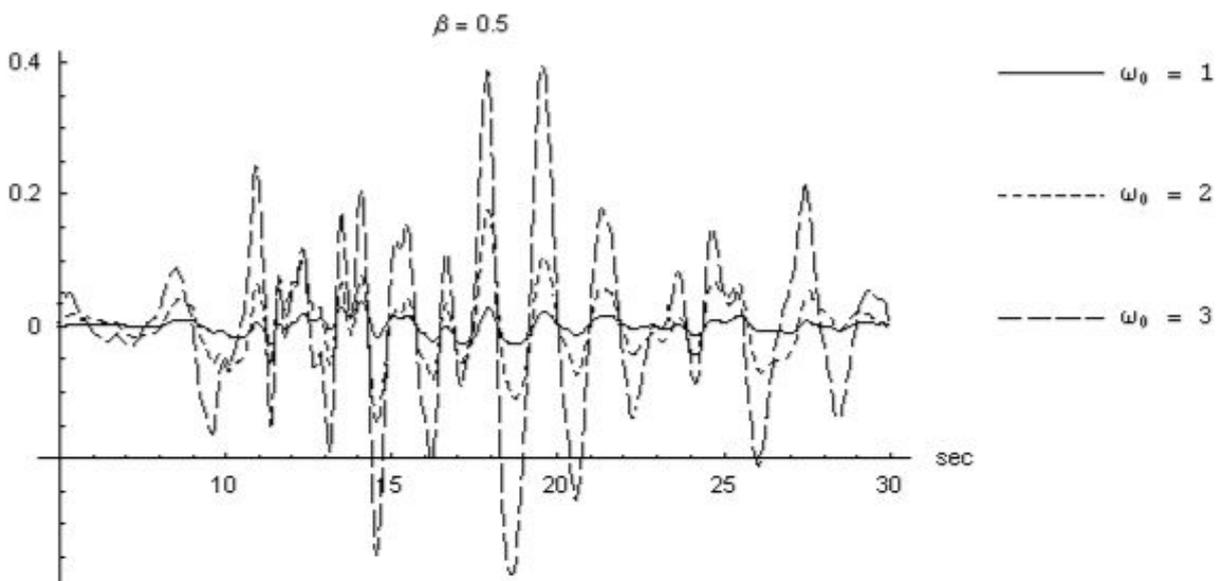


Рисунок 4.14 – Фрагменты временных зависимостей горизонтальных ускорений корпуса здания $\dot{\gamma}(t)$ от времени, для различных собственных частот ω_0



Несмотря на то, что величины ω_0 лежат в критической области, действие сейсмозащиты является существенным. Ускорения, действующие на здание, ослаблены по сравнению с ускорениями грунта. При этом зависимость этих ускорений от времени является более плавной функцией. Движение грунта в значительной степени хаотично, поэтому за конечный интервал времени амплитуда колебаний здания не успевает сильно вырасти. Это хорошо видно из сравнения Аргентинского и Афганского землетрясений: длительность Афганского землетрясения в несколько раз меньше, что сильно повышает эффективность сейсмозащиты. Так же, как и для случая гармонического нагружения, определяющую роль играет собственная частота колебаний: сейсмозащита будет эффективной, если эта частота может быть сделана меньше критической.

Полученные в рамках одномерной модели результаты позволяют сформулировать ряд простых и обоснованных критериев оценки параметров РМО в задачах сейсмической защиты зданий:

Малая горизонтальная жесткость РМО позволяет эффективно защитить здание от горизонтальных колебаний грунта при условии, что основная часть частотного спектра смещений грунта $e(\omega)$ при землетрясениях в данном регионе содержит частоты большие, чем частота собственных колебаний ω_0 . Это условие может быть выполнено за счет выбора резины с меньшим мгновенным модулем сдвига G_0 .

В качестве материала РМО следует использовать резины, для которых реологический параметр β не слишком велик, $\beta < 1$. Параметр β имеет смысл обратного времени релаксации эластомера. Меньшие времена релаксации увеличивают эффективную жесткость конструкции. Поэтому, при прочих равных условиях, нужно выбирать резины с меньшей величиной β .

Определение собственных форм (мод) и частот колебаний для реального здания приведенной в главе 2 выполнялось при расчете отклика модели на



сейсмическое воздействие. Расчеты, выполненные для модели здания, дают шесть мод (форм) с минимальными частотами значения периодов колебаний (табл.4.2).

Таблица 4.2 – Периоды собственных колебаний здания, в сек

№	1	2	3	4	5	6
V1	0.469	0.434	0.283	0.146	0.127	0.114
V2	0.459	0.424	0.279	0.143	0.125	0.111
V3	0.460	0.423	0.280	0.144	0.125	0.112

Из сравнения величин в строках V2 (второй вариант) и V1 (первый вариант) видно, что учет перекрытия элементов изменяет периоды колебаний незначительно. Наибольшая разница для шестой моды составляет величину ~ 3%. Различие в периодах колебаний для второго и третьего вариантов (строка V3) еще меньше: наибольшее различие не превышает 1%. Малые отличия в периодах собственных колебаний для трех приведенных вариантов позволяют утверждать, что построенная модель с достаточной точностью воспроизводит основные упругие характеристики реального здания. Абсолютные величины всех периодов колебаний менее 0.5 сек, что является признаком достаточно жесткой конструкции здания (рис.4.15–4.17).

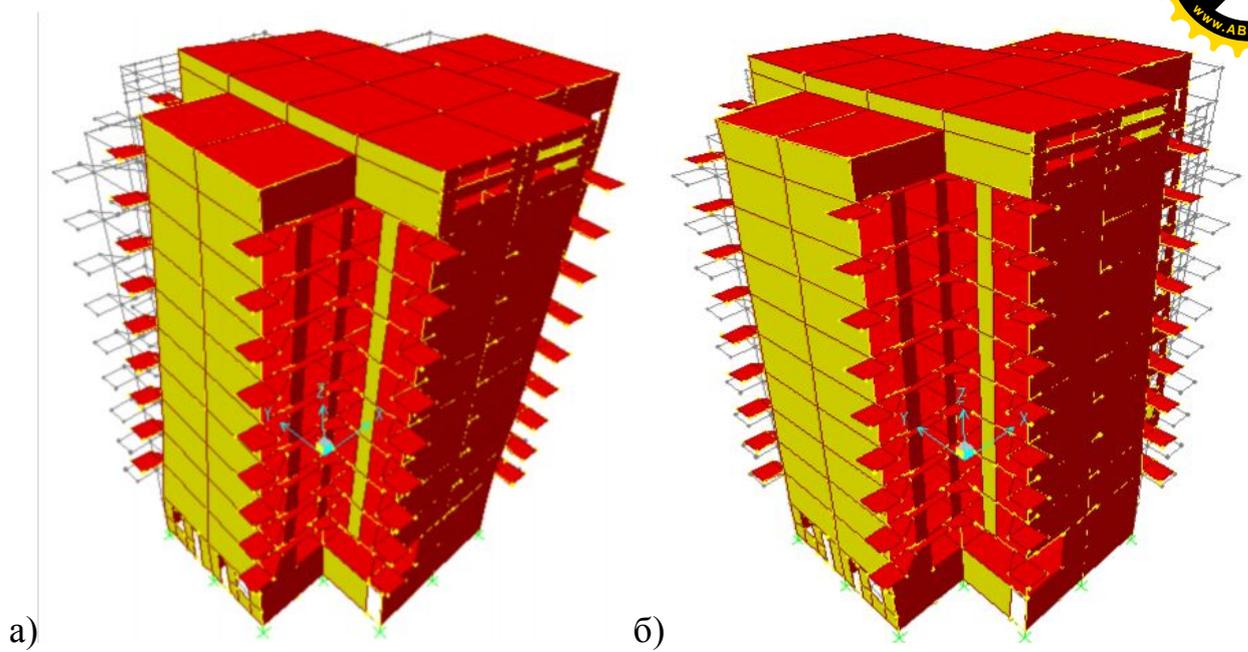


Рисунок 4.15 – Первая (а) и вторая (б) моды собственных колебаний.

Соответственно $T = 0.459$ и 0.424 с

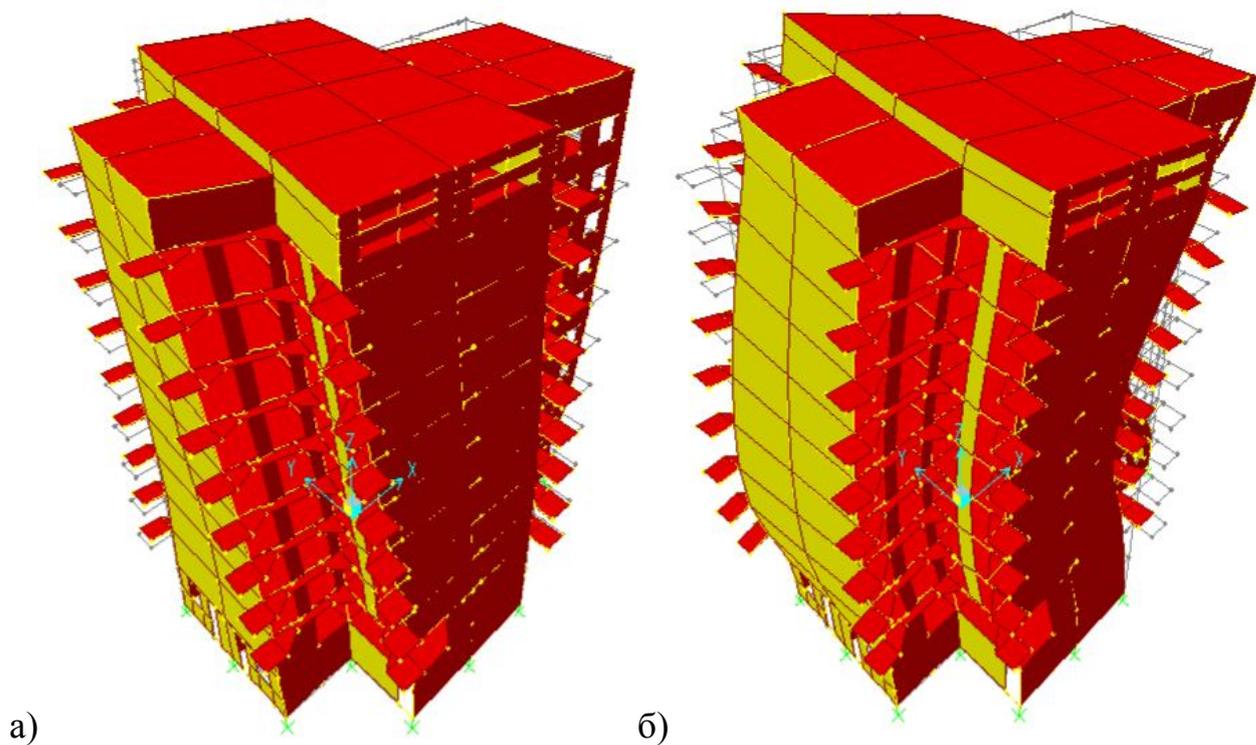
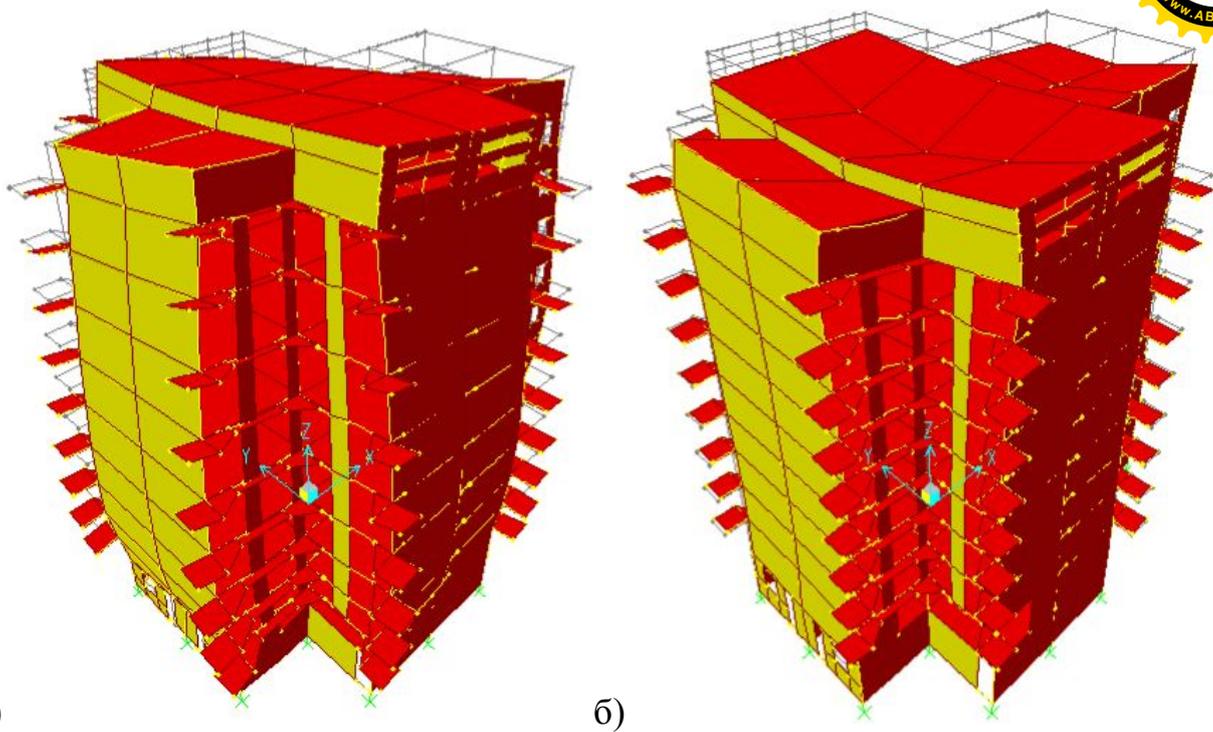


Рисунок 4.16 – Третья (а) и четвертая (б) моды собственных колебаний.

Соответственно $T = 0.279$ и 0.143 с



а)

б)

Рисунок 4.17 – Пятая (а) и шестая (б) моды собственных колебаний.

Соответственно $T=0.125$ и 0.112 с

Две самые медленные моды соответствуют колебаниям приблизительно вдоль диагоналей между осями Y и X . Третья мода соответствует крутильным колебаниям вокруг вертикальной оси. Четвертая и пятая моды являются вторыми гармониками первых двух мод. Шестая мода соответствует вертикальным колебаниям здания в целом.

Распределение усилий по конструкциям показало напряженное состояние элементов здания. Программа SAP-2000 рассчитывает статические напряжения, возникающие в элементах конструкции здания. Как правило, элементы, наиболее нагруженные в статическом случае, испытывают наибольшие нагрузки и при землетрясениях. Нагружение обычно заметно по эпюрам осевых усилий и изгибающих моментов, действующих на элементы каркаса здания (рис.4.18).

Из анализа рис.4.18 видно, что наибольшим нагрузкам подвергаются наиболее нагруженные элементы каркаса колонны и ригели, находящиеся на нижних уровнях первого и второго этажей (рис.4.19).

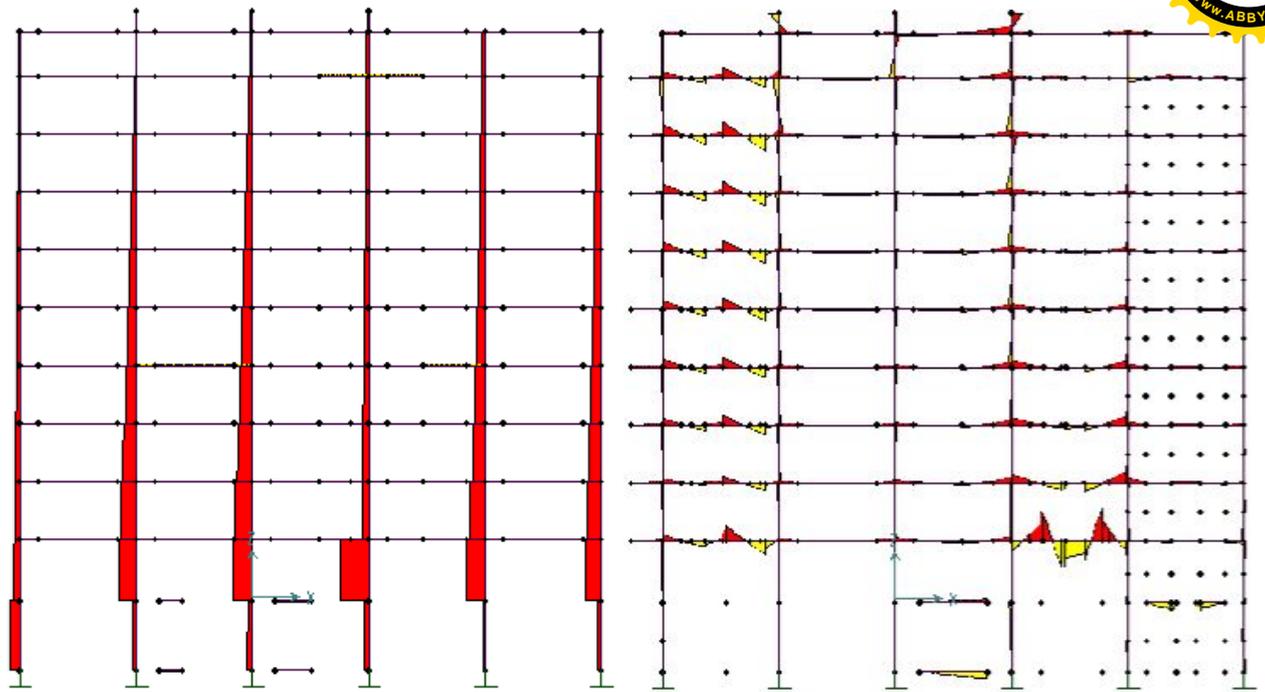


Рисунок 4.18 – Эпюры осевых усилий и изгибающих моментов, действующих на элементы каркаса здания

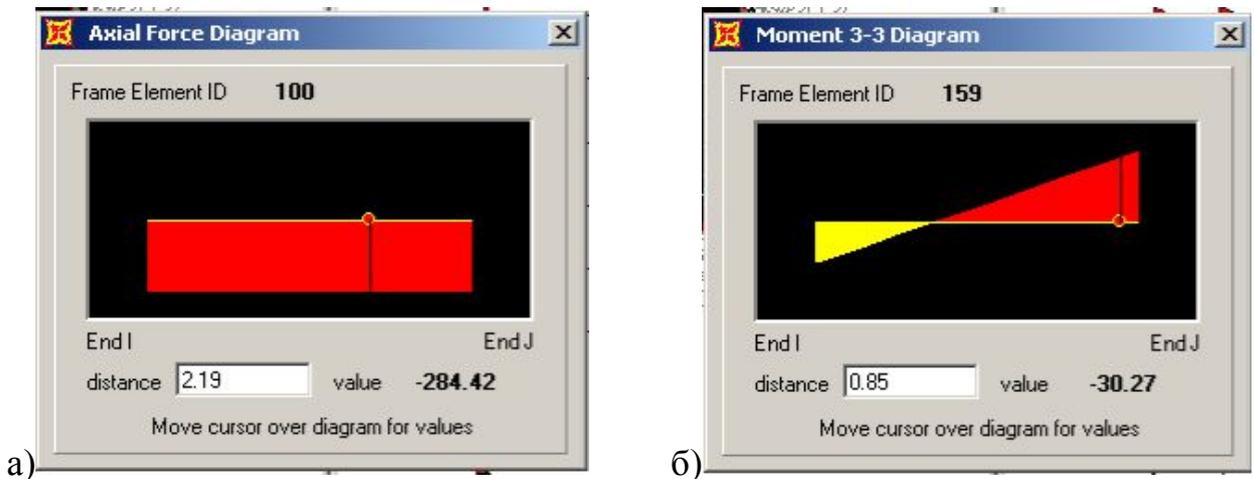


Рисунок 4.19 – Эпюры сжимающей силы (а) и изгибающего момента (б), действующих в элементе Frame –100

Важной характеристикой эффективности системы сейсмозащиты является степень ослабления напряжений в элементах конструкции здания, возникающих при землетрясениях. В качестве примера, как уже сказано, по программе SAP-2000 был проведен расчет для землетрясения 2000г. в северо-восточном Афганистане. При этом максимальные абсолютные значения



ускорений грунтовых условий строительной площадки по горизонтальным осям Север-Юг (С-Ю) и Восток-Запад (В-З) составляли ~ 3 м/сек², что соответствует сильному землетрясению магнитудой $M \sim 7$ (рис.4.20 и 4.21). Получены зависимости продольной силы и изгибающего момента в наиболее нагруженных элементах конструкции и составлены соответствующие диаграммы (рис.4.22 и 4.23).

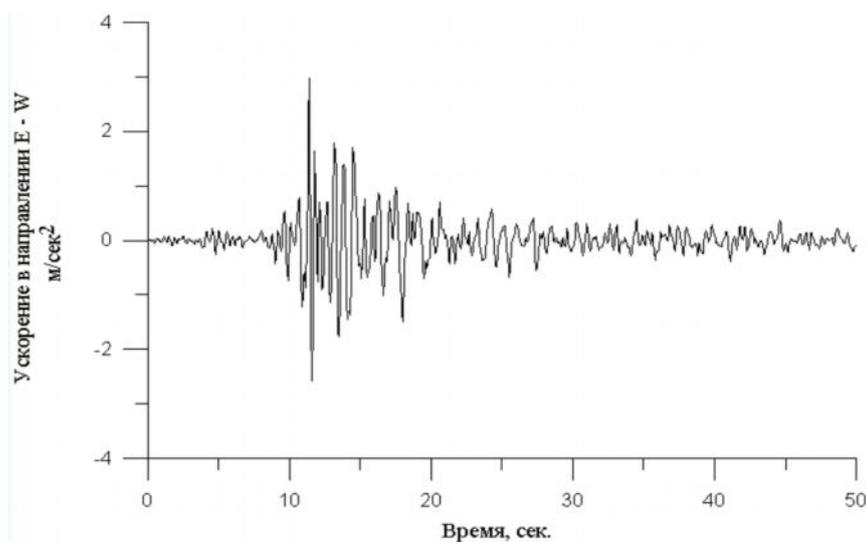


Рисунок 4.20 – Ускорение грунта в направлении В-З

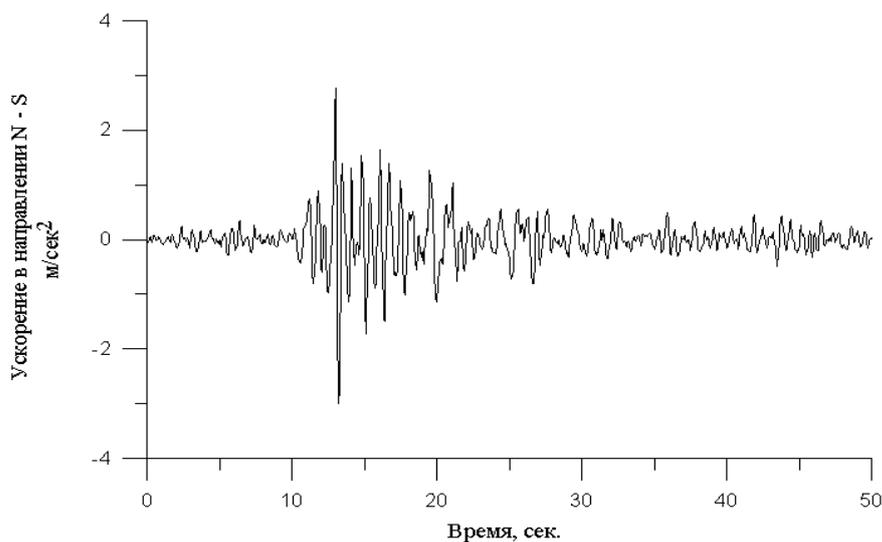


Рисунок 4.21 – Ускорение грунта в направлении С-Ю

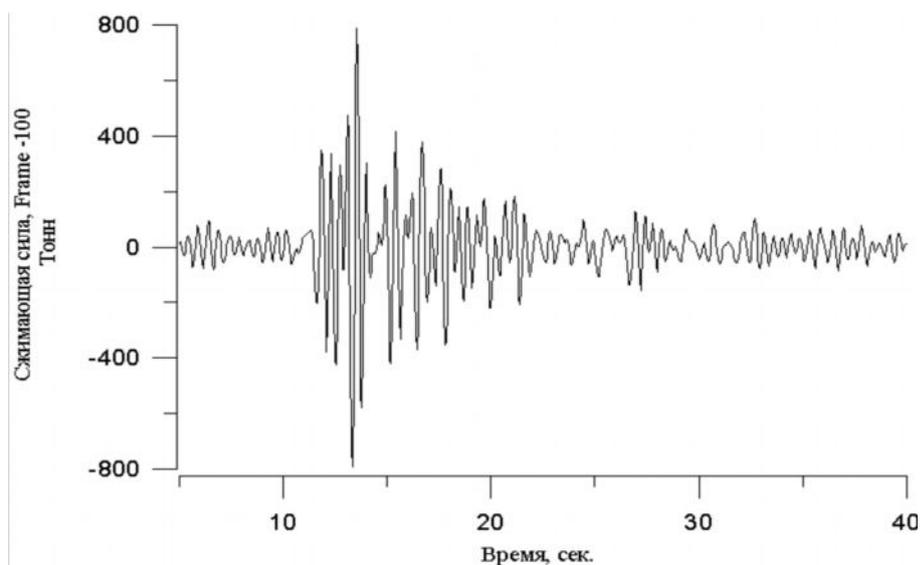


Рисунок 4.22 – Временные зависимости продольной силы для рамы Frame 100

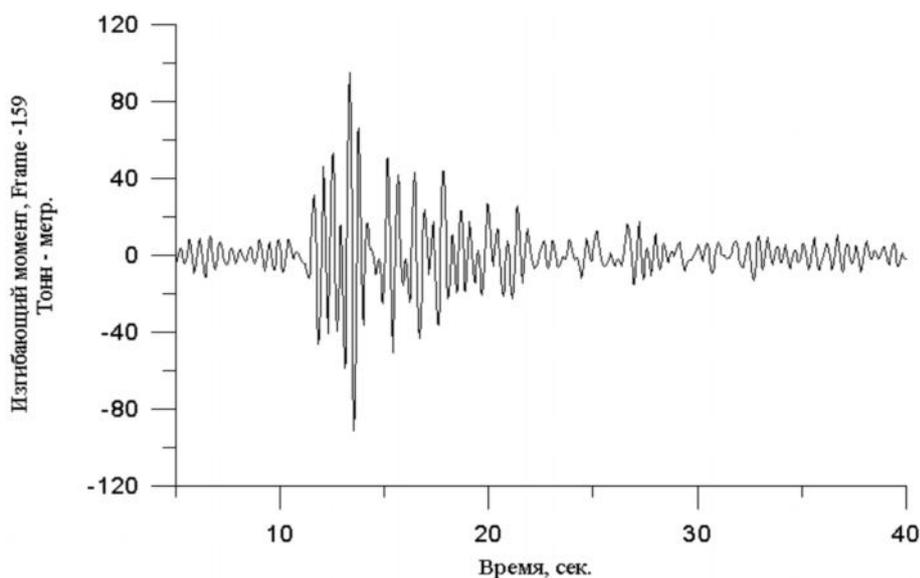


Рисунок 4.23 – Временные зависимости изгибающего момента для Frame 159

Из результатов расчета видно, что элементы конструкции испытывают значительные нагрузки. Напряжения, возникающие в здании без сейсмической защиты, являются близкими к критическим.

4.3 Математическая модель здания с резинометаллическими опорами

Для решения задач по анализу распространения волн в конструкциях надпорной части здания, начали с построения модели РМО. Программа SAP-

2000 позволяет при помощи метода конечных элементов [121], рассчитать сейсмическое воздействие на здание при наличии демпфирующих элементов в конструкции. Наличие демпфирующих элементов в конструкции здания, может быть смоделировано при помощи использования элементов Nlink element типа Damper element [332] в модели здания. Данный тип демпфирующего элемента в рамках конечно-элементного подхода определяет зависимость между приложенными силами и смещениями [121] посредством вязкоупругой модели Максвелла для каждой степени свободы, в виде, (рис.4.24). Здесь $d(t) = d_d(t) + d_s(t)$ - относительное смещение узлов А и В, $f(t)$ - сила приложенная к демпфирующему элементу, c - коэффициент демпфирования, k - коэффициент упругости данного элемента.

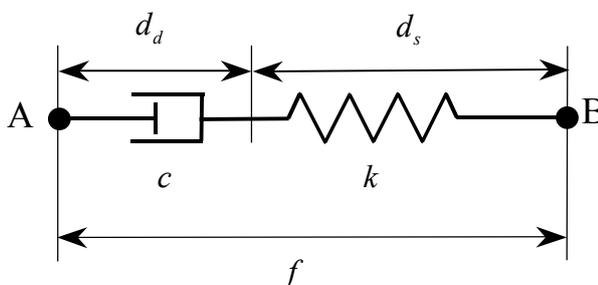


Рисунок 4.24 – Схема демпфирующего элемента - Nlink element

Зависимость между приложенной силой - f и относительным смещением - d задается следующим образом:

$$f(t) = c \cdot \dot{d}_d(t) \quad f(t) = k \cdot d_s(t).$$

Модель РМО может быть создана средствами SAP-2000 в виде параллельно соединенных элементов данного типа. В общем случае, количество используемых демпфирующих элементов может варьироваться. В качестве примера на рис.4.25 приведена модель РМО, состоящая из трех стандартных демпфирующих элементов, для выбранной степени свободы:

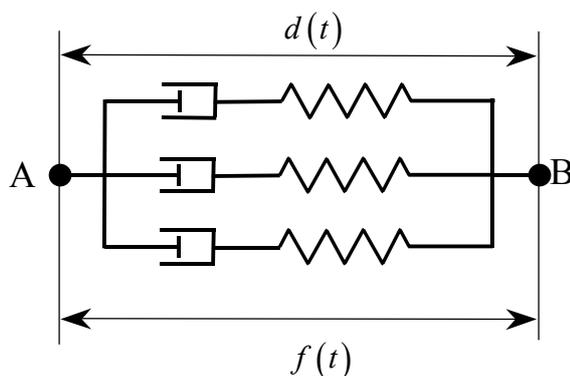


Рисунок 4.25 – Схема модели РМО в SAP-2000: $\gamma(t)$ - смещение узла А, $e(t)$ смещение узла В, $d(t) = \gamma(t) - e(t)$ - относительное смещение узлов

Здесь каждый элементарный демпфирующий элемент определяется собственным набором констант $\{k_i, c_i\}$. В этом случае зависимость между приложенной силой f и относительным смещением узлов $d(t) = \gamma(t) - e(t)$ для каждой степени свободы определяется следующим соотношением

$$f(t) = - \left(\sum_i k_i \right) \cdot \left[d(t) - \int_0^t d\tau \cdot K(t-\tau) \right], \quad (4.8)$$

где k_i - эффективная жесткость; c_i - коэффициент демпфирования $t^{0.20}$ демпфирующего элемента, размерность $[k_i] = H/m$, а $[c_i] = сек \cdot H/m$; ядро релаксации $K(t-\tau)$ представим в виде:

$$K(t) = \sum_i p_i \cdot \alpha_i \cdot e^{-\alpha_i t}, \quad \alpha_i = k_i / c_i \quad p_i = k_i / \sum_j k_j \quad \sum_i p_i = 1 \quad (4.9)$$

Для аналитической модели РМО соответствующая зависимость между приложенными силами и смещениями выражена следующими образом:

$$f(t) = C \cdot \left\{ \Delta x(t) - \int_0^t d\tau \cdot R(t-\tau) \cdot \Delta x(\tau) \right\}, \quad (4.10)$$

где C - одна из «мгновенных» жесткостей (4.17) для степеней свободы связанных со сдвигом; $\Delta x(t)$ - соответствующее относительное смещение поверхностей РМО; $f(t)$ - соответствующая им сила; $R(t)$ - ядро релаксации (2.34). Идентичность структуры соотношений (4.8) для модели РМО в SAP-2000 и (4.10) – для аналитической модели РМО, позволяет непосредственно



определить параметры модели РМО в SAP-2000, исходя из ее геометрических размеров и вязкоупругих свойств резины.

В качестве примера рассмотрим алгоритм определения параметров модели РМО в SAP-2000 для опор состоящих из 30 слоев резины марки “28Э” (см. таблицу 4.3 и зависимость (2.34)), толщина слоя резины $h = 1 \text{ см}$, диаметр опоры $R = 0.85 \text{ м}$.

Таблица 4.3 – Вязкоупругие свойства резины марки “28Э”

Упругие параметры		Реологические параметры.	
Модуль объемного сжатия K [Тонн/м ²]	Модуль сдвига G [Тонн/м ²]	α	β
$2.5 \cdot 10^5$	$1.6 \cdot 10^2$	-0.6	1.062

Вначале, исходя из вязкоупругих свойств резины и геометрических размеров опоры, были определены соответствующие мгновенные жесткости аналитической модели РМО (4.17), которые приведены в таблице 4.4.

Таблица 4.4 – Эффективные статические жесткости РМО

C_p [Тонн/м] сжатие	C_G [Тонн/м] сдвиг	C_B [Тонн·м/рад.] изгиб	C_Z [Тонн·м/рад.] кручение
261748.41	321.55	6984.25	29.04

Далее, были найдены параметры $\{\alpha_i, p_i\}$ (4.9), которые определяют реологические свойства модели РМО в SAP-2000, методом аппроксимации зависимости $R(t)$ (2.34) зависимостью $K(t)$ (4.9) при $t > 0$. Временной интервал, на котором происходила аппроксимация $R(t)$, был выбран таким, чтобы он покрывал весь спектр характерных периодов колебаний рассматриваемой системы, $t \in [0.01 \dots 20] \text{ сек.}$, получены соотношения, которые приведены в таблице 4.5.



Таблица 4.5 – Параметры, определяющие реологические свойства модели РМО в SAP2000

α_1	α_2	α_3	p_1	p_2	p_3
0.037628	1.83345	25.4101	0.471758	0.288093	0.24015

Затем были определены параметры стандартных демпфирующих элементов $\{k_i, c_i\}$, которые определяют модель РМО в SAP-2000. В частности, для степени свободы, связанной со сдвигом, набор параметров $\{k_i, c_i\}$ определялся, исходя из очевидных равенств:

$$C_G = \sum_i k_i \Rightarrow k_i = p_i \cdot C_G \Rightarrow c_i = \frac{k_i}{\alpha_i}, \quad (4.11)$$

аналогично для кручения были определены величины $\{k_i, c_i\}$, результаты представлены в таблице 4.6.

Таблица 4.6 – Параметры демпфирующих элементов

Тип нагрузки	Параметры стандартных демпфирующих элементов					
	k_1	c_1	k_2	c_2	k_3	c_3
Сдвиг	$\left[\frac{\text{Тонн}}{\text{м}} \right]$	$\left[\frac{\text{Тонн} \cdot \text{сек}}{\text{м}} \right]$	$\left[\frac{\text{Тонн}}{\text{м}} \right]$	$\left[\frac{\text{Тонн} \cdot \text{сек}}{\text{м}} \right]$	$\left[\frac{\text{Тонн}}{\text{м}} \right]$	$\left[\frac{\text{Тонн} \cdot \text{сек}}{\text{м}} \right]$
C_G	26.61	0.394	40.09	6.888	254.84	49090.0

Продолжение табл.4.6

Кручение	k_1	c_1	k_2	c_2	k_3	c_3
	$\left[\frac{\text{Тонн}}{\text{рад}} \right]$	$\left[\frac{\text{Тонн} \cdot \text{сек}}{\text{рад}} \right]$	$\left[\frac{\text{Тонн}}{\text{рад}} \right]$	$\left[\frac{\text{Тонн} \cdot \text{сек}}{\text{рад}} \right]$	$\left[\frac{\text{Тонн}}{\text{рад}} \right]$	$\left[\frac{\text{Тонн} \cdot \text{сек}}{\text{рад}} \right]$
C_z	2.104	0.0311	4.170	0.539	20.15	3881.8

Выбранный метод построения модели РМО средствами SAP-2000 в виде параллельно соединенных элементов Максвелла (см. рис.4.25) обладает следующим изъяном: он не учитывает прочность резины при статических нагрузках. Действительно, если выбрать относительное смещение узлов $d(t)$ вида



$$d(t) = \begin{cases} 0, & t < 0 \\ d^* = const, & t > 0 \end{cases}$$

то согласно соотношениям (4.8), (4.9) следует, что $f(t)|_{t \rightarrow \infty} = 0$, поскольку для ядра релаксации $K(t)$ имеем, что

$$\left[1 - \int_0^{\infty} d\tau \cdot K(\tau) \right] = 0.$$

В то же время аналитическая модель РМО обладает статическим модулем жесткости не равным нулю, так как в силу соотношений (4.10), (2.34) следует, что $f(t)|_{t \rightarrow \infty} = C_{\infty} \cdot d^*$, где

$$C_{\infty} = C \cdot \left[1 - \int_0^{\infty} d\tau \cdot R(\tau) \right]$$

и $C_{\infty} \neq 0$. Следовательно, построенная в SAP-2000 модель РМО не может быть использована в статических расчетах, но поскольку нас интересуют динамическое поведение конструкции при воздействии конечной длительности, то на временах меньших, чем максимальное время релаксации, отсутствием конечной статической упругости у модели, составленной из ячеек Максвелла, можно пренебречь.

Проводился расчет поведения РМО под воздействием приложенных напряжений. Оценка точности приближенной модели РМО может быть сделана на основе рассмотренной выше модели с одной степенью свободы (см. рис.2.19). В этом случае можно аналитически рассчитать смещение массы M и сравнить его с расчетом, выполненным в программе SAP-2000, для предварительно построенной модели РМО. В качестве примера рассмотрим массу $M = 10^6$ кг., которая изолирована от поверхности земли РМО с суммарной толщиной резинового слоя $N \cdot h = 0.1$ м. и площадью поверхности $S = 0.25$ м² (см. рис.2.19), в качестве наполнителя опоры рассматривалась резина с параметрами:

$$G_0 = 1,76 \cdot 10^2 \text{ Тонн/м}^2, \quad G_{\infty} = 0,74 \cdot 10^2 \text{ Тонн/м}^2, \quad \alpha = -0.6, \quad \beta = 1.062,$$



где G_0 - мгновенный модуль жесткости; G_∞ - статический модуль жесткости; α, β - описывают реологические свойства резины согласно (2.34). Полагаем, что смещение поверхности фундамента $e(t)$ задается следующей зависимостью:

$$e(t) = \begin{cases} 0, & t < 0 \\ t^3 e^{-t} \cdot \cos(t), & t > 0 \end{cases}$$

Тогда смещение массы M для аналитической модели РМО определяется следующей задачей Коши (2.35)

$$\begin{cases} M \cdot \ddot{\gamma}(t) = -\left(\frac{S \cdot G_0}{N \cdot h}\right) \cdot \left[(\gamma(t) - e(t)) - \int_0^t d\tau \cdot (\gamma(\tau) - e(\tau)) \cdot R(t - \tau) \right], \\ e(t) = t^3 e^{-t} \cdot \cos(t), \quad t > 0, \quad \gamma(0) = 0, \quad \dot{\gamma}(0) = 0 \end{cases} \quad (4.12)$$

где $\left(\frac{S \cdot G_0}{N \cdot h}\right)$ - «мгновенная» жесткость РМО на сдвиг, $\gamma(t)$ - смещение массы M .

Были найдены следующие параметры $\{\alpha_i, p_i\}$ для модели РМО, состоящей из трех демпфирующих элементов:

$$\begin{aligned} \alpha_1 &= 0.037628, & \alpha_2 &= 1.83345, & \alpha_3 &= 25.4101, \\ p_1 &= 0.471758, & p_2 &= 0.288093, & p_3 &= 0.24015. \end{aligned}$$

При пересчете параметров $\{\alpha_i, p_i\}$ в параметры демпфирующих элементов $\{k_i, c_i\}$ по формуле (4.11) были получены следующие их значения:

$$\begin{aligned} k_1 &= 2.07 \cdot 10^2 \text{ Тенн/м}, & k_2 &= 1.27 \cdot 10^2 \text{ Тенн/м}, & k_3 &= 1.06 \cdot 10^2 \text{ Тонн/м}, \\ c_1 &= 55.16 \cdot 10^2 \text{ Тонн} \cdot \text{сек/м}, & c_2 &= 0.69 \cdot 10^2 \text{ Тонн} \cdot \text{сек/м}, & c_3 &= 0.041 \cdot 10^2 \text{ Тонн} \cdot \text{сек/м}. \end{aligned}$$

Они были использованы для задания модели РМО в программе SAP-2000 и дальнейшего расчета зависимости $\gamma(t)$ при помощи кода SAP-2000. Результат расчета представлен на рис.4.26, где приведена зависимость $\gamma(t)$, полученная в результате решения задачи (4.12) и рассчитанная в программе SAP-2000.

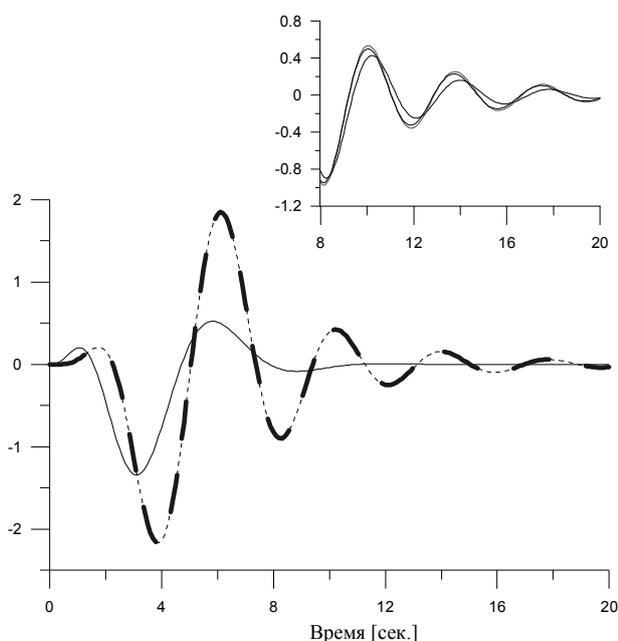


Рисунок 4.26 – Зависимость смещения массы M от времени для модели с одной степенью свободы $\gamma(t)$:

— — решение задачи (4.12); - - - - результат расчета в программе SAP-2000 с моделью РМО (рис.4.29); — смещение поверхности фундамента $e(t)$

Как видно из приведенного рис.4.26, расчет, проведенный в рамках программы SAP-2000, практически не отличается от аналитического решения. Для оценки точности модели РМО были выполнены расчеты с различным количеством демпфирующих элементов. В верхней части рис.4.26 приведены результаты расчетов для трех, четырех и пяти демпфирующих элементов. Из рисунка видно, что в области наибольших отклонений ($T < 9$ сек.) результаты для рассмотренных вариантов практически совпадают. При больших временах различие не превышает нескольких процентов, а амплитуда колебаний в этой области становится достаточно малой.

Удовлетворительное совпадение результатов расчета и моделирования указывает на адекватность модели РМО, построенной в программе SAP-2000, при этом с достаточной точностью можно ограничиться моделью, состоящей из трех демпфирующих элементов.



Использованный алгоритм аппроксимации реологических свойств резины не является единственно возможным. В некоторых случаях более удобно аппроксимировать свойства резины в частотном представлении. Рассмотрим аппроксимацию в частотном представлении на примере резины марки «28Э». Действительная и мнимая часть ядра Ю.Н. Работнова [124] в частотном представлении заданы выражениями (2.35). Аналогичное представление для модуля сдвига демпфирующего элемента, составленного из нескольких параллельных ячеек Максвелла имеет следующий вид:

$$\tilde{K}(\omega) = G_0 [\tilde{A}(\omega) + i\tilde{B}(\omega)], \quad (4.13)$$

где G_0 - мгновенный модуль сдвига, а действительная - $\tilde{A}(\omega)$ и мнимая часть - $\tilde{B}(\omega)$ аппроксимирующего ядра равны:

$$\tilde{A}(\omega) = \frac{1}{\sum_i k_i} \cdot \sum_i \frac{k_i^3}{k_i^2 + c_i^2 \omega^2}; \quad \tilde{B}(\omega) = \frac{1}{\sum_i k_i} \cdot \sum_i \frac{\omega \cdot k_i^2 c_i}{k_i^2 + c_i^2 \omega^2} \quad (4.14)$$

где k_i и c_i - эффективная жесткость и коэффициент демпфирования соответствующего элемента Максвелла. Результаты аппроксимации ядра Ю.Н. Работнова в частотном представлении приведены на рис.4.27 и 4.28 [10, 124].

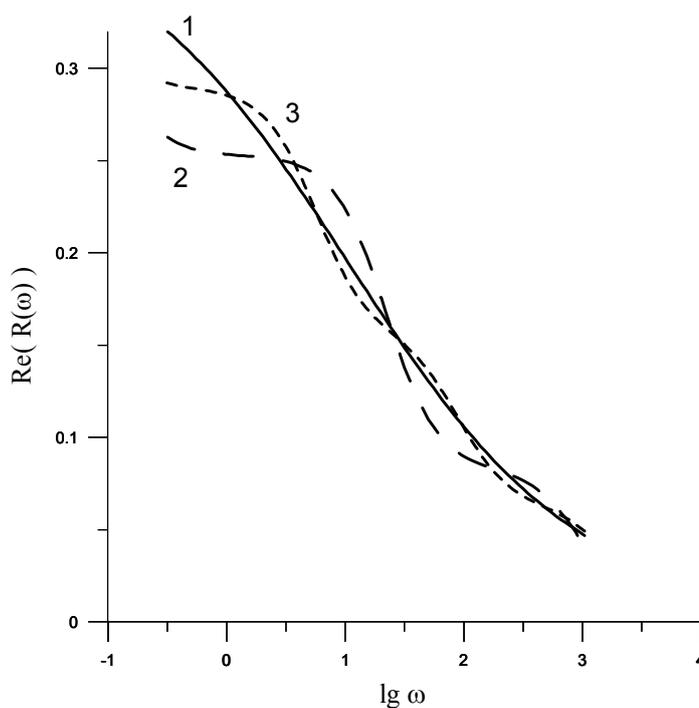


Рисунок 4.27 – Аппроксимация действительной части ядра Ю.Н. Работнова резины «28Э»: кривая 1 –ядро Ю.Н. Работнова, кривая 2 – аппроксимация тремя ячейками Максвелла, кривая 3 – аппроксимация четырьмя ячейками Максвелла

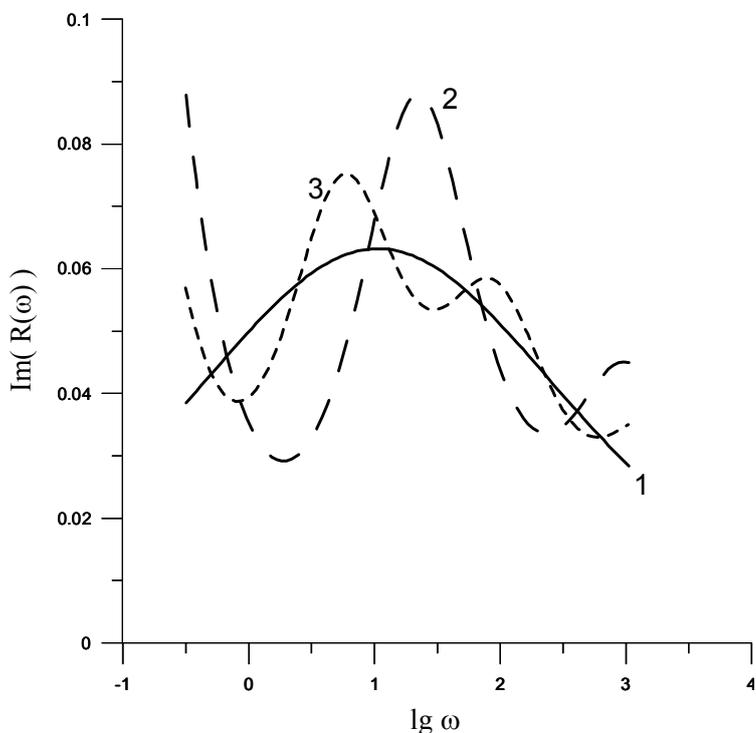


Рисунок 4.28 – Аппроксимация мнимой части ядра Ю.Н. Работнова для резины «28Э»: кривая 1 –ядро Ю.Н. Работнова, кривая 2 – аппроксимация тремя ячейками Максвелла, кривая 3 – аппроксимация четырьмя ячейками Максвелла.

Подгонка реологического ядра проводилась в диапазоне частот $-0.5 \leq \lg \omega \leq 3$. Из рисунков 4.27, 4.28 видно, что увеличение числа ячеек Максвелла существенно улучшает качество аппроксимации. Тем не менее, аппроксимация ядра Ю.Н. Работнова даже тремя ячейками Максвелла дает вполне удовлетворительные результаты, о чем свидетельствуют расчеты для реального сейсмического воздействия. Это связано с тем, что в реальных землетрясениях диапазон частот колебаний уже, чем интервал частот, использованный при подгонке.

Кроме этого, для частот реальных землетрясений действительная часть реологического ядра значительно больше мнимой части. Это дает возможность построить удовлетворительную аппроксимацию реологических свойств резины



при недостаточных экспериментальных данных. На рис.4.29 приведены результаты подгонки частотной зависимости действительной части модуля сдвига резины марки «2959» с помощью трех ячеек Максвелла.

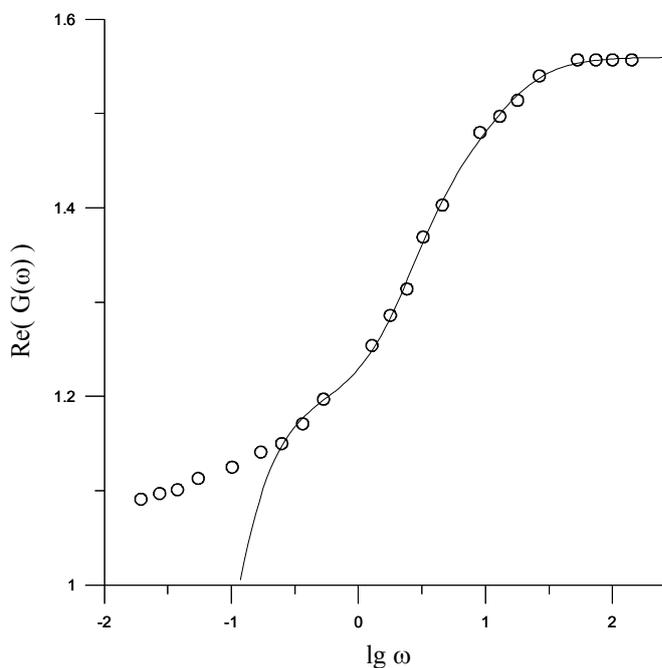


Рисунок 4.29 – Аппроксимация действительной части модуля сдвига резины марки «2959». Экспериментальные данные представлены кружками, сплошная кривая – результаты аппроксимации

Подгонка модуля сдвига для резины «2959» проводилась в диапазоне $-0.5 \leq \lg \omega \leq 2$. Из рис.4.29 следует, что трех ячеек Максвелла вполне достаточно для аппроксимации экспериментальных данных в указанном интервале частот.

Результаты аппроксимации реологических свойств резины в рамках подходов, предложенных в настоящем разделе показывают, что с достаточной точностью свойства резины могут быть описаны простой моделью демпфирующего элемента, составленного из небольшого количества ячеек Максвелла. В настоящих расчетах были использованы модели демпфирующих элементов, состоящие из трех ячеек Максвелла, что обеспечивало достаточную точность.



4.4 Расчет распределения усилий надпорной части здания при воздействии сейсмических нагрузок

Предложенная модель РМО в программе SAP-2000 позволяет промоделировать воздействие сильного землетрясения на сейсмоизолированное здание. Для демонстрации действия системы сейсмической защиты были проведены расчеты воздействия типичного для центральной Азии сильного землетрясения. Для этого была смоделирована система сейсмической защиты, состоящая из 24 РМО. В соответствии с конструкцией здания опоры располагались между фундаментом и основными несущими колоннами. В качестве элементов системы сейсмической защиты здания были выбраны РМО круглого сечения (табл.4.3 – 4.6).

Статический расчет по программе SAP-2000 показывает, что колебательные характеристики модели защищенного здания существенно отличаются от модели без РМО. Периоды собственных колебаний модели с элементами сейсмической защиты приведены в таблице 4.7 в первой строке.

Таблица 4.7 – Периоды собственных колебаний для здания с РМО

№	1	2	3	4	5	6
T [сек.]	1.99	1.98	1.83	0.27	0.26	0.16
T_{V3} [сек.]	0.460	0.423	0.280	0.144	0.125	0.112

Они существенно отличаются от периодов собственных колебаний модели без опор (вторая строка). Такое же существенное изменение претерпевают формы собственных колебаний, приведенные на рис.4.30–4.32. Нетрудно видеть, что моды собственных колебаний модели с РМО соответствуют движениям здания, почти изолированного от движений фундамента.

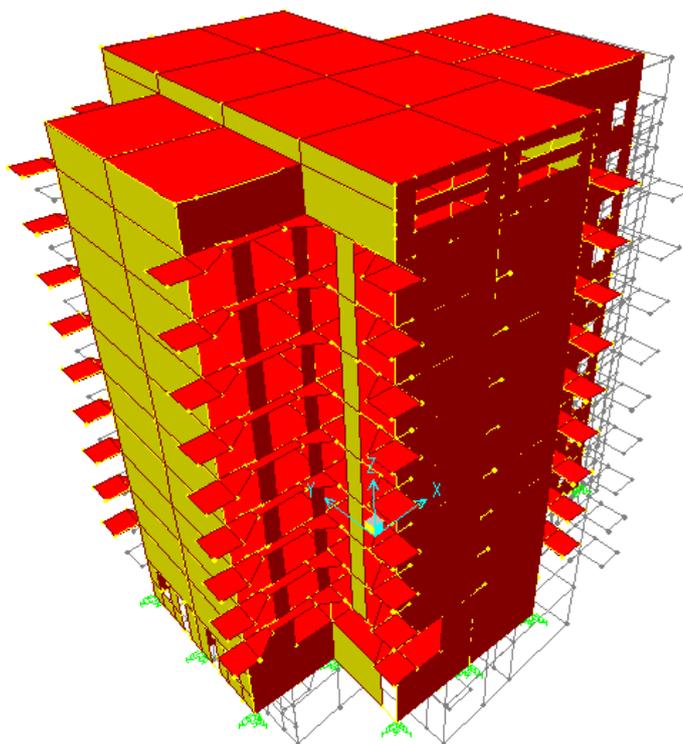


Рисунок 4.30 – Модель с РМО, первая мода собственных колебаний. $T=1.99$ сек

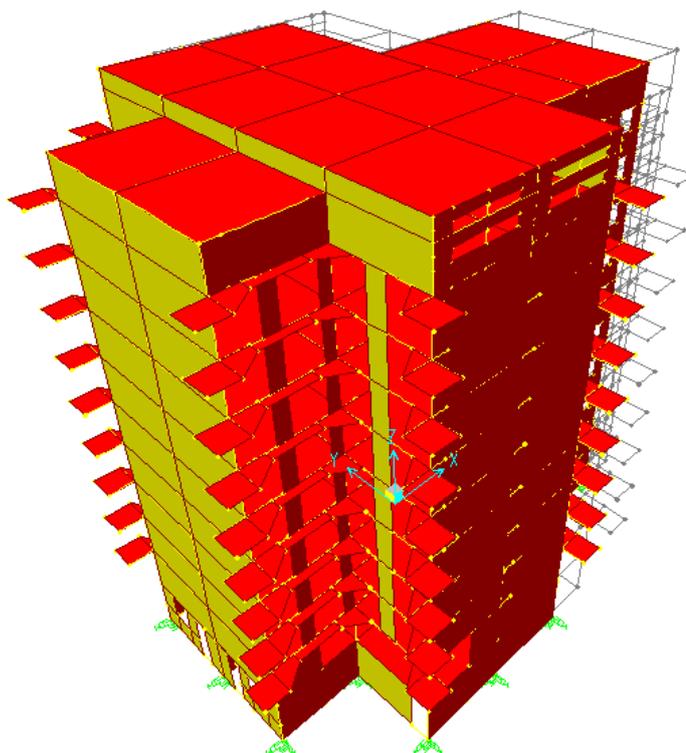


Рисунок 4.31 – Модель с РМО, вторая мода собственных колебаний. $T=1.98$ сек

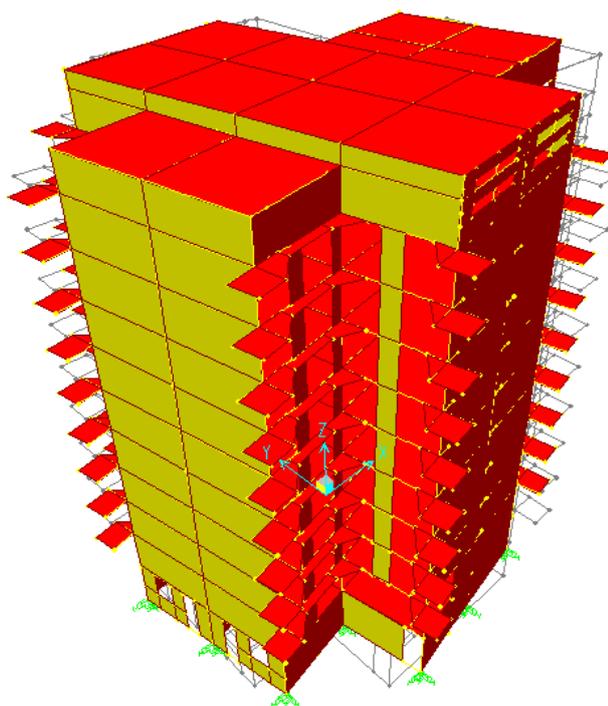


Рисунок 4.32 – Модель с РМО, третья мода собственных колебаний. $T=1.83$ сек.

Точно также, поведение моделей зданий с РМО и без них существенно различное. На рис.4.33 и 4.34 приведены временные зависимости амплитуд ускорений для одного и того же узла обеих моделей, расположенного на крыше здания.

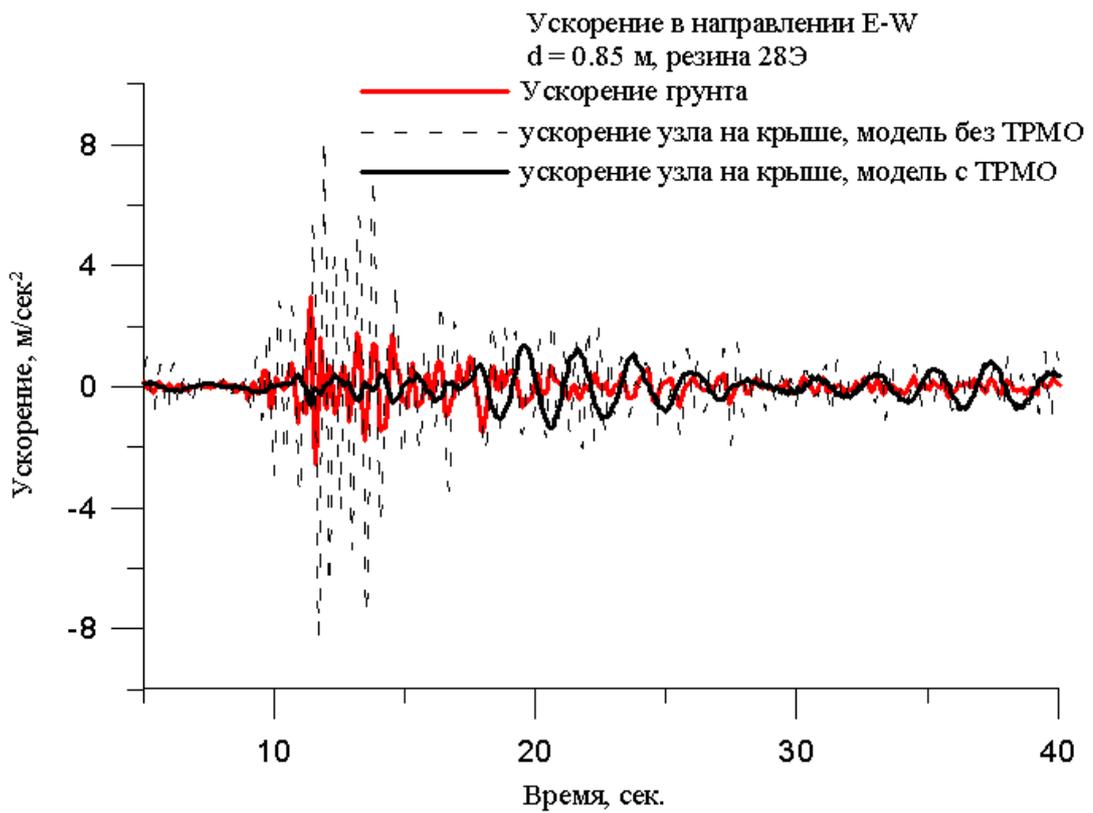


Рисунок 4.33 – Временные зависимости ускорений в направлении В-З

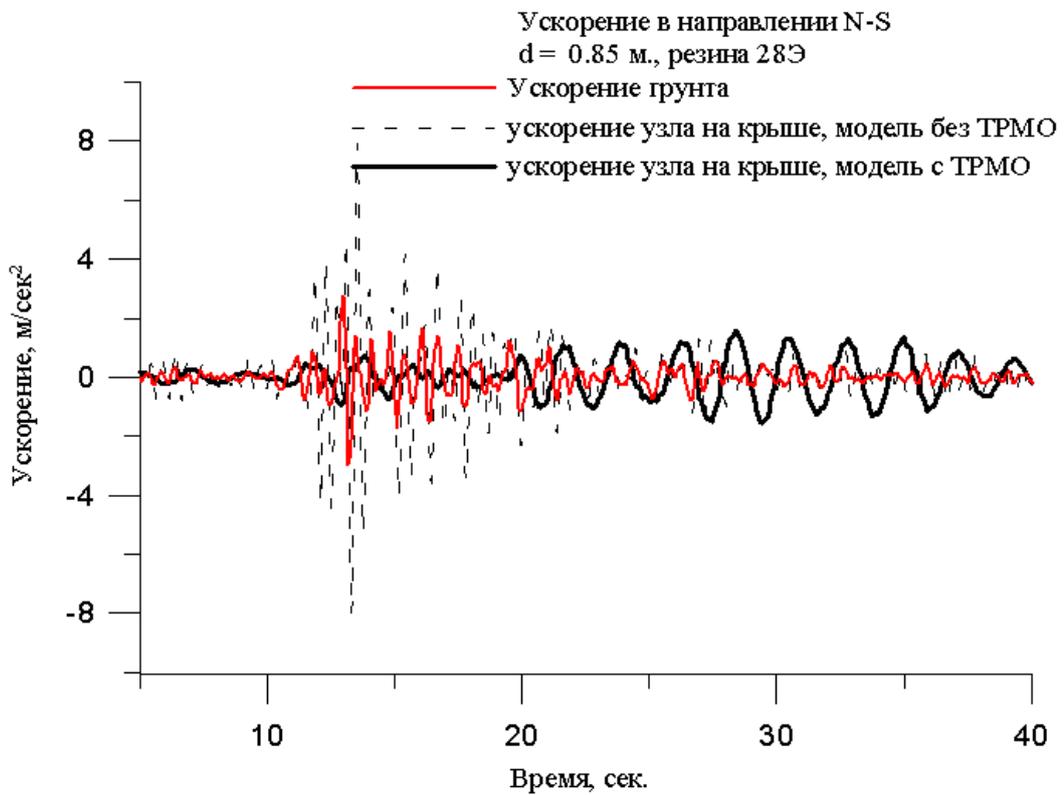


Рисунок 4.34 – Временные зависимости ускорений в направлении С-Ю



В случае здания без сейсмической защиты происходит заметное увеличение ускорений в ~ 3 раза, а для здания с РМО ускорения заметно уменьшаются в ~ 2 раза. Так, если максимальная величина ускорения грунта по оси С-Ю составляет ~ 3 м/сек², то для здания без РМО максимальная величина ускорения на крыше здания составляет $\sim 8,5$ м/сек², а для здания с РМО $\sim 1,6$ м/сек².

Наконец переходим на анализ напряженного состояния элементов здания под воздействием сейсмических нагрузок. Важной характеристикой эффективности системы сейсмозащиты является степень ослабления напряжений в элементах конструкции здания, возникающих при землетрясениях. На рисунках 4.35 и 4.36 приведены зависимости продольной силы и изгибающего момента в наиболее нагруженных элементах конструкции для двух моделей здания.

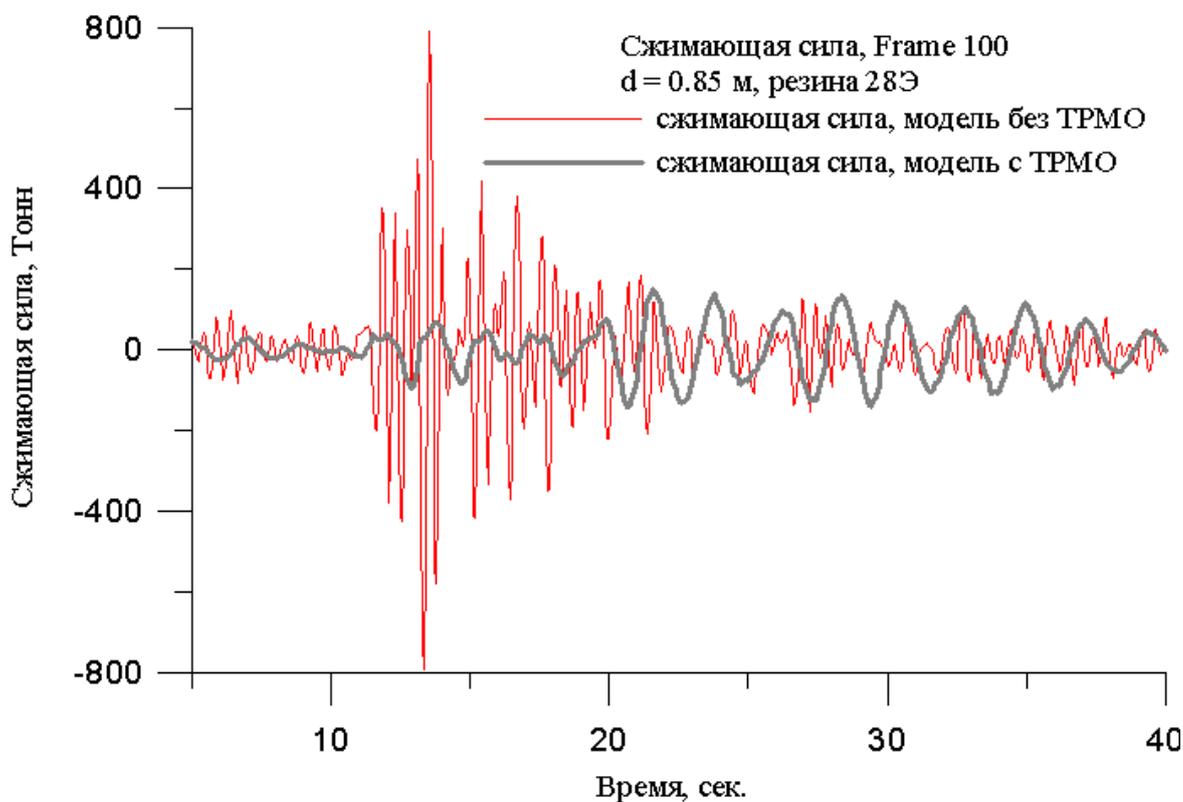


Рисунок 4.35 – Временные зависимости продольной силы для Frame 100

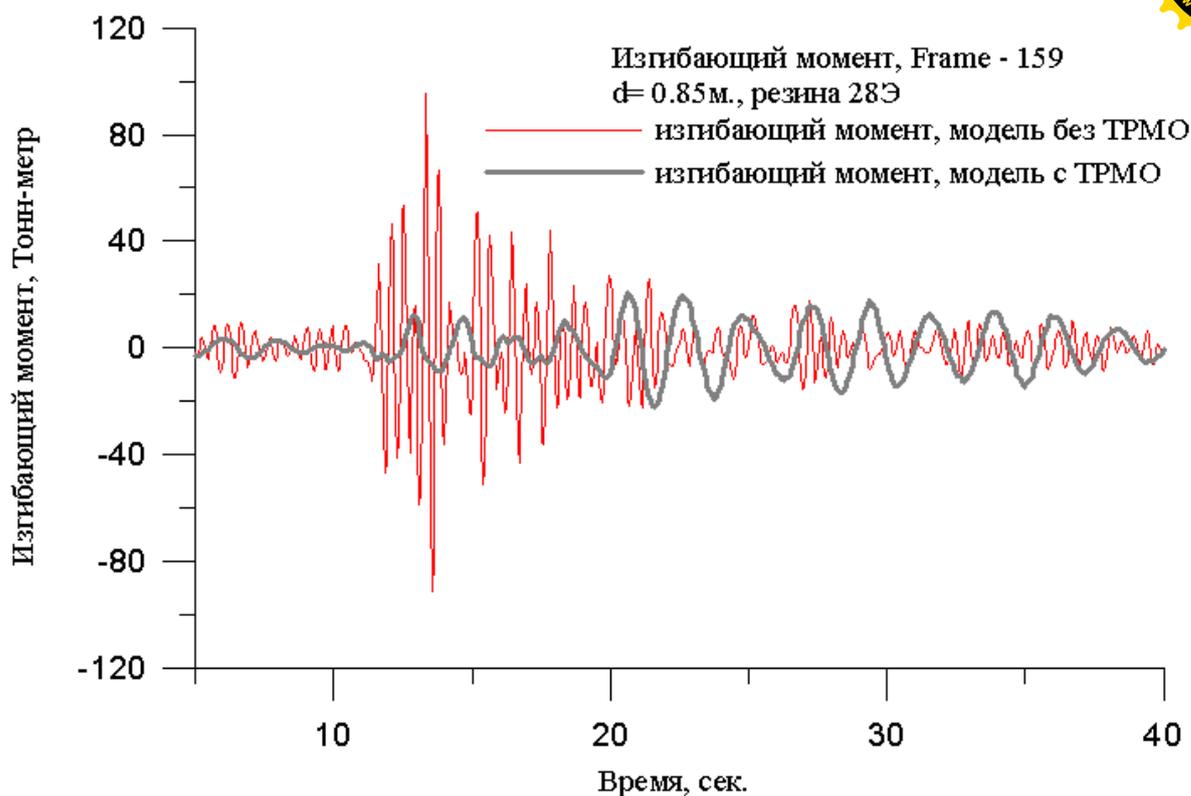


Рисунок 4.36 – Временные зависимости изгибающего момента для Frame 159

Как видно из приведенных результатов система защиты обеспечивает значительное ослабление напряжений. Так, величина продольной силы уменьшается более чем в 5 раз, а величина изгибающего момента в 4 раза. Отметим, что напряжения, возникающие в здании без защиты, являются близкими к критическим. Для защищенного здания нагрузки также достаточно велики, но не превышают допустимых нормами СНиП КР 20-03:2006 [151].

Анализ приведенных результатов для ускорений и напряжений свидетельствует об эффективности сейсмозащиты в приведенном примере. Однако из приведенных рисунков видно, что здание продолжает совершать колебания с заметной амплитудой и после действия наиболее интенсивных толчков грунта. Такой вопрос автором решен при выполнении кандидатской диссертации с выбором оптимальных параметров РМО.



4.5 Определение критического воздействия сейсмических колебаний на здание с системой сейсмоизоляции

Расчет зданий и сооружений с системами сейсмоизоляции на сейсмические воздействия выполняется на основе обработки разных типов моделей, в том числе расчетной статической модели и расчетной динамической модели. При этом выполняется расчет двух вариантов без и с системами сейсмоизоляции.

Основными параметрами системы сейсмоизоляции являются: величины массы и моментов инерции, коэффициенты жесткости и демпфирования систем сейсмоизоляции. При выборе основных параметров необходимо, чтобы динамические нагрузки, передающиеся на несущие конструкции, были снижены до уровня, при котором амплитуды колебаний конструкций не превысят значений, допускаемых требованиями строительных норм СН КР 20-02:2018.

При проектировании систем сейсмоизоляции предусматривается расположение сейсмоизоляторов с учетом влияния на частоты собственных колебаний изолируемого здания или сооружения. Удаление сейсмоизоляторов в любом направлении от центра масс изолируемого здания или сооружения повышает, а приближение их к центру масс понижает эти частоты.

При расчетном моделировании, системы сейсмоизоляции могут быть введены как отдельный элемент с соответствующими геометрическими и жесткостными параметрами.

Расчет зданий с системами сейсмоизоляции должен быть выполнен на сейсмическое воздействие по временному разложению с использованием оцифрованных записей землетрясений расчетной интенсивности.

Изоляционные системы должны быть рассчитаны и запроектированы с учетом нормативных перемещений D_D от минимального продольного сейсмического воздействия по формуле



$$D_D = \frac{\left(\frac{g}{4\pi^2}\right) C_V T_D}{B_D}, \quad (4.27)$$

где C_V - коэффициент сейсмичности (табл.4.8); T_D - период колебания при нормативном перемещении в рассматриваемом направлении; B_D - коэффициент демпфирования при расчетном перемещении (табл.4.9).

Таблица 4.8 – Значение коэффициента сейсмичности C_V

Тип грунта	сейсмичность C_V		
	7	8	9
Твердая порода; скорость поперечной волны $V_s > 1500 м/с$	0,12	0,16	0,51
Скалистый грунт; $760 м/с < V_s \leq 1500 м/с$	0,15	0,20	0,48
$350 м/с < V_s \leq 760 м/с$; $S_u = 100 kPa$; $N > 50$	0,25	0,32	0,56
$180 м/с < V_s \leq 350 м/с$; $50 kPa < S_u \leq 100 kPa$; $15 < N \leq 50$	0,32	0,40	0,64
Другие	0,50	0,64	0,96

Таблица 4.9 – Значение коэффициента демпфирования

Демпфирование, предельное значение в %	Коэффициент B_D или B_M
≤ 2	0,8
5	1,0
10	1,2
20	1,5
30	1,7
40	1,9
≥ 50	2,0

Эффективным периодом колебаний при нормативном перемещении будет



$$T_D = 2\pi \sqrt{\frac{W}{k_{D\min} g}}, \quad (4.28)$$

где W - постоянная масса здания или сооружения, приложенная над системой сейсмоизоляции; $k_{D\min}$ - минимальная эффективная жесткость системы сейсмоизоляции при нормативном перемещении в рассматриваемом горизонтальном направлении.

При критическом воздействии сейсмических колебаний в двух и более горизонтальных направлениях максимальное перемещение системы сейсмоизоляции должны быть не более

$$D_M = \frac{\left(\frac{g}{4\pi^2}\right) C_V T_M}{B_M}, \quad (4.29)$$

где T_M - период колебания при максимальном перемещении в рассматриваемом направлении; B_M - коэффициент демпфирования при максимальном перемещении;

а период колебаний

$$T_D = 2\pi \sqrt{\frac{W}{k_{M\min} g}}, \quad (4.30)$$

где $k_{M\min}$ - минимальная эффективная жесткость системы сейсмоизоляции при максимальном перемещении в рассматриваемом горизонтальном направлении.

Суммарные нормативное D_{TD} и максимальное D_{TM} перемещения должны превышать не менее чем в 1,1 раза значения, полученные по нижеприведенным формулам:

$$D_{TD} = D_D \left[1 + y \frac{12e}{b^2 + d^2} \right]; \quad (4.31)$$

$$D_{TM} = D_M \left[1 + y \frac{12e}{b^2 + d^2} \right], \quad (4.32)$$

где b - размер короткой стороны здания или сооружения в плане; d - размер длинной стороны здания или сооружения в плане; y - расстояние между



центром жесткости системы сейсмоизоляции и интересующим элементом измеренное перпендикулярно к рассматриваемому направлению сейсмической силы; e - фактическая эксцентricность, измеренная в плане между центром масс здания или сооружения над системой сейсмоизоляции и центром жесткости системы сейсмоизоляции, плюс неучтенный эксцентricитет, равный 5% максимального перемещения здания перпендикулярно к рассматриваемому направлению воздействия.

Заключение по главе 4

1. Впервые установлена возможность получения записей собственных колебаний существующих зданий и по методу Бринкера Р. вычислены основные динамические параметры, при котором выявлено, что низкие частоты соответствуют изгибу и режиму крутильных колебаний, и причина отклонения зависела от симметрии расположения лестниц и самонесущих стен.
2. Идентифицированием спектральных записей датчиков, прикрепленных на 12-этажном здании установлено, что при максимальной частоте 8,3 Гц спектры определялись в виде напряжения, а по вертикали увеличивалась реакция элементов и волна заметно распространялась в конструкциях по высоте здания. Первые вращательные колебания зафиксированы при частоте 2,24 Гц.
3. В рамках разработанной математической модели здания с РМО установлены критерии эффективности сейсмозащиты: - собственная частота здания должна быть меньше критической; - основная часть частотного спектра смещений грунта $e(\omega)$ при землетрясениях в площадке строительства содержит частоты большие, чем частота собственных колебаний ω_0 ; - резина должна быть с меньшим мгновенным модулем сдвига G_0 ; - реологический параметр резины β должен быть $\beta < 1$.



4. На основе расчета каркасного здания без сейсмической защиты установлено увеличение ускорений в ~ 3 раза, а для здания с РМО ускорения уменьшаются в ~ 2 раза. Если максимальная величина ускорения грунта составляет ~ 3 м/сек², то для здания без РМО максимальная величина ускорения на крыше здания составляет $\sim 8,5$ м/сек², а для здания с РМО $\sim 1,6$ м/сек².
5. Установлено обеспечение значительного ослабления напряжений в конструкциях сейсмоизолированного здания. Величина продольной силы уменьшается более чем в 5 раз, а величина изгибающего момента в 4 раза. Следует отметить, что напряжения, возникающие в здании без защиты, являются близкими к критическим, а в сейсмоизолированном здании нагрузки не превышают допустимых нормами СНиП КР 20-03:2006.
6. Установлены основные зависимости определения нормативных перемещений, эффективного периода колебаний, величины критических сейсмических сил на сейсмоизолированное здание и внедрены в строительные нормы и правила СНиП КР 20-03:2006.

ГЛАВА 5 ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНО-ТЕОРЕТИЧЕСКИЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ЗДАНИЯ И ИСПЫТАТЕЛЬНОЙ ПЛАТФОРМЫ НА СЕЙСМИЧЕСКИЕ ВОЗДЕЙСТВИЯ

5.1 Экспериментальные исследования макета здания с резинометаллическими опорами

Изучение поведения надпорной части макета здания с резинометаллическими опорами (РМО) при воздействии вибрации проведено на лабораторном вибростенде КГТУ им. И. Раззакова [10]. Частота и амплитуда колебаний осуществлялось при различных оборотах двигателей, которые подключены к вибростенду. Было установлено 6 датчиков на разных уровнях: на столешнице; на 3, 6 и 9 уровнях перекрытий; на вертикальных элементах 2 и 5 этажей (рис.5.1). Методика проведения экспериментальной работы воздействия вибрации на резинометаллические элементы приведена в главе 2.

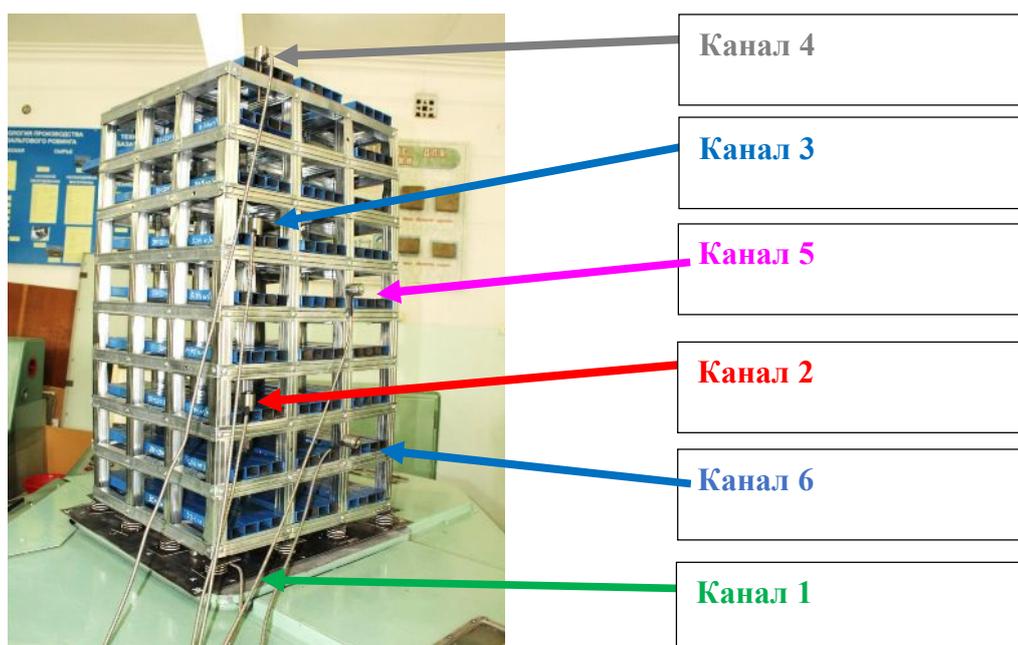


Рисунок 5.1 – Схема подключения датчиков

Установленный на компьютере специальное программное обеспечение Vibroscope позволил получить сигнал от преобразователей вибраций. Записи колебаний в реальном времени осуществлялись по двухкомпонентным в осях X-Y, Y-Z, X-Z и однокомпонентным направлениям по осям X и Y. По некоторым из записей в осях X-Y, X-Z (рис.5.2) и по X (рис.5.3) можно сделать вывод о смещениях этажей.

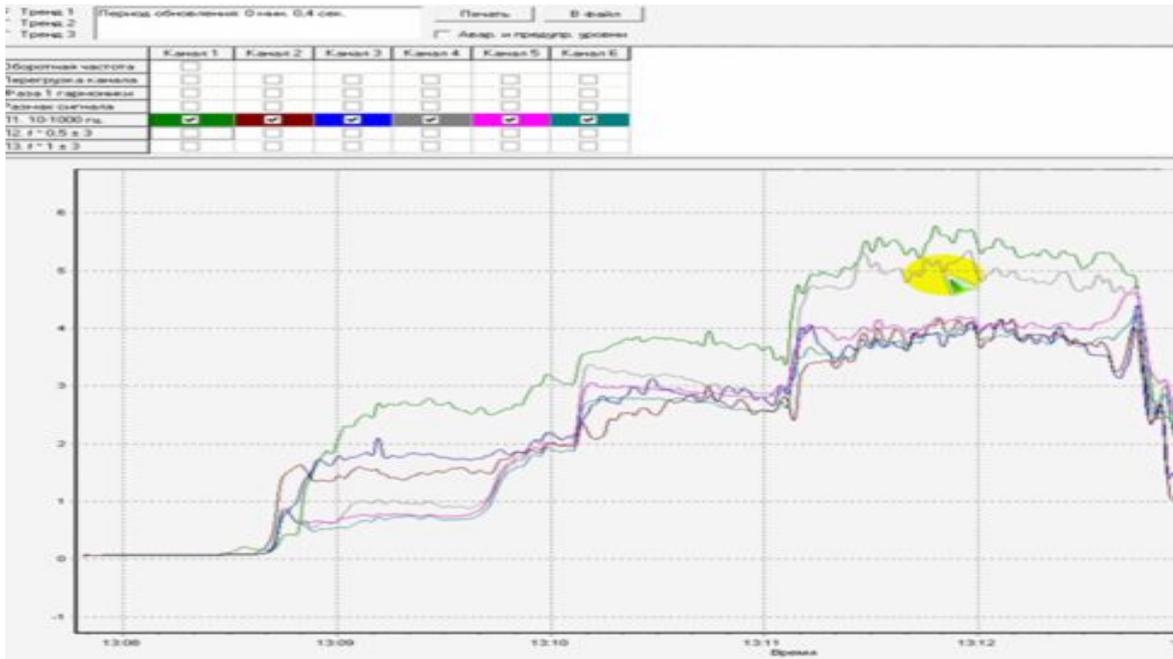


Рисунок 5.2 – Вибрация по осям X-Y

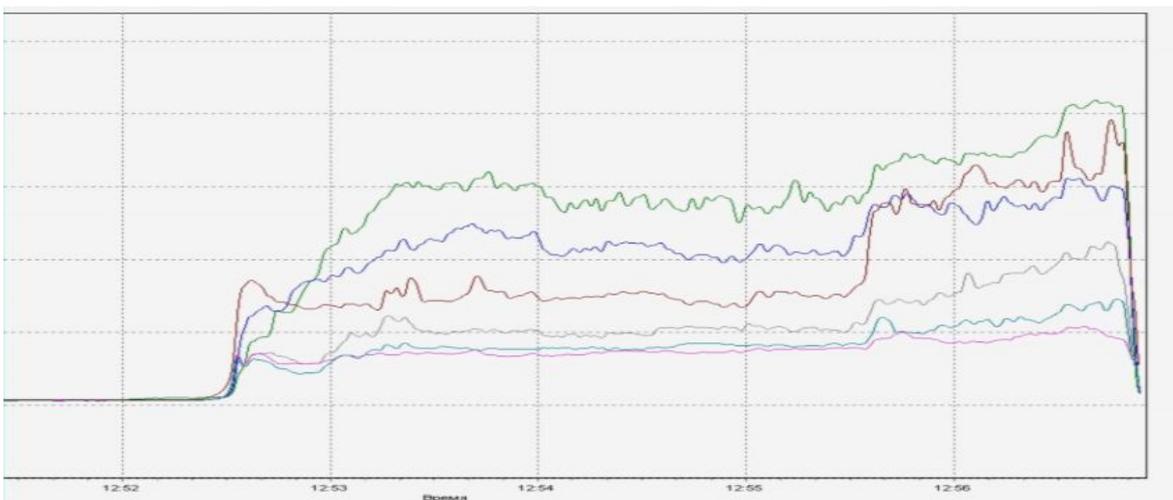


Рисунок 5.3 – По оси X, частота на вибростенде 35 Гц



Перемещения в уровне столешницы и верхних этажей отличались зависимости от силы воздействия. Распределение волны от вибрационных воздействий равномерно передавалось надпорную часть и смещения 3, 6 и 9 уровней составляли в пределах 2-3 мм из-за жесткой конструктивной системы макета здания. Записи колебаний показали, что эластомерные свойства резинометаллических опор снижают колебаний на 0,15g, что соответствует интенсивности 1-2 балла.

Проведенные исследования показывают правомерность математической модели, где распределение усилий в конструкциях снижаются на ускорения равной 0,12-0,23g. Предложенные уравнений расчета критических перемещений и периодов колебаний сейсмоизолирующих элементов и распространение усилий колебаний на надпорную часть здания соответствуют горизонтальному перекосу этажей. Надпорная часть здания перемещается в виде жесткой системы на 2-3мм.

Для масштабных исследований и практического применения амортизирующих устройств, т.е. резинометаллических опор в виде сейсмоизолирующих опор требуется проводить дополнительных испытаний.

5.2 Экспериментальные исследования платформы на интенсивные и крутильные колебания

По описанию методики в главе 2, динамические испытания включали 5 этапов. В настоящем разделе приводится анализ результатов испытаний и записей колебаний по 3 этапам на

1. Поступательное интенсивное воздействие вибромашины без грузов-дебалансов;
2. Поступательное интенсивное воздействие вибромашины с 6 грузами-дебалансами на каждый рычаг 0,46т;
3. Интенсивное воздействие вибромашины с полным нагружением на 1,23т;

Динамические испытания платформы ГИССиИП Госстроя проводились с помощью вибромашины типа В-2, являющейся единственной созданной и в рабочем состоянии машиной в Кыргызской Республике для экспериментального изучения сейсмостойкости натуральных зданий и сооружений.

Железобетонная платформа весом 69,0т опирается с четырех сторон на шаровых опорах и имеет зазоры между фундаментной и надпорной частью. Вибромашина В-2 весом более 3,0т жестко установлена на покрытии платформы. Экспериментальные исследования проводились в разных условиях загрузки вибромашины: без доборов (1 этап); по 6 дебалансов 0,46т (2 этап); полным нагружением дебалансов 1,23т (3 этап).

Двухкомпонентные датчики-акселерометры устанавливались с жестким защемлением на поверхности платформы в двух углах по диагонали (рис.5.4).

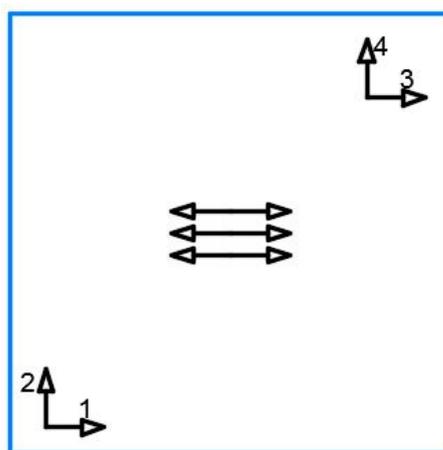


Рисунок 5.4 – Схема расположения акселерометров (датчиков) на всех этапах испытания

Инструментальные записи горизонтальных ускорений и перемещений платформы анализировались при его наиболее интенсивных колебаниях на 1 этапе испытаний без груза в период между 83-92, 128-137 и 137-146 секундах времени по данным записей датчиков-акселерометров 1 и 3 (рис5.5 и 5.6).

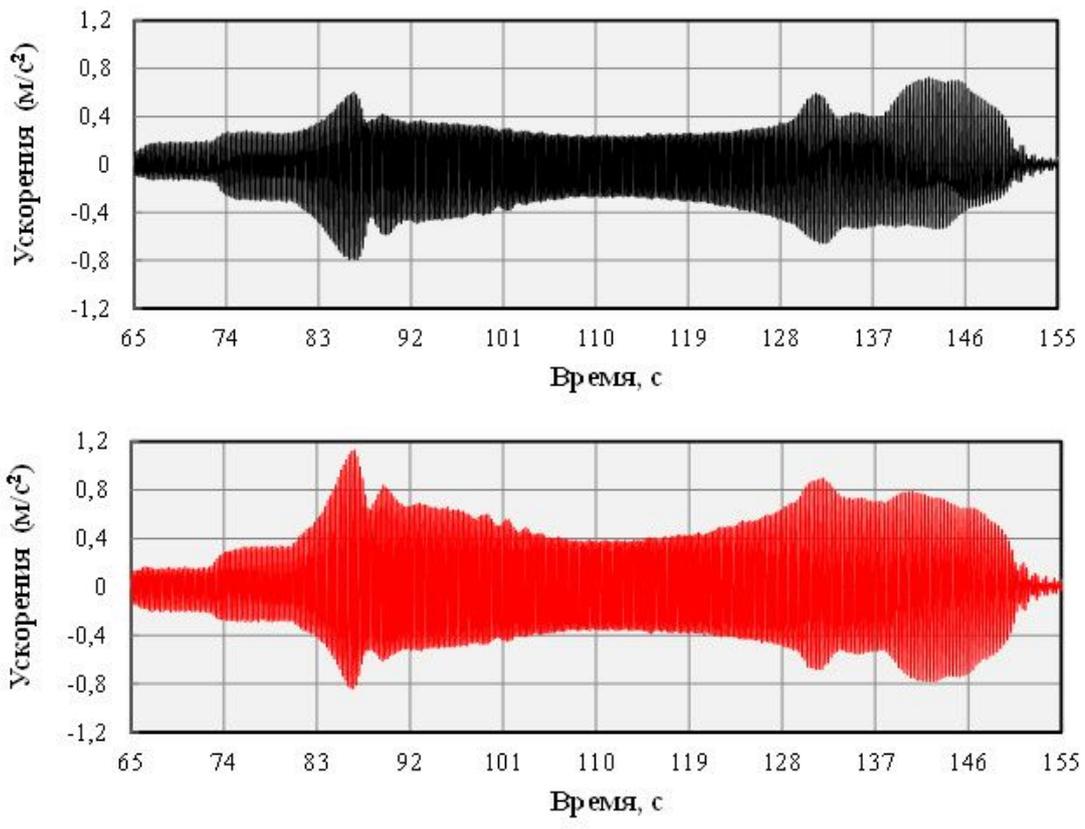


Рисунок 5.5 – Инструментальные записи ускорений в уровне покрытия платформы по направлению воздействия колебаний, по датчикам 1 и 3

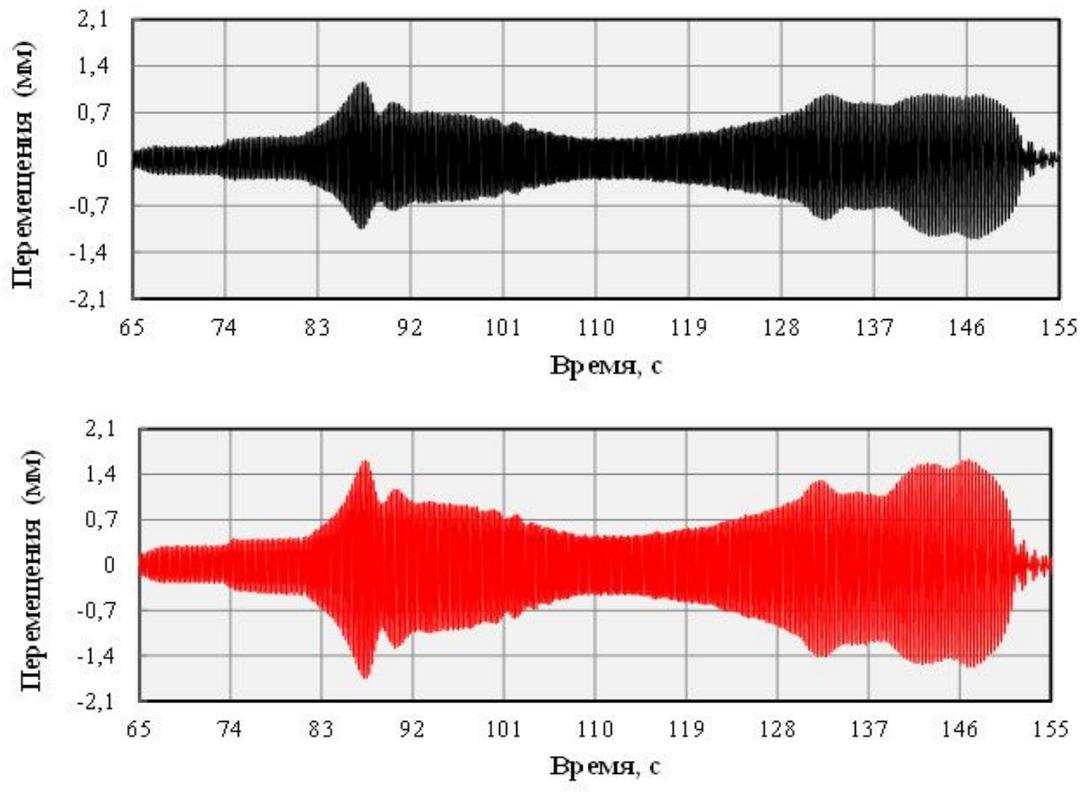


Рисунок 5.6 – Инструментальные записи перемещений в уровне покрытия платформы по направлению воздействия колебаний, по датчикам 1 и 3

Для общего представления о поведении объекта в процессе вибрационных воздействий на 1 этапе испытаний были построены формы его деформирования с максимальными амплитудами выбрана определенное время между 86-87 секундами в виде эюры, в диапазоне которого зафиксирован максимальный период равный 0,26с.

Построение эюры деформирования объекта осуществлялось с помощью выбора значений смещения датчиков в определенный период времени 86,12-86,6496с. При этом записи колебаний осуществлялись вибромашиной без груза. Инструментальные цифровые записи перемещений характерных точек объекта получалось в качестве исходных данных. Некоторые из этих эюр, характеризуют деформированное состояние платформы при периоде 0,26с, полученные датчиками 1 и 2 (рис.5.7) и датчиками 3 и 4 (рис.5.8).

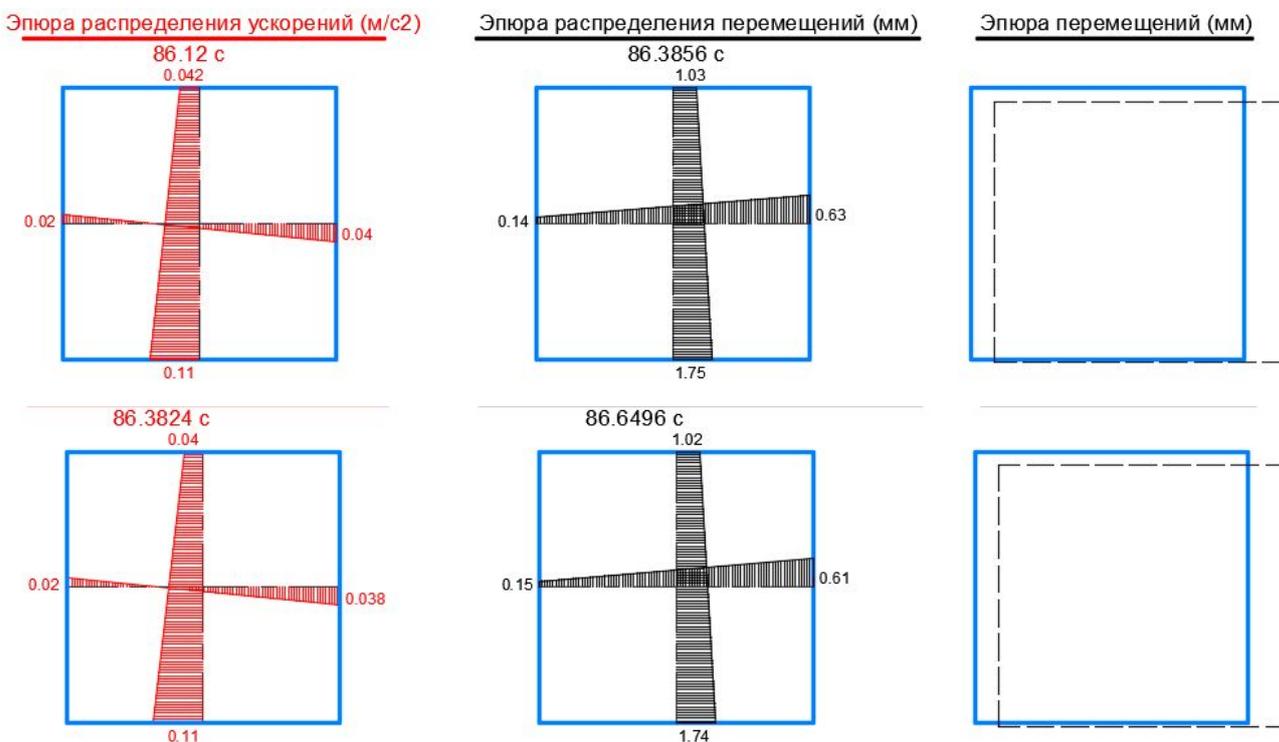


Рисунок 5.7 – Эюры распределения ускорений (м/с²), перемещений (мм) платформы на I этапе испытаний при периоде колебаний 0.26 сек без груза вибромашины по датчикам 1 и 2

Эпюры распределения ускорений и перемещений составлены схематичном виде на прямоугольной форме платформы. Эпюры перемещений доказывает смещение платформы в знакопеременном направлении. На рис.5.7 по эпюре перемещений видно, как платформа смещена в правую сторону, тогда как на рис.5.8 видно смещение в обратную сторону. Здесь нужно отметить, что циклическое воздействие вибромашины передает равномерную нагрузку на платформу и видно знакопеременное горизонтальное колебание.

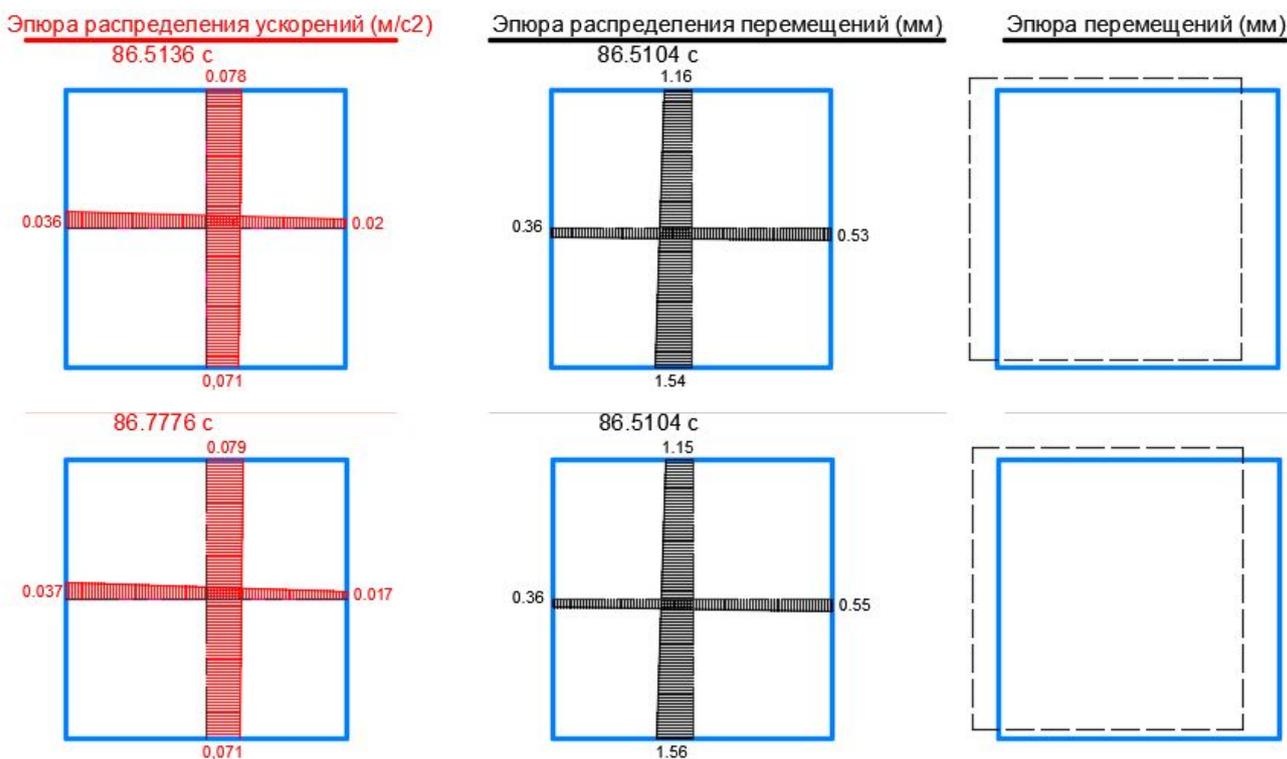


Рисунок 5.8 – Эпюры распределения ускорений (м/с²), перемещений (мм) платформы на этапе испытаний I при периодах колебаний 0.26 сек. платформы без груза по датчикам 3 и 4

Сейсмическое воздействие в ускорениях можно получить максимально до 0,079g, который в соответствии со «Шкалой соответствия интенсивности землетрясения в баллах и пиковых ускорениях в скальных грунтах» по СН КР 20-02:2018 менее 0,2g и соответствует интенсивности до 7 баллов [156]. В соответствии старых 2009 года и ранее норм, значение ускорения до 0,1g также считалось равным 7 баллам интенсивности землетрясений по шкале MSK-64.

Теперь следует проверить насколько влияет деформации последовательное загрузку вибромашины весами-доборами в виде дебалансов.

Во 2 этапе испытаний, чтобы получить реальную картину смещения платформы, вибромашина загружена частично, то есть по 6 дебалансов на рычаг, итого на каждый вал 24 дебалансов равный 0,46т.

Инструментальные записи ускорений и перемещений платформы при его наиболее интенсивных колебаниях вибромашины на этапе испытания с частичным грузом 0,46т (рис.5.9 и 5.10).

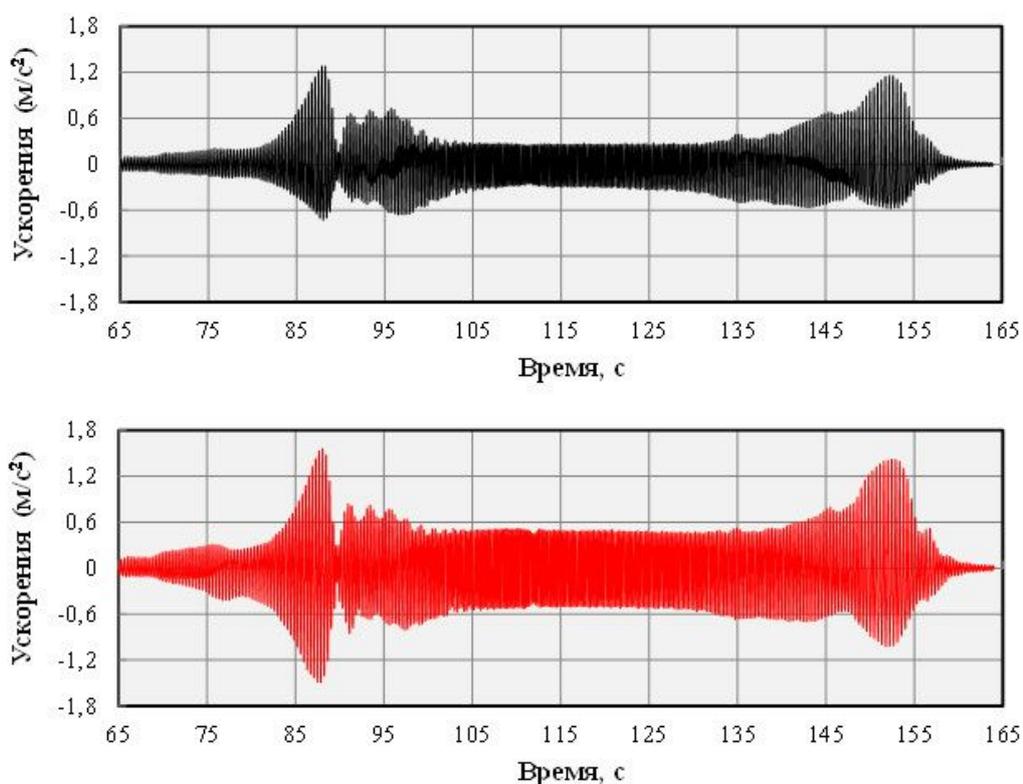


Рисунок 5.9 – Инструментальные записи ускорений в уровне покрытия платформы по направлению воздействия вибромашины с грузом 0,46т, по датчикам 1 и 3

Поведение платформы в процессе вибрационных воздействий вибромашины с частичным загрузкой были построены эпюры ее деформирования в определенное время 87,8896-88,4752с, в пределах которого выбран период колебания 0,34с.

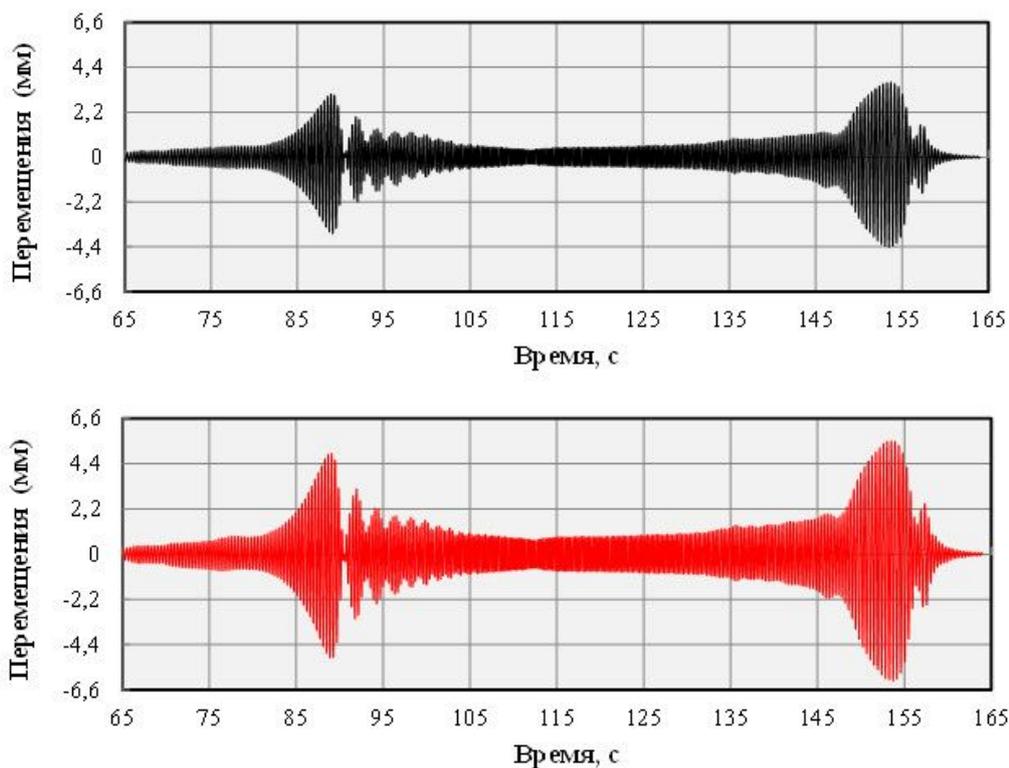


Рисунок 5.10 – Инструментальные записи перемещений в уровне покрытия платформы по направлению воздействия вибромашины с грузом 0,46т, по датчикам 1 и 3

В некоторых эпюрах, характеризующие деформированное состояние платформы при периоде 0,34с, полученные датчиками 1 и 2, видны значения ускорений от 0,0249g до 0,15g в продольном и от 0,0 до 0,085g в поперечном направлениях (рис.5.11 и 5.12). Значения перемещений видны в пределах от 3,1мм до 5,05мм в продольном и от 0,7мм до 1,96мм в поперечном направлении.

Таким образом, эпюры распределения значений ускорений и перемещений доказывают появление крутящего воздействия сейсмических колебаний. На рисунок 5.11 по эпюре перемещений видно, как платформа кручением сдвигается в правую форму, тогда как на рисунок 5.12 видно смещение в обратную сторону. Перемещение составляет от 3,1 до 3,77мм, а ускорение 0,49-0,13g.

Эпюра распределения ускорений (м/с²)

Эпюра распределения перемещений (мм)

Эпюра перемещений (мм)

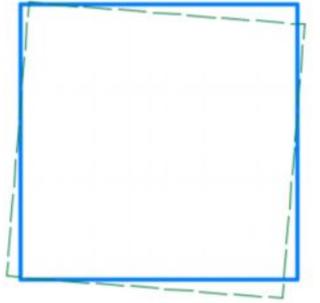
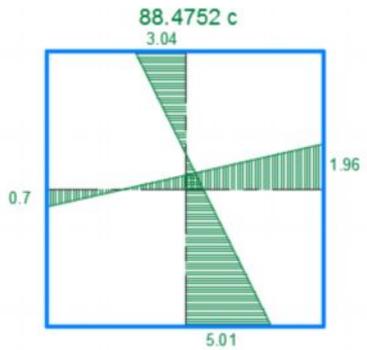
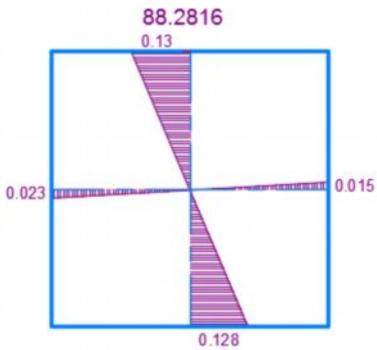
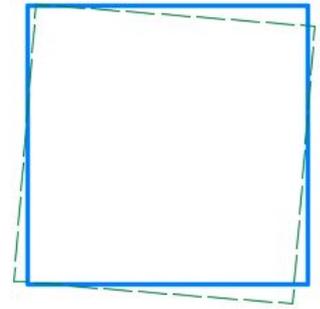
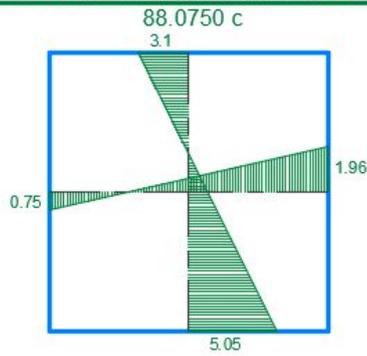
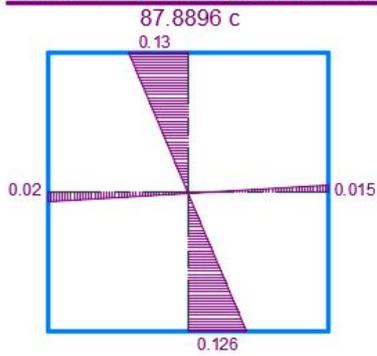


Рисунок 5.11 – Эпюры распределения ускорений (м/с²), перемещений (мм) платформы с 6 доборными грузами-дебалансами навешенными на рычаги вибраторов в пределах периода $T=0.34$ сек, данные датчиков 1 и 2

Эпюра распределения ускорений (м/с²)

Эпюра распределения перемещений (мм)

Эпюра перемещений (мм)

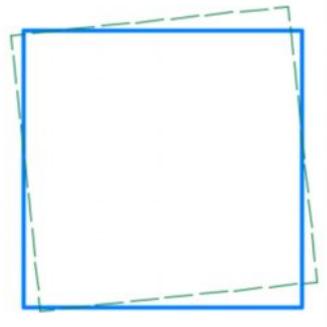
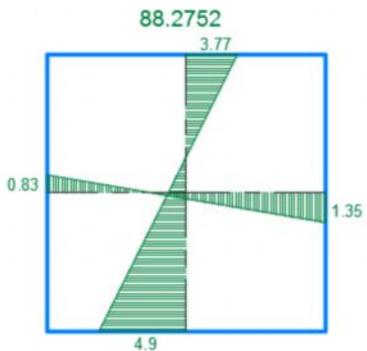
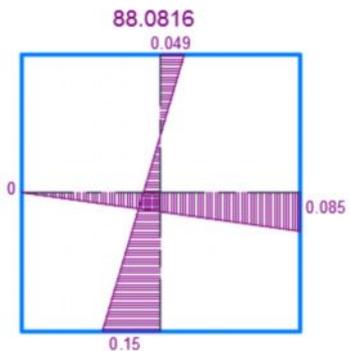
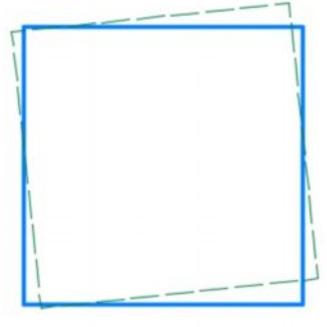
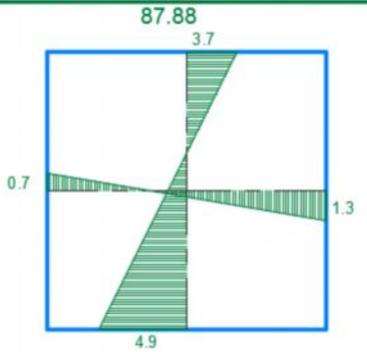
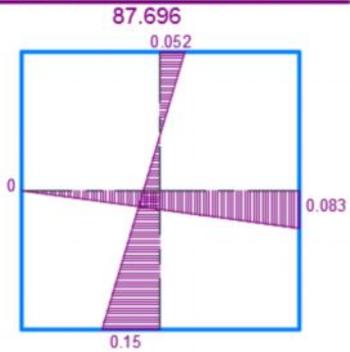


Рисунок 5.12 – Эпюры распределения ускорений (м/с²), перемещений (мм) платформы с 6 доборными грузами-дебалансами навешенными на рычаги вибраторов в пределах периода $T=0.34$ сек, данные датчиков 3 и 4



Установлено крутящее воздействие от циклических колебаний вибромашины при частичном загрузении рычагов равной 0,46т. На максимальное перемещение 3,77мм и максимальное ускорение 0,49g.

На записях видны колебания с максимальной амплитудой в период 148-150 секундах времени в обратном частотном воздействии вибромашины. Принимаем эти записи приблизительно равными исследованным записям и эпюрам распределений ускорений и перемещений при деформировании платформы.

Крутящие усилия на платформу начинается передавать от циклического воздействия вибромашины с частичным загрузением 0,46т.

На 3 этапе испытаний с полным загрузением вибромашины дебалансами с общим весом 1,23т можно увидеть крутильное поведения платформы.

Ускорения и перемещения в уровне покрытия платформы по направлению воздействия вибромашины с полным загрузением инструментально записывались датчиками 1 и 3 в продольном направлении, 2 и 4 в поперечном направлении (рис.5.13 и 5.14). Запись осуществлялось в течении всего периода воздействия вибромашины более 300 секунд, в которой видны 4-5 раза повышения максимальных амплитуд ускорений и перемещений, а также резонансные колебания.

Поведение платформы в процессе вибрационных воздействий вибромашиной с полным загрузением были построены эпюры ее крутильного поведения в диапазонах времени 69,056-70,1824с и 70,7456-69,6064с (рисунки 5.15 и 5.16). Значения ускорений и перемещений получены показаниями датчиков 1 и 2, а также 3 и 4 при максимальном периоде 1,12с в выбранных диапазонах времени,

В нарисованных эпюрах зафиксированы ускорения от 0,0 до 0,2g в продольном и 0,03-0,14g в поперечном направлениях. Перемещения получены 21,3 до 31,9мм в продольном и 1,4 до 14,7мм в поперечном направлении.

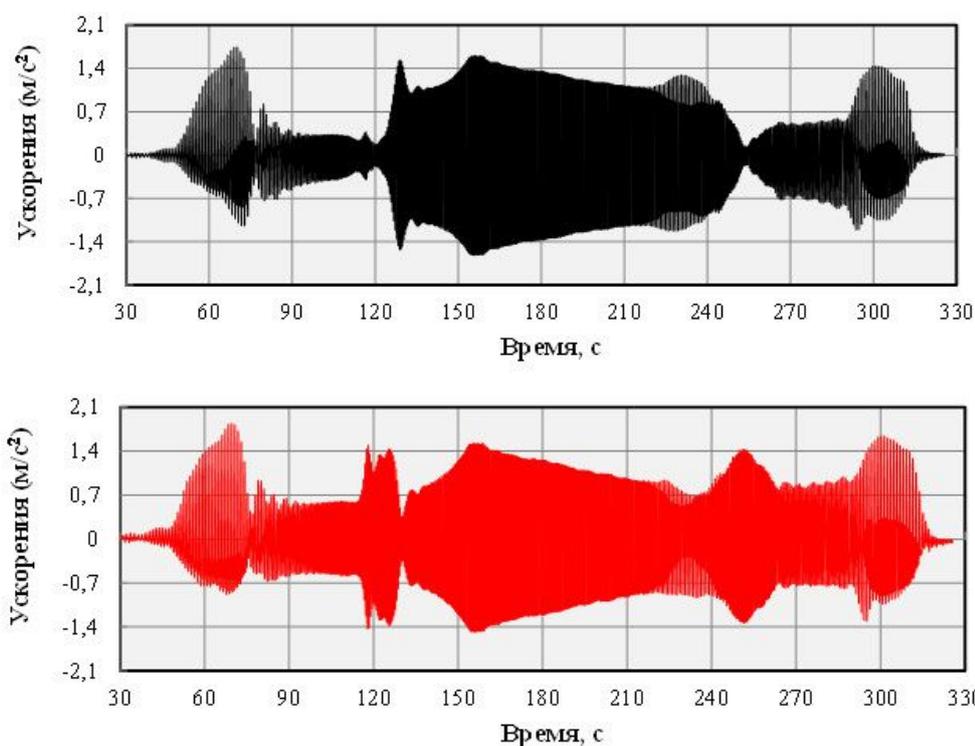


Рисунок 5.13 – Инструментальные записи ускорений в уровне покрытия платформы по направлению воздействия вибромашины с полным грузом, показания датчиков 1 и 3

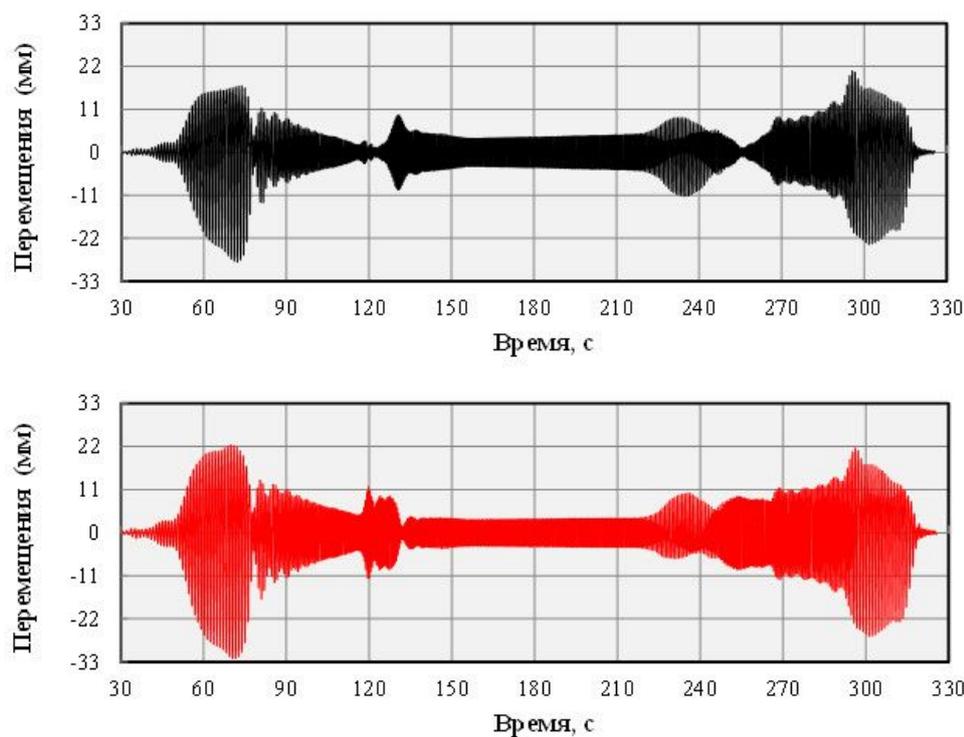


Рисунок 5.14 – Инструментальные записи перемещений в уровне покрытия платформы по направлению воздействия вибромашины с полным грузом, показания датчиков 1 и 3

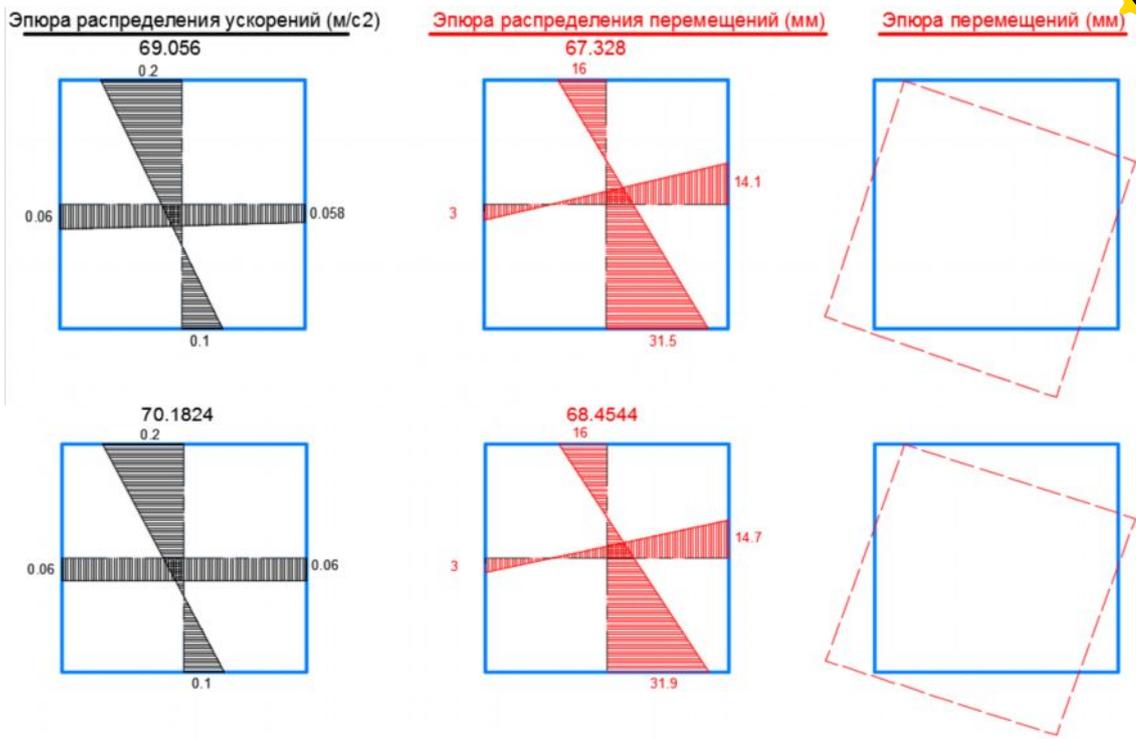


Рисунок 5.15 – Эпюра распределения ускорений (м/с²), перемещений (мм) платформы при испытании вибромашинной с полным нагружением, период $T=1.12$ сек, показания датчиков 1 и 2 в диапазоне времени 69,056-70,1824с

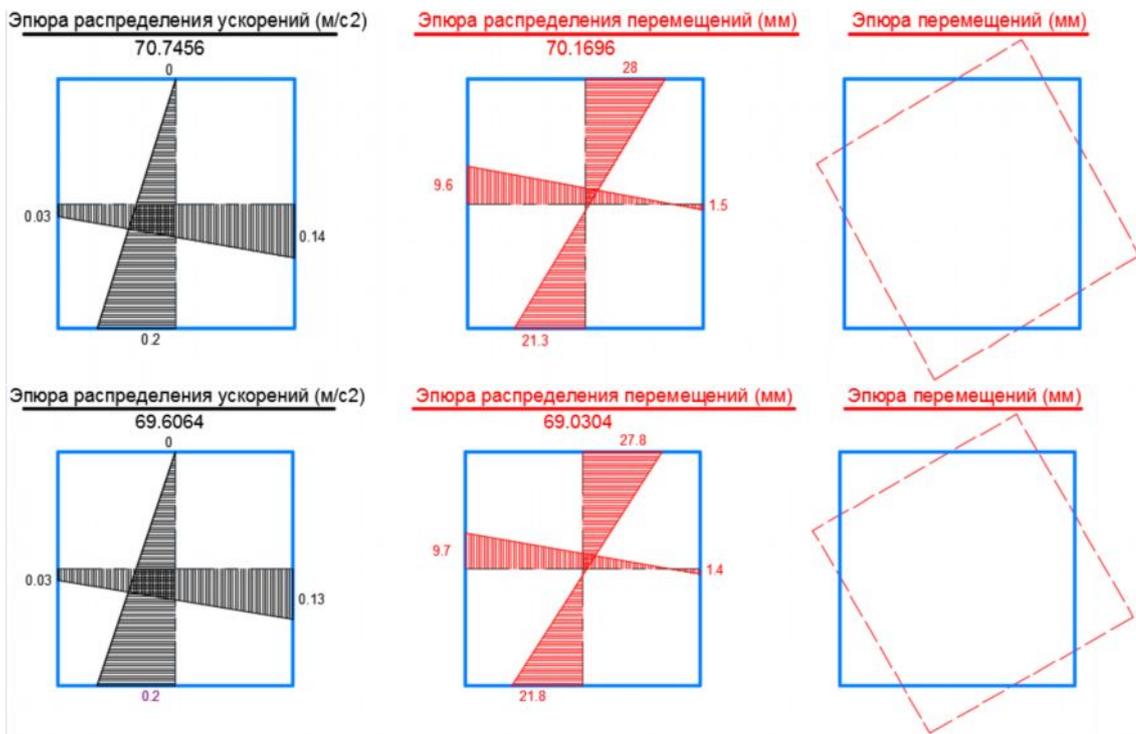


Рис5.16 Эпюра распределения ускорений (м/с²), перемещений (мм) платформы при испытании вибромашинной полным нагружением, период $T=1.12$ сек, показания датчиков 3 и 4 в диапазоне времени 70,7456-69,6064с



Эпюры распределения ускорений и перемещений доказывают появление крутящего воздействия сейсмических колебаний. На рис.5.15 по эпюре перемещений видно, как платформа кручением сдвигается в правую форму, тогда как на рис.5.16 видно смещение в обратную сторону. Максимальное перемещение составляет от 31,9мм, и максимальное ускорение 0,2g.

Такие же записи можно анализировать в диапазонах времени между 125-127с, 152-155с, 299-302секундах и других периодах. Но результаты показали возможность проведения испытаний на крутильные колебания платформ с ускорениями 0,2g с перемещениями 32мм, что равняется 8 бальной интенсивности.

Согласно данным «Шкалы соответствия интенсивности землетрясения в баллах и пиковых ускорениях в скальных грунтах» по СН КР 20-02:2018 равной и более 0,2g и соответствует интенсивности 8 баллов [156]. Таким образом, установлено крутильное поведение платформы при циклическом воздействии вибромашины с полным нагружением равной 8 бальной интенсивности.

5.3 Экспериментальные исследования платформы на гашение сейсмических колебаний

Исследования в лабораторных условиях приведенные в разделе 5.1 подтолкнул на решение проведения натуральных испытаний с промышленными образцами резинометаллических опор. С учетом вязкоупругих свойств резиновых слоев амортизатора (разделе 3), опоры изготавливались в Бишкеке под оптимизационные параметры в соответствии с исследованиями [16, 20, 96]. Клеевые соединения и вулканизация резин осуществлялись по специальной методике обработки каучукового и искусственного сырья российского производства.

Результаты записей 4 и 5 этапов испытаний осуществлялись с и без установки резинометаллических элементов в швы платформы. Напрямую в

ноутбук в онлайн режиме производились записи ускорений и перемещений в специальном программном комплексе (рис.5.17 и 5.18).

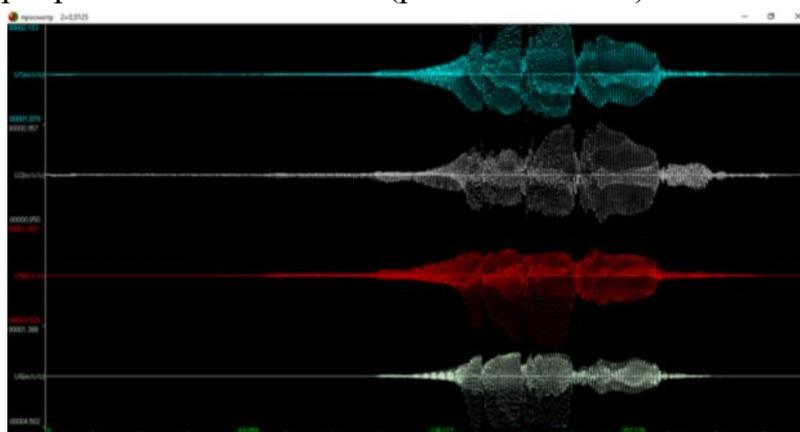


Рисунок 5.17 – Экранный вид ускорений (g), m/c^2

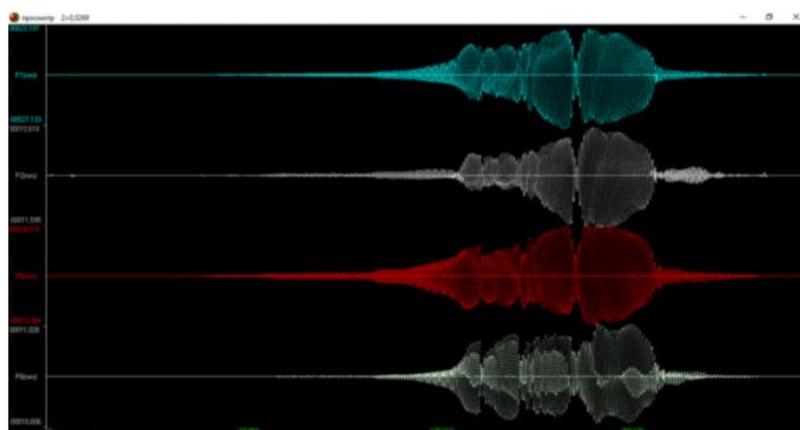


Рисунок 5.18 – Экранный вид перемещений, в мм

В настоящем разделе можно увидеть испытания, которые проводились в два этапа: 4 этап - без резинометаллической опоры; 5 этап - с резинометаллическими опорами. Испытания проводились вибромашиной весом 3,0т полностью загруженной дебалансами с суммарной массой 1,24т; с устройством в зазоры и без устройства резинометаллических опор разной высоты в пределах 14,5 до 20см для гашения колебаний.

По первому этапу испытания двухкомпонентные датчики-акселерометры зафиксировали величину ускорений в продольном направлении в пределах 0,13-0,35, в поперечном 0,1-0,45. Значения перемещений вдоль оси воздействия вибромашины показали в пределах 23,1-27,1мм и в перпендикулярном к воздействию машины направлении составляло 10-11,6мм (табл.5.1). До

испытания вибромашина загружена доборами-весами в виде дебаланса
общим весом 1,24т.

Таблица 5.1 – Величины ускорений и перемещений при воздействии
загруженной вибромашины без РМО в швах платформы

№ датчиков	Направление объекта	Величины ускорений (g), м/с ²	Величины перемещений (p), мм
1	Продольное	0.21	23.1
		0.19	27.1
2	Поперечное	0.1	10.6
		0.08	11.6
3	Продольное	0.35	23.4
		0.13	24.1
4	Поперечное	0.45	10
		0.14	11

Двухкомпонентные датчики-акселерометры устанавливались с жестким
защемлением на поверхности платформы в двух углах по диагонали (рис.5.19).
Датчики 1 и 3 получают и передают в регистрирующую аппаратуру записи
колебаний платформы вдоль воздействия оси вибромашины, а датчики 2 и 4
фиксируют перпендикулярные к воздействию оси вибромашины.
Инструментальные записи ускорений и перемещений колебаний платформы
вдоль и поперек оси вибромашины с полным нагружением, показывает
крутящие усилия в платформе по значениям ускорений и перемещений
(рис.5.20 и 5.21).

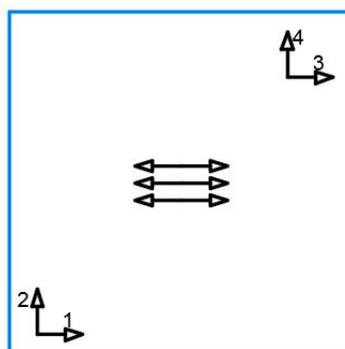


Рисунок 5.19 Схема расположения акселерометров (датчиков) на 1 этапе
испытания

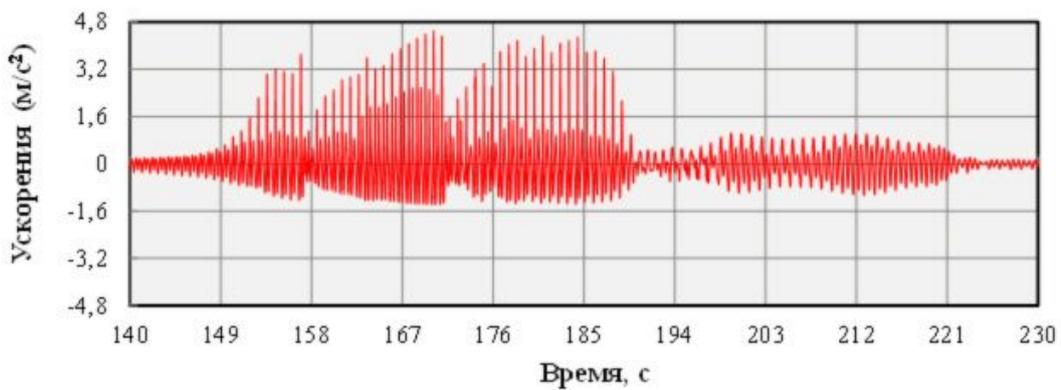
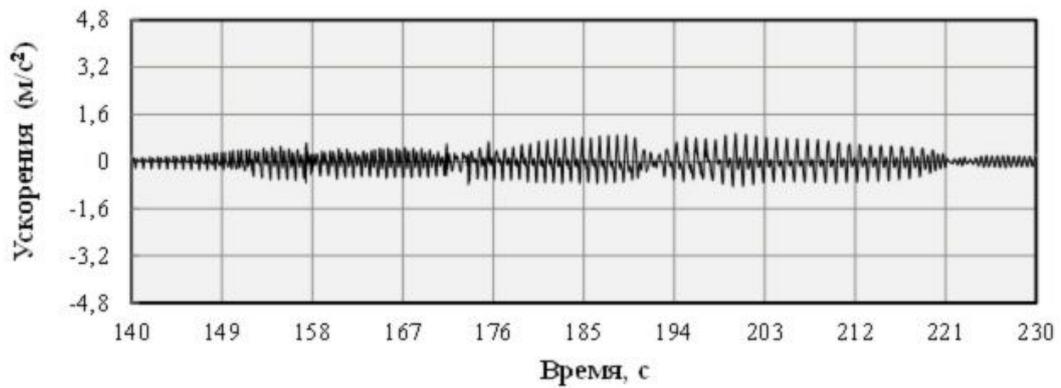
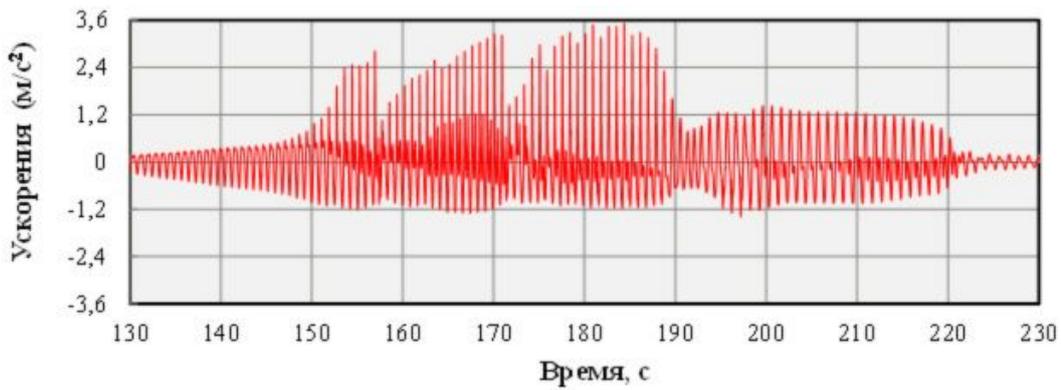
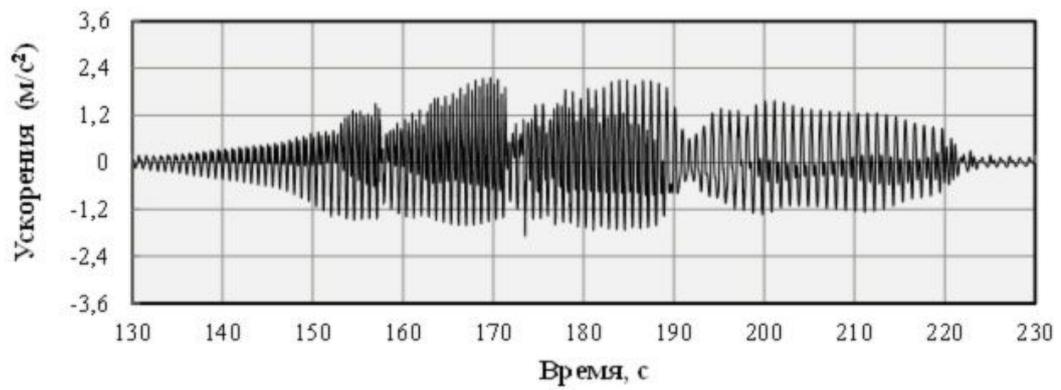


Рисунок 5.20 – Инструментальные записи ускорений колебаний платформы вдоль и поперек оси вибромашины с полным нагружением, полученные на 1 этапе испытаний, показания датчиков 1, 3, 2 и 4

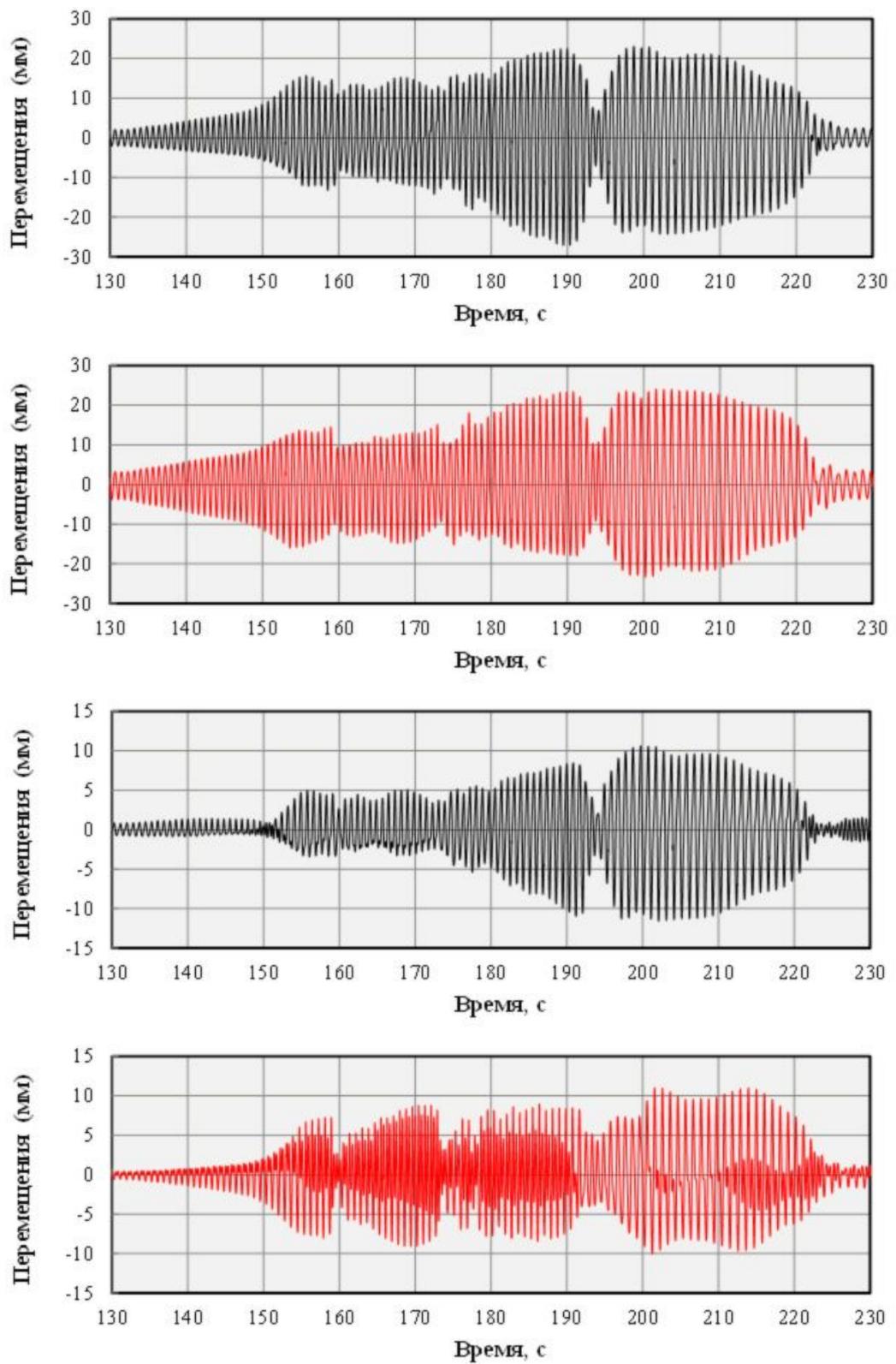


Рисунок 5.21 – Инструментальные записи перемещений колебаний платформы вдоль и поперек оси вибромашины с полным загружением, полученные на 1 этапе испытаний, показания датчиков 1, 3, 2 и 4



С целью поиска влияния с и без резинометаллических опор на поведение платформы в процессе вибрационных воздействий вибромашиной с полным нагружением были построены эпюры ее крутильного поведения в определенное время в диапазоне 152-154с, 169-170,2с, 187-188,3 секундах.

Эпюры записей величин ускорений и перемещений, полученные датчиками 1 и 2 в диапазоне времени 152,7552-153,7408с (рис.5.22), а также зеркальные показания датчиков 3 и 4 в диапазоне времени 153,3824-154,2272с (рис.5.23) показывают поведение платформы равномерным смещением и доказывают знакопеременное воздействие вибромашины. Подобный вид можно увидеть на рисунках 5.15 и 5.16, приведенных ранее в разделе 5.2.

Далее некоторые эпюры, характеризующие деформированное состояние платформы при периоде 0,85 с, полученные датчиками 1 и 2, а также 3 и 4 показаны в диапазоне времени 169,2992-170,2464с (рис.5.24); в диапазоне времени 169,472-170,5216с (рис.5.25); в диапазоне времени 187,0016-187,872с (рис.5.26); в диапазоне времени 187,6288-188,4992с (рис.5.27).

Сейсмическое воздействие вибромашины передает крутящие силы платформе с максимальным смещением на 27 мм, а также максимальным ускорением на 0,36g (рисунки 5.22-5.27).

Согласно данным «Шкалы соответствия интенсивности землетрясения в баллах и пиковых ускорениях в скальных грунтах» по СН КР 20-02:2018 равной диапазону значений между 0,2-0,4g и соответствует интенсивности 8 баллов [156]. Таким образом, кроме приведенной в разделе 5.2 еще раз установлено, что платформа при полном нагружении вибромашины может доказать крутильное поведение, что соответствует воздействиям реальных сейсмических сил.

В соответствии с требованиями норм по сейсмостойкому строительству учет кручения от объемно-планировочного решения и кручения второго порядка должны осуществляться при расчете на сейсмические воздействия зданий и сооружений.

Эпюра распределения ускорений (м/с²)

Эпюра распределения перемещений (мм)

Эпюра перемещений (мм)

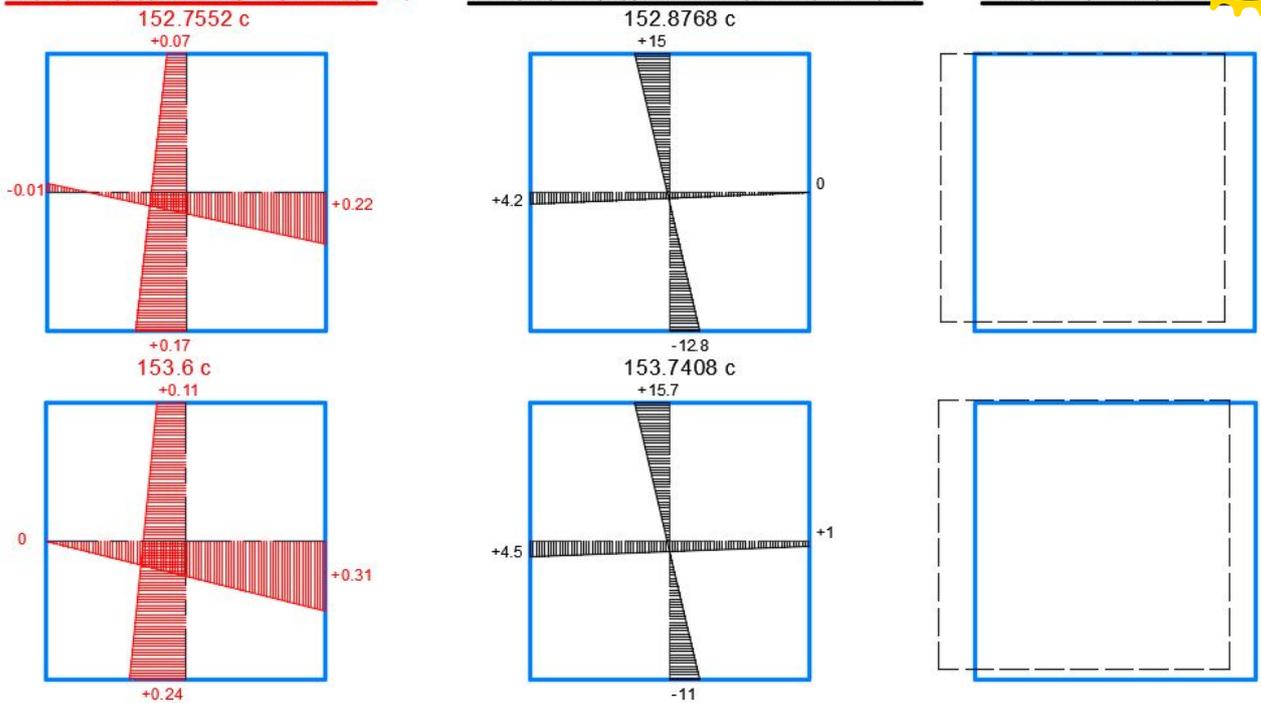


Рисунок 5.22 – Эпюры распределения ускорений (м/с²), перемещений (мм) платформы на 4 этапе испытаний при периодах колебаний 0.85 сек. платформы с полным нагружением, без РМО, показания во времени 152,7552-153,7408с

Эпюра распределения ускорений (м/с²)

Эпюра распределения перемещений (мм)

Эпюра перемещений (мм)

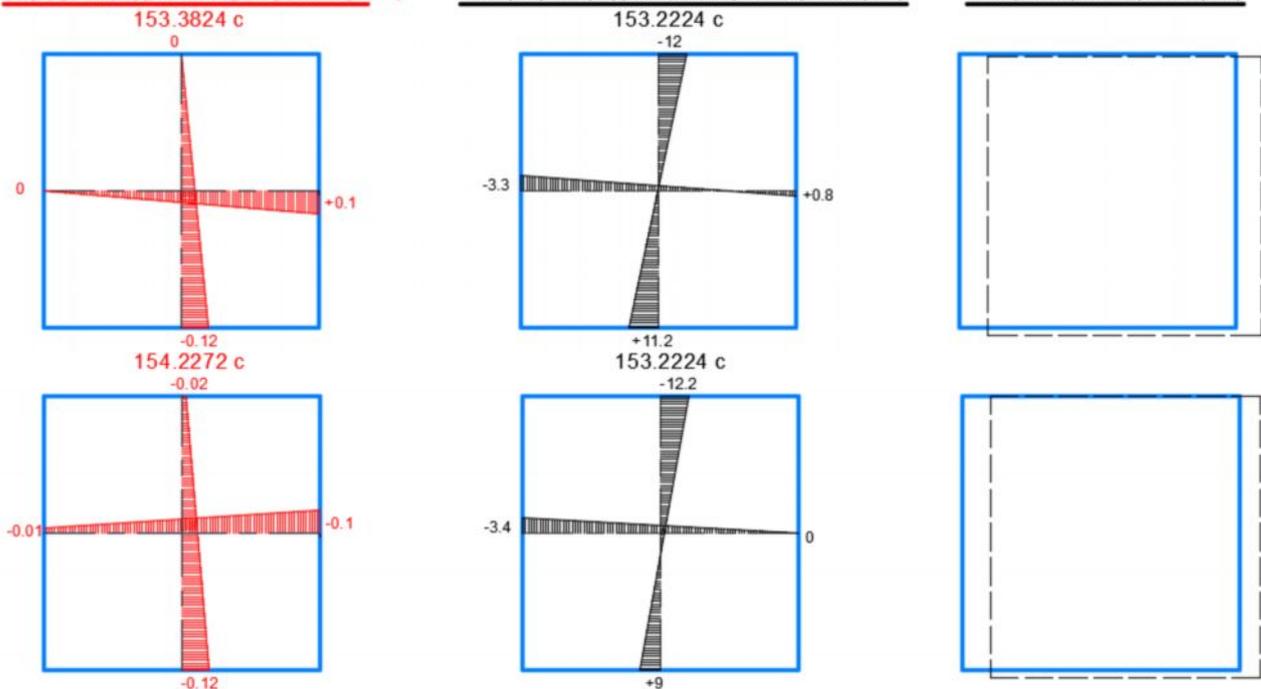


Рисунок 5.23 – Эпюры распределения ускорений (м/с²), перемещений (мм) платформы на 4 этапе испытаний при периодах колебаний 0.85 сек. платформы с полным нагружением, без РМО, показания во времени 153,3824-154,2272с

Эпюра распределения ускорений (м/с²)

Эпюра распределения перемещений (мм)

Эпюра перемещений

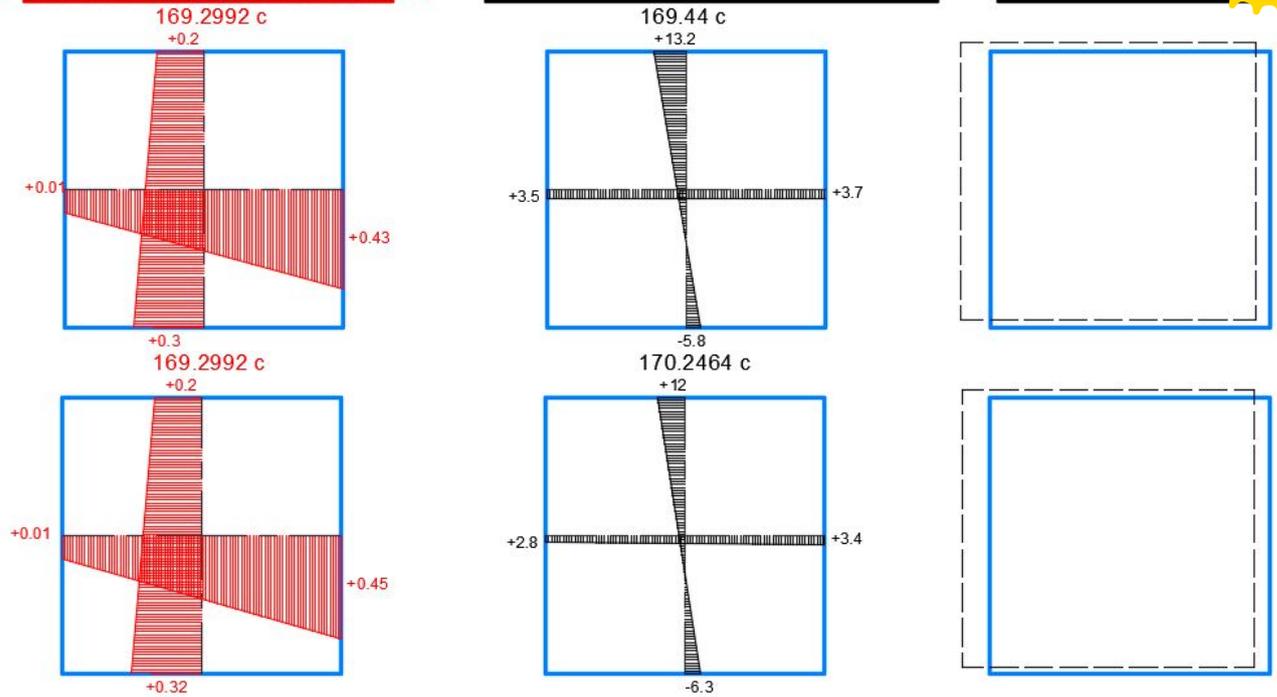


Рисунок 5.24 – Эпюры распределения ускорений (м/с²), перемещений (мм) платформы на 4 этапе испытаний при периодах колебаний 0.85 сек. платформы с полным нагружением, без РМО, показания во времени 169,2992-170,2464с

Эпюра распределения ускорений (м/с²)

Эпюра распределения перемещений (мм)

Эпюра перемещений (мм)

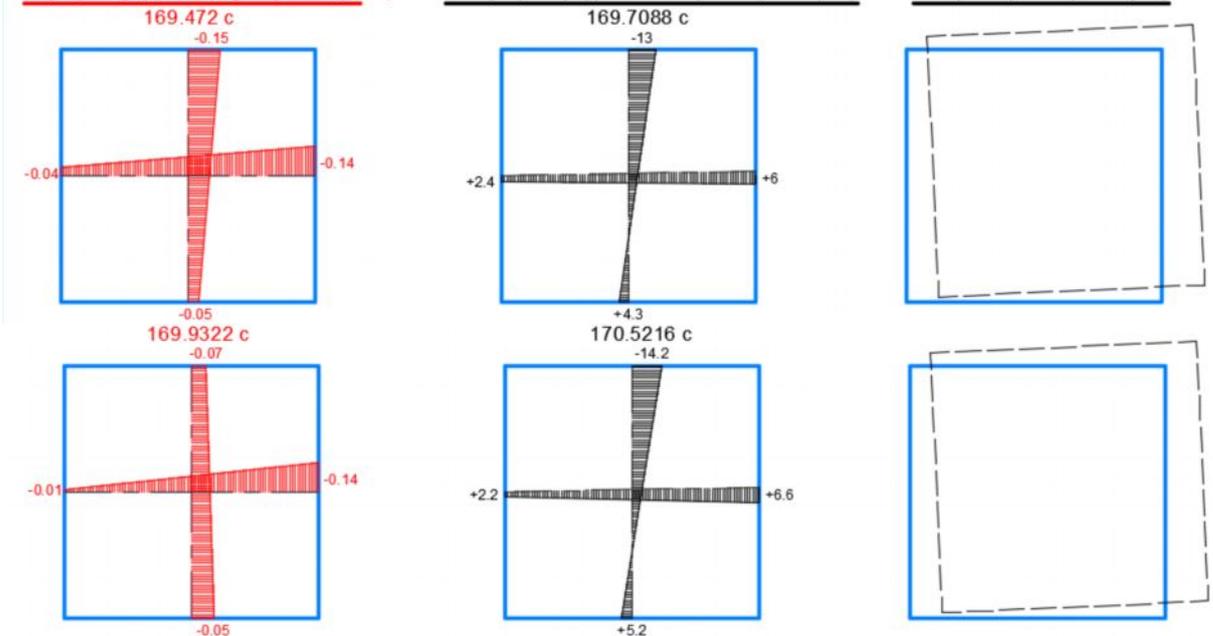


Рисунок 5.25 – Эпюры распределения ускорений (м/с²), перемещений (мм) платформы на 4 этапе испытаний при периодах колебаний 0.85 сек. платформы с полным нагружением, без РМО, показания во времени 169,472-170,5216с

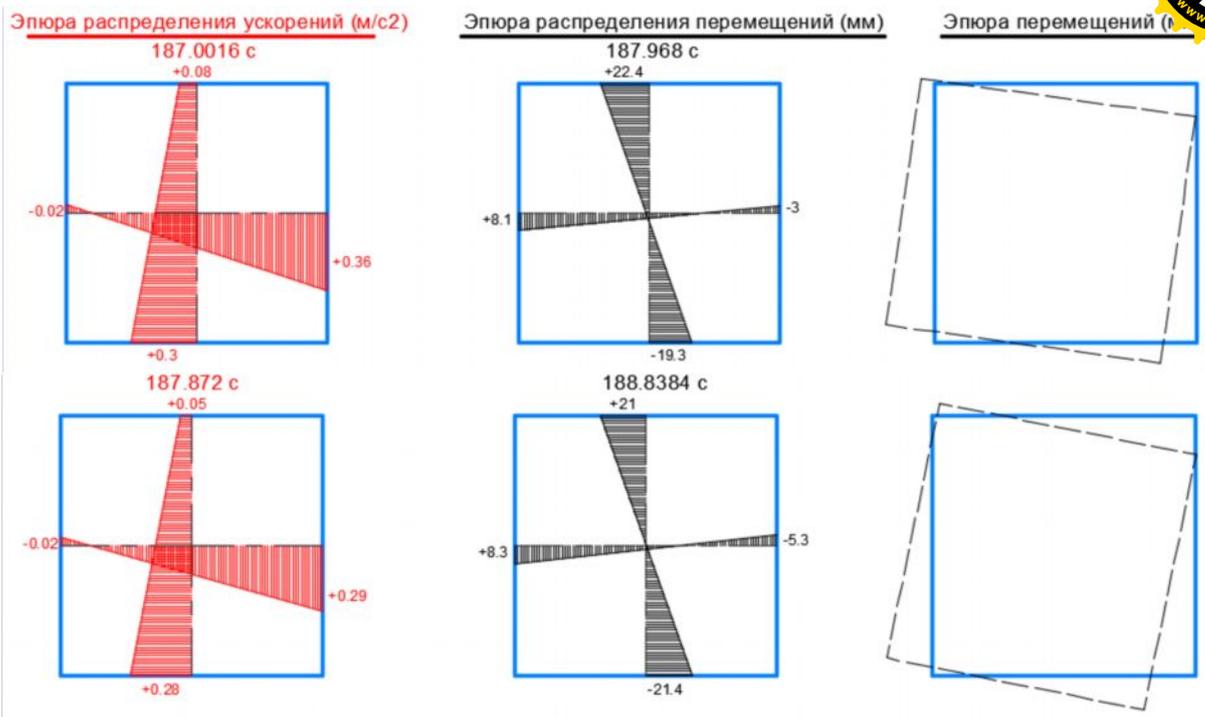


Рисунок 5.26 – Эпюры распределения ускорений (м/с²), перемещений (мм) платформы на 4 этапе испытаний при периодах колебаний 0.85 сек. платформы с полным нагружением, без РМО, показания во времени 187,0016-187,872с

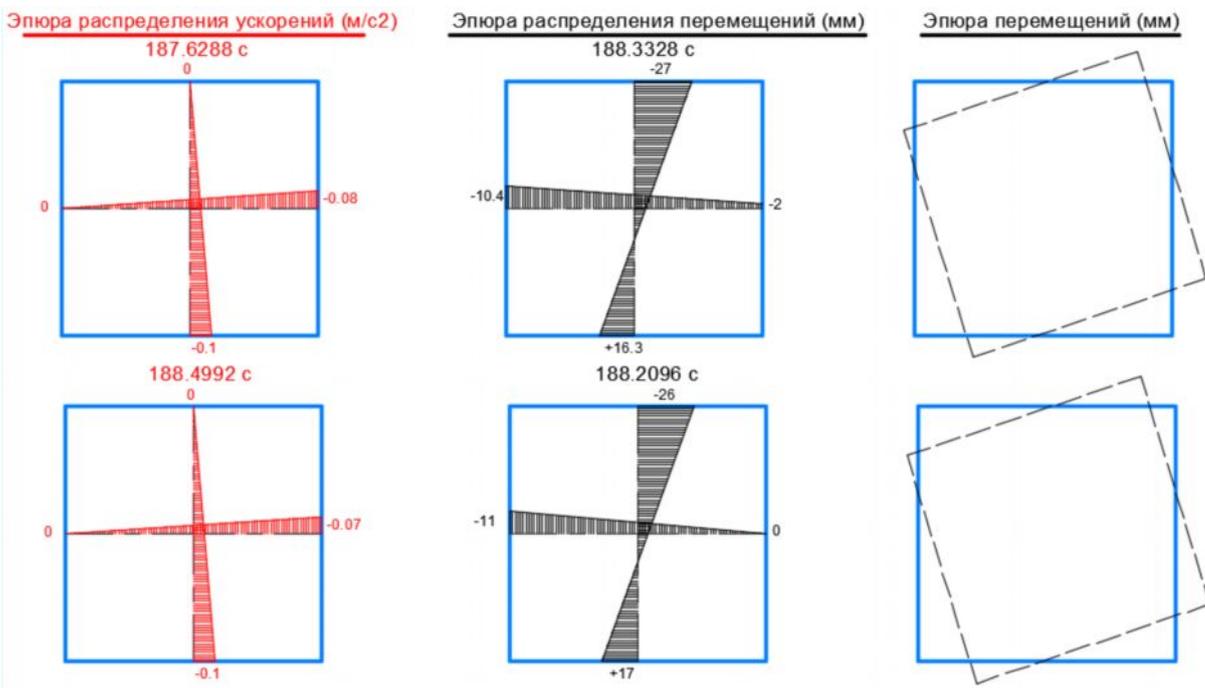


Рисунок 5.27 – Эпюры распределения ускорений (м/с²), перемещений (мм) платформы на 4 этапе испытаний при периодах колебаний 0.85 сек. платформы с полным нагружением, без РМО, показания во времени 187,6288-188,4992с



Настоящим экспериментальным исследованием установлена возможность проведения испытаний на кручение с максимальным ускорением более 0,36g равной 8 бальной интенсивности и перемещений более 27 мм приравненной минимальному пределу антисейсмического шва, установленного в строительных нормах 2018 года. Экспериментальные исследования на кручения до настоящего времени было затруднительным в условиях Кыргызстана.

На 5 этапе испытаний в зазор между фундаментной и надпорной частью платформы установлены резинометаллические опоры из резины марки 3467, изготовленной в цехе 2456 по ул. Сыдыгалиева г. Бишкек.

Датчики записи ускорений и перемещений при воздействии вибромашины с полным нагружением и гасителями колебаний в виде резинометаллических опор зафиксировали показания меньшие чем объект без гасителей колебаний (рис. 5.28 и 5.29). Величины ускорений составляли от 0,17 до 0,31g в продольном и 0,13 до 0,21g в поперечном направлении (табл. 5.2). Перемещения составляли в продольном от 7,1 до 8,9мм и в поперечном направлении от 2,2 до 2,9мм. По сравнению с предыдущими экспериментальными исследованиями видно уменьшение величин ускорений приблизительно не менее 0,2g и перемещений не менее 20мм за счет устройства сейсмоизоляторов в виде резинометаллических опор.

Таблица 5.2 – Величины ускорений и перемещений при воздействии нагруженной вибромашины с РМО в зазорах платформы

№ датчиков	Направление объекта	Величины ускорений (g), m/c^2	Величины перемещений (p), мм
1	Продольное	0.31	7.6
		0.31	7.1
2	Поперечное	0.13	2.2
		0.14	2.2
3	Продольное	0.32	8.9
		0.17	8.2
4	Поперечное	0.21	2.9
		0.19	2.6

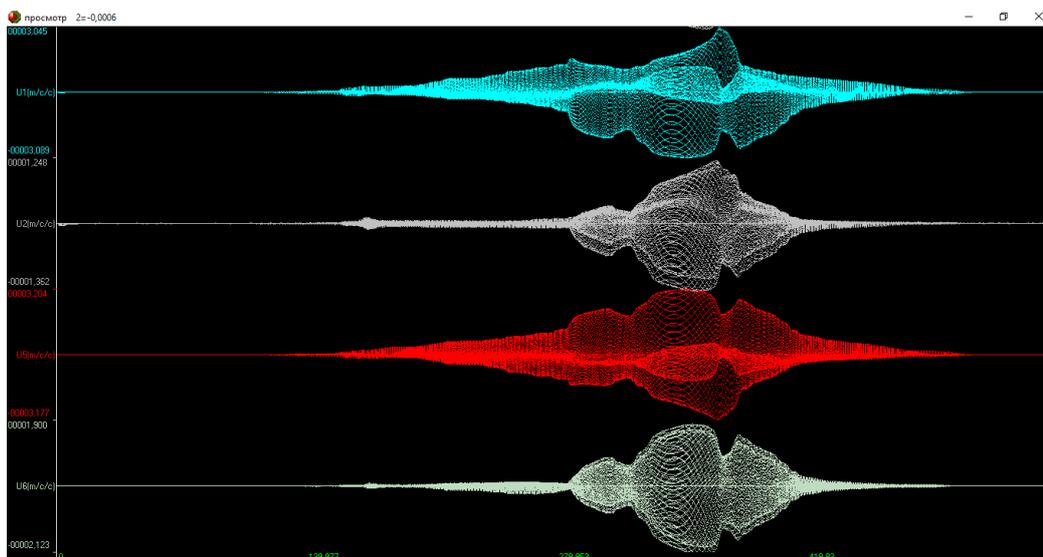


Рисунок 5.28 – Экранный вид ускорений (g) платформы с РМО, m/s^2

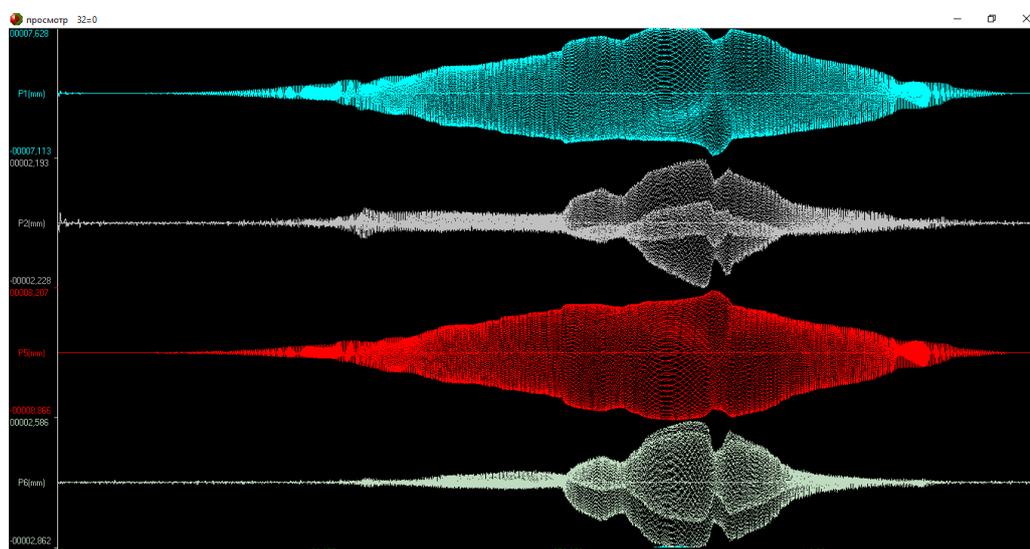


Рисунок 5.29 – Экранный вид перемещений платформы с РМО, в мм

Инструментальные записи ускорений и перемещений колебаний платформы вдоль и поперек оси, а также вдоль оси воздействия вибромашины с полным нагружением, полученные на 5 этапе испытаний, получены по показаниям двухкомпонентных датчиков-акселерометров 1, 3, 2 и 4 (рисунки 5.30 и 5.31).

Гладкую форму колебаний и взбросовые участки записей можно анализировать в диапазонах времени 288-292с, 305-310с, 338-342с, между 340-350с и других участках записей.

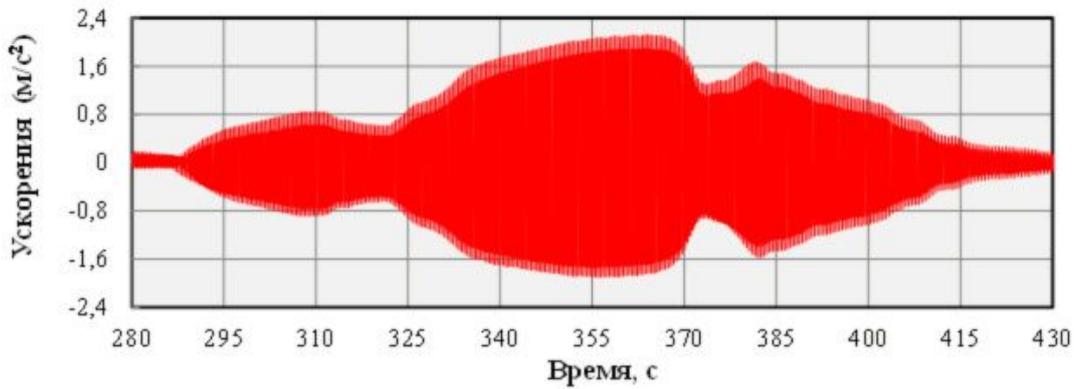
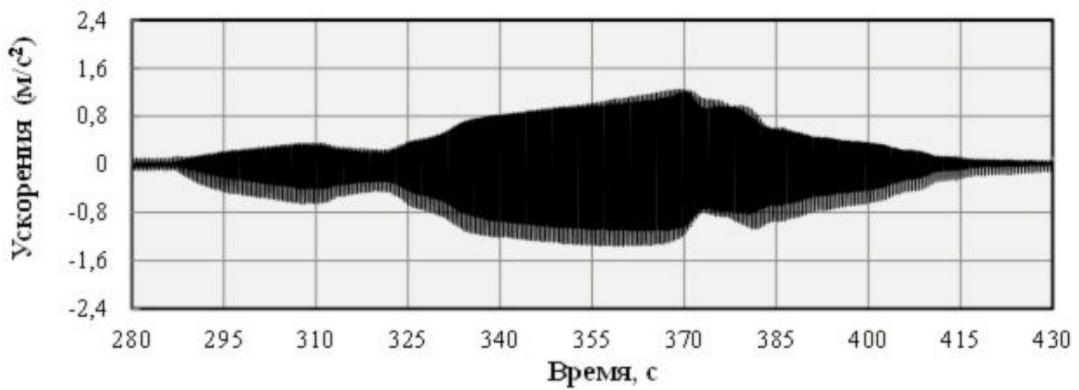
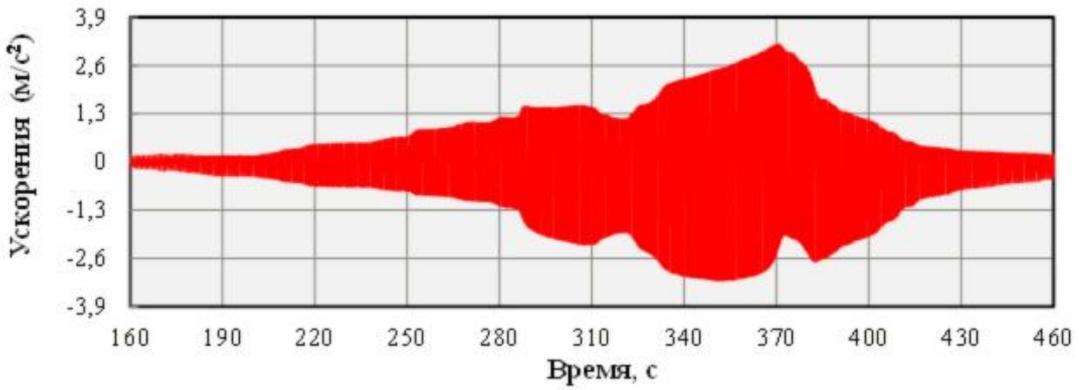
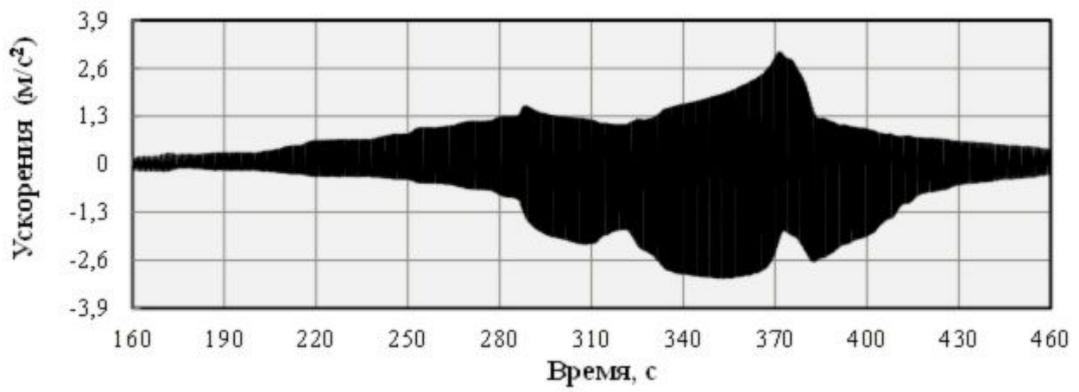


Рисунок 5.30 – Инструментальные записи колебаний платформы вдоль и поперек оси вибромашины с полным нагружением, полученные на 5 этапе испытаний, в ускорениях, показания датчиков 1, 3, 2 и 4

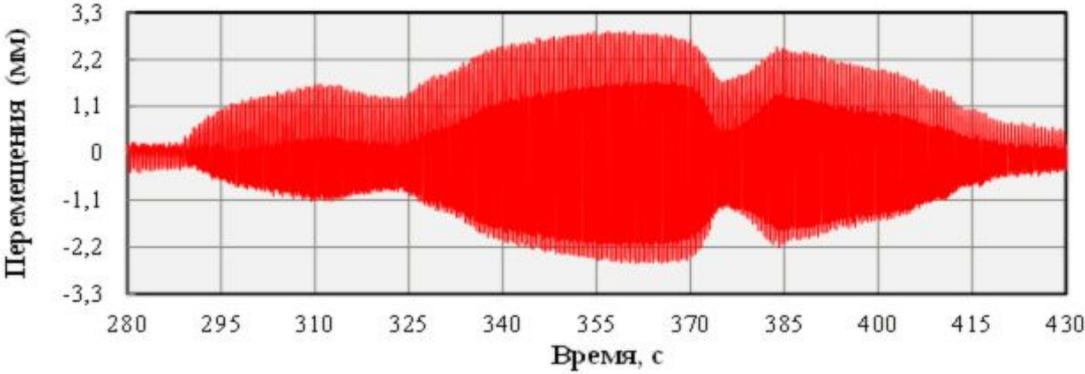
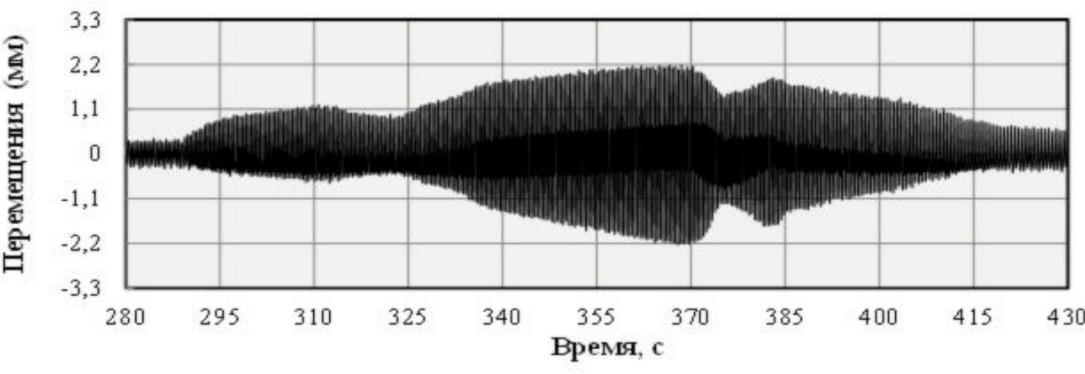
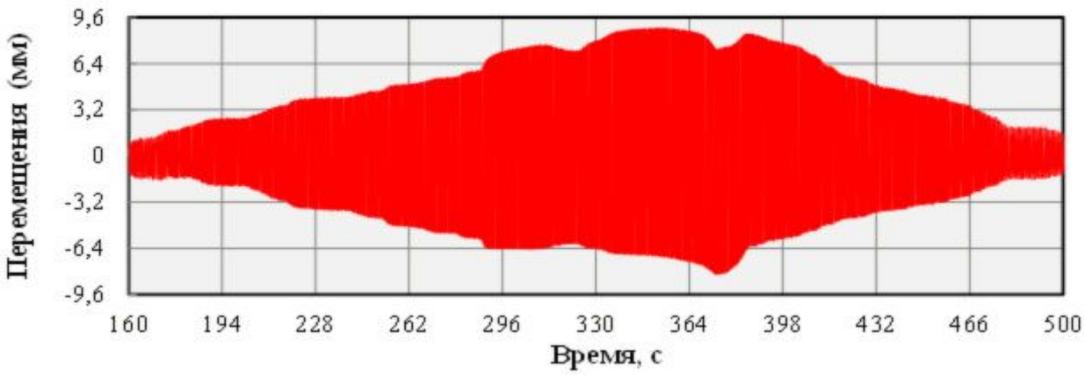
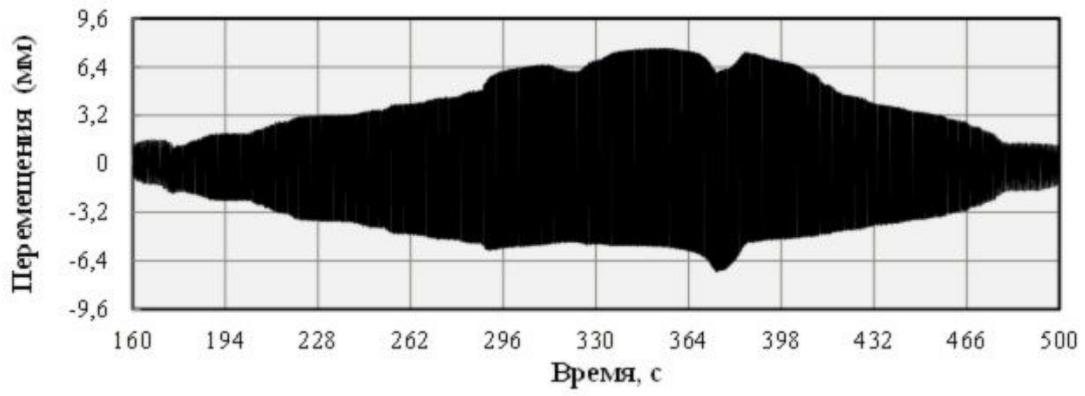


Рисунок 5.31 – Инструментальные записи колебаний платформы вдоль и поперек оси вибромашины с полным нагружением, полученные на 5 этапе испытаний, в перемещениях, показания датчиков 1, 3, 2 и 4



Теперь можно увидеть влияние резинометаллических опор на поведение платформы в процессе вибрационных воздействий вибромашиной с полным нагружением. На текущем 5 этапе были построены эпюры ее крутильного поведения в определенное время в разных диапазонах 308-309,5с, 354-355с, 370-371с и др. Все продолжительности во времени выбраны для периода 0,47с (табл.5.3).

Эпюры записей величин ускорений и перемещений, полученные датчиками 1 и 2 во времени испытаний 308,9344-309,4016с (рис.5.32), а также зеркальные показания датчиков 3 и 4 во времени 309,1776-309,6384с (рис.5.33) показывают малое крутильное поведение платформы с резинометаллическими опорами при циклическом воздействии вибромашины.

Как и на предыдущем 4 этапе отдельные эпюры, характеризующие деформированное состояние платформы, но уже при периоде 0,47 с, полученные датчиками 1 и 2, 3 и 4 во времени 353,4016-353,696с (рис.5.34); во времени 354,1696-354,624с (рис.5.35); во времени 369,792-370,9824с (рис.5.36); во времени 370,0224-370,4768с (рис.5.37).

Таблица 5.3 – Величины ускорений и перемещений в выбранном диапазоне времени при периоде 0,47с

Диапазон времени, в сек.	Величины ускорений (g), м/с ²		Величины перемещений (p), мм	
	прод.	попер.	прод.	попер.
308,9344-309,4016	0,1-(-0,22)	-0,03-(-0,06)	-6,0-6,5	0,0-1,0
309,1776-309,6384	0,07-(-0,22)	-0,06-(-0,09)	-5,3-7,0	-0,3-1,0
353,4016-353,696	0,06-0,2	0,1-0,14	-5,2-7,6	1,4-1,5
354,1696-354,624	-0,03-(-0,31)	-0,13-0,2	-4,6-5,5	-0,4-(-1)
369,792-370,9824	-0,02-0,3	0,11-0,17	-6,0-6,3	0,3-0,6
370,0224-370,4768	0,07-0,3	0,2-0,18	5,2-(-6,8)	-0,7-(-1,5)

Эпюра распределения ускорений (м/с²)

Эпюра распределения перемещений (мм)

Эпюра перемещений (мм)

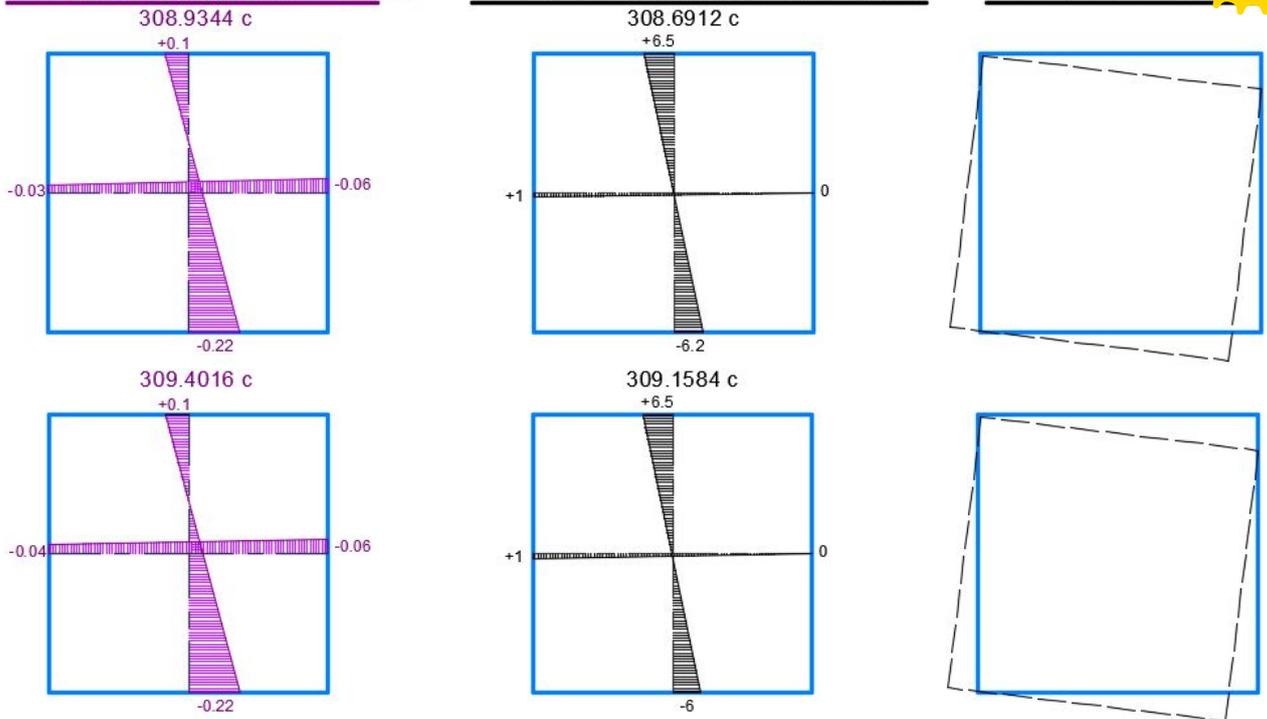


Рисунок 5.32 – Эпюры распределения ускорений (м/с²), перемещений (мм) платформы на 5 этапе испытаний при периодах колебаний 0.47 сек. платформы с полным нагружением, с РМО, показания во времени 308,9344-309,4016с

Эпюра распределения ускорений (м/с²)

Эпюра распределения перемещений (мм)

Эпюра перемещений (мм)

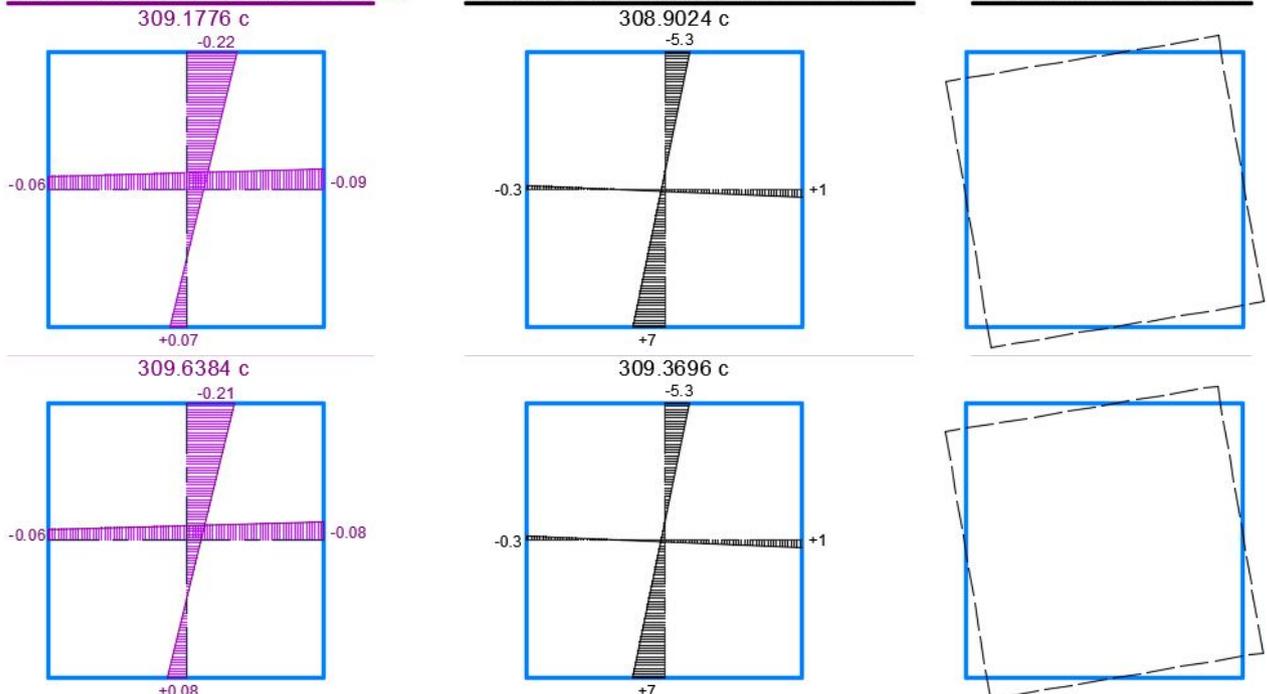


Рисунок 5.33 – Эпюры распределения ускорений (м/с²), перемещений (мм) платформы на 5 этапе испытаний при периодах колебаний 0.47 сек. платформы с полным нагружением, с РМО, показания во времени 309,1776-309,6384с

Эпюра распределения ускорений (м/с²)

Эпюра распределения перемещений (мм)

Эпюра перемещений (мм)

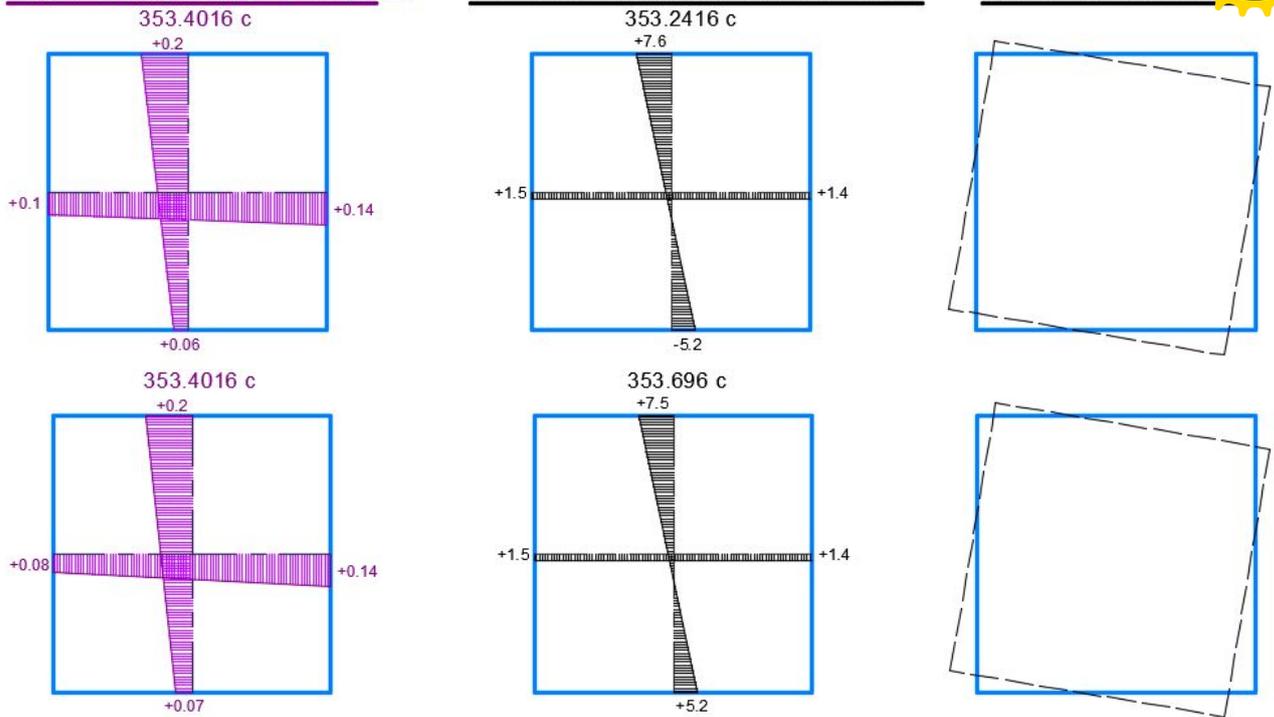


Рисунок 5.34 – Эпюры распределения ускорений (м/с²), перемещений (мм) платформы на 5 этапе испытаний при периодах колебаний 0.47 сек. платформы с полным нагружением, с РМО, показания во времени 353,4016-353,696с

Эпюра распределения ускорений (м/с²)

Эпюра распределения перемещений (мм)

Эпюра перемещений (мм)

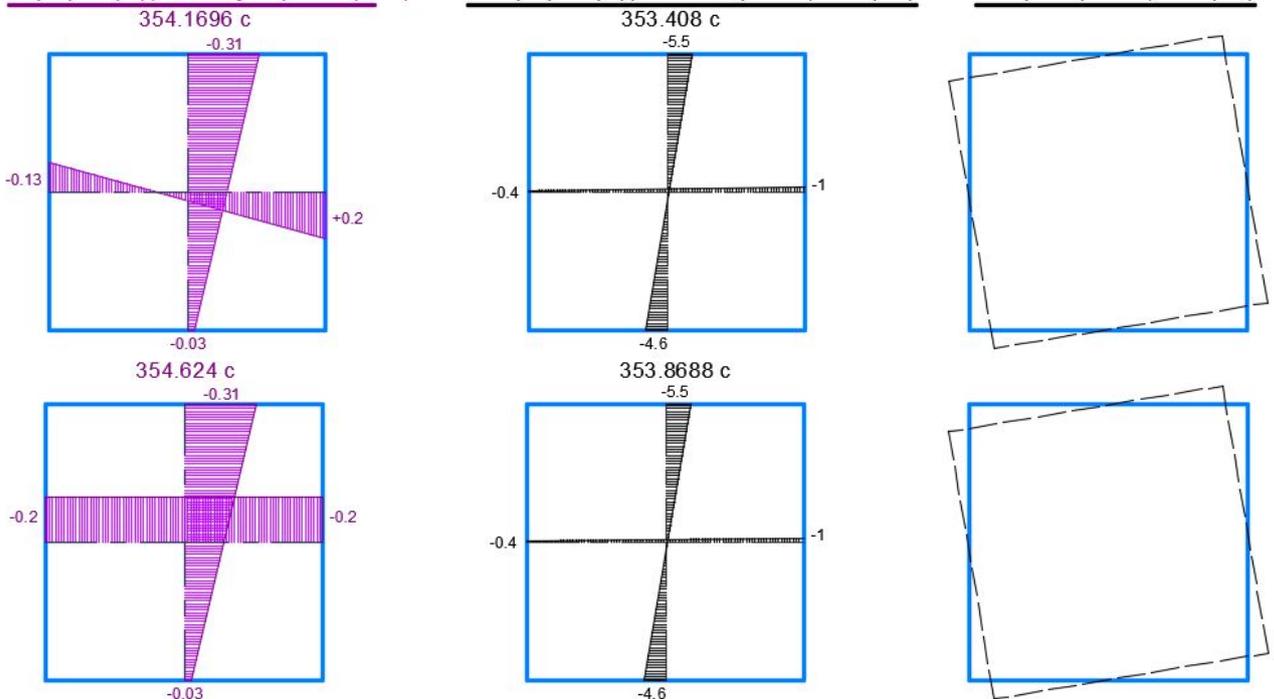


Рисунок 5.35 – Эпюры распределения ускорений (м/с²), перемещений (мм) платформы на 5 этапе испытаний при периодах колебаний 0.47 сек. платформы с полным нагружением, с РМО, показания во времени 354,1696-354,624с

Эпюра распределения ускорений (м/с²)

Эпюра распределения перемещений (мм)

Эпюра перемещений (мм)

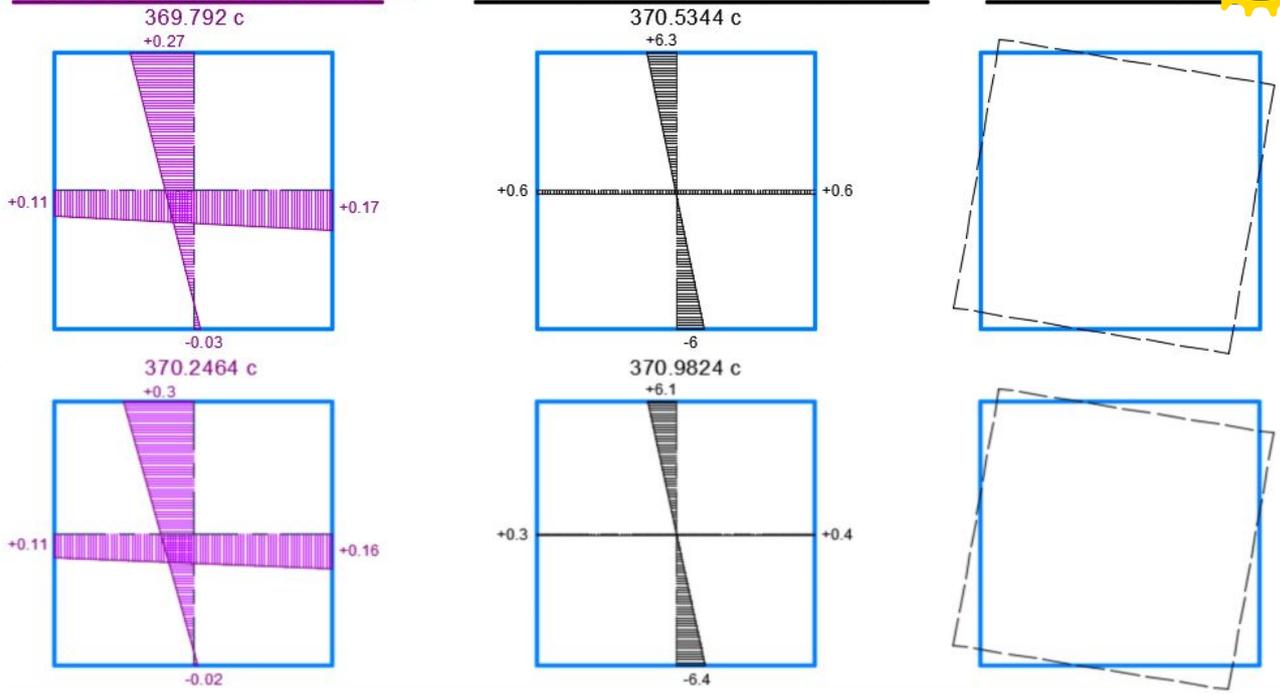


Рисунок 5.36 – Эпюры распределения ускорений (м/с²), перемещений (мм) платформы на 5 этапе испытаний при периодах колебаний 0.47 сек. платформы с полным нагружением, с РМО, показания во времени 369,792-370,9824с

Эпюра распределения ускорений (м/с²)

Эпюра распределения перемещений (мм)

Эпюра перемещений (мм)

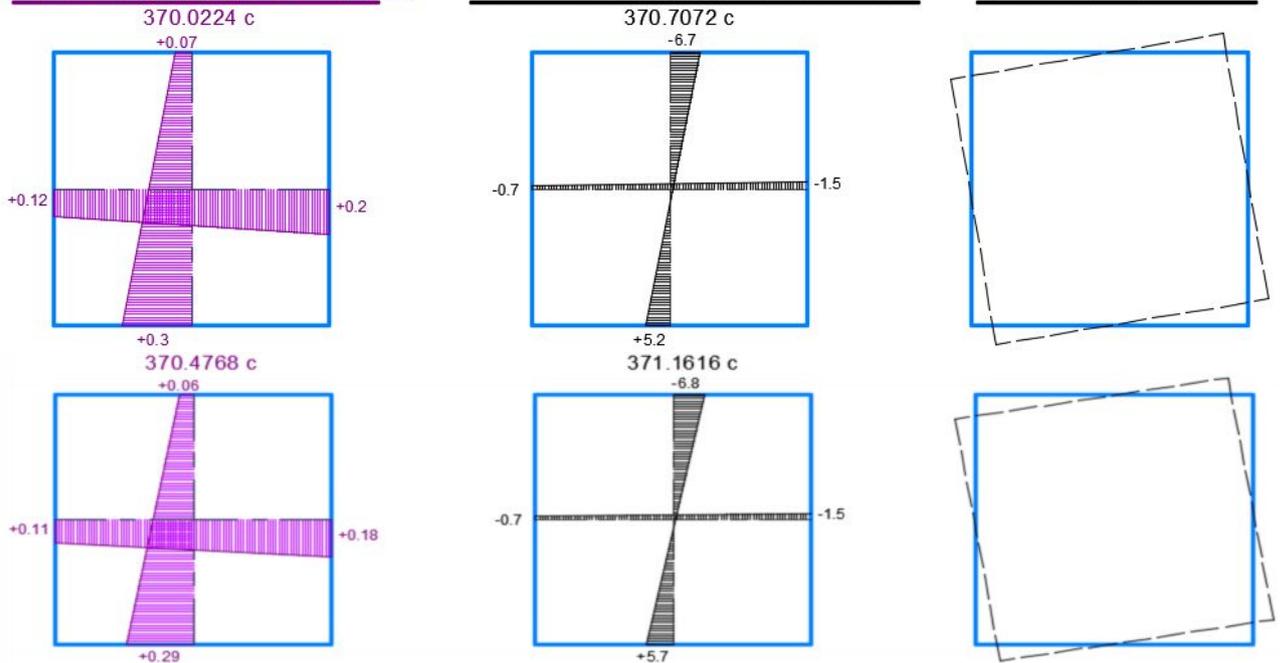


Рисунок 5.37 – Эпюры распределения ускорений (м/с²), перемещений (мм) платформы на 5 этапе испытаний при периодах колебаний 0.47 сек. платформы с полным нагружением, с РМО, показания во времени 370,0224-370,4768с



Установлено крутящее поведение платформы с максимальным смещением на 6,8 мм и ускорением на 0,31g при сейсмическом воздействии (рис.5.34-5.37).

Согласно данным «Шкалы соответствия интенсивности землетрясения в баллах и пиковых ускорениях в скальных грунтах» по СН КР 20-02:2018 равной диапазону значений между 0,2-0,4g соответствует интенсивности 8 баллов [156].

Результаты записей показывают снижение ускорений на 0,07g в одном направлении и 0,13g в другом. Перемещение вместо максимального 27мм стало 6,8мм. Записи доказывают снижение сейсмических сил на надпорную часть здания, но в то же время эксперименты показывают диссипацию энергии в резинометаллических опорах. Диссипативные свойства резинового слоя энергии учтены при разработке математической модели «основание-опора-здание».

Сравнительные величины ускорений и перемещений, зарегистрированных по записям колебаний платформы с и без резинометаллических опор показывают гашение колебаний платформы с эластомерными элементами (табл.5.4).

Таблица 5.4 – Сравнительные величины ускорений и перемещений платформы при воздействии загруженной вибромашины с и без РМО

№ датчиков	Направление объекта	Величины ускорений (g), м/с ²	Величины перемещений (p), мм
1	Продольное	0.21 - 0.31 = -0,1	23.1 - 7.6 = 15.5
		0.19 - 0.31 = -0.12	27.1 - 7.1 = 20.0
2	Поперечное	0.19 - 0.13 = 0.06	10.6 - 2.2 = 8.4
		0.08 - 0.14 = -0.06	11.6 - 2.2 = 9.4
5	Продольное	0.35 - 0.32 = 0.03	23.4 - 8.9 = 14.5
		0.13 - 0.07 = 0.06	24.1 - 8.2 = 15.9
6	Поперечное	0.45 - 0.21 = 0.24	10.0 - 2.9 = 7.1
		0.14 - 0.14 = 0.00	11.0 - 2.6 = 8.4



Результаты сравнения показывают гашение колебаний в том, устройство резинометаллических опор уменьшает ускорения минимум на 0.03g, максимум на 0,24g, а перемещения снижаются минимум на 7.1мм и максимум на 20.0мм. при этом нужно отметить, что диссипативные свойство резиновых элементов повышает ускорения при начальных колебаниях, и при снижает колебания на стадии перехода в резонанс.

5.4 Динамические параметры колебаний платформы для испытания узлов и конструкций зданий

Анализ результатов испытаний, с детально приведенными записями ускорений и перемещений, доказывает о создании новых возможностей экспериментальных исследований в Кыргызской Республике.

Результаты экспериментальных исследований позволили установить, что при интенсивных динамических нагрузках объект испытаний работал как нелинейная система. Нелинейный характер работы объекта испытаний был обусловлен нелинейным деформированием шаровых опор. Поведение платформы с учетом передачи усилий через шаровые опоры нужно исследовать целенаправленно по другим работам и испытаниям.

Для общего представления о поведении платформы в процессе вибрационных воздействий построены пространственные формы его деформирования во времени.

Построение горизонтальных форм деформирования объекта осуществлялось с помощью специальной программы, в которой инструментальные цифровые записи перемещений характерных точек объекта задавались в качестве исходных данных (рис.5.38).

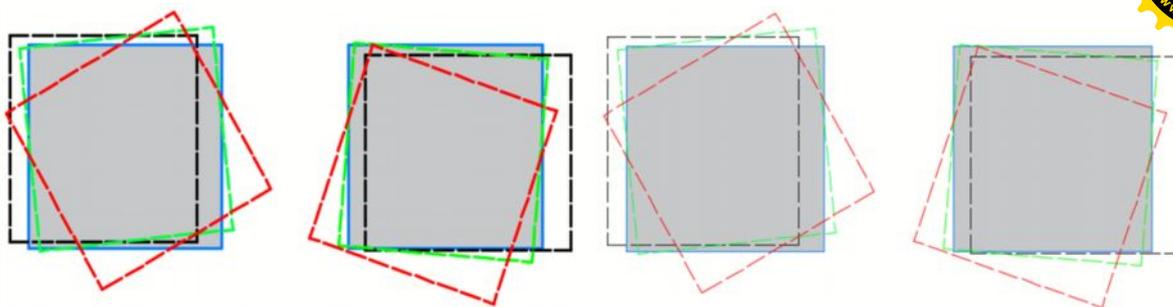


Рисунок 5.38 – Схемы горизонтальных деформаций покрытия платформы в плане на этапах испытаний 4 и 5

В процессе испытаний платформа совершал сложные пространственные колебания в горизонтальной плоскости.

Анализ полученных инструментальных записей, приведенных в разделах 5.2-5.3, позволил выявить разные формы колебаний платформы:

- поступательные колебания платформы в направлении вибрационного воздействия.
- крутильное поведение платформы при вибрационном воздействии;
- снижение величин ускорений и перемещений платформы при вибрационном воздействии с использованием резинометаллических опор.

Рассмотрим результаты анализа пространственной формы деформирования платформы, в том числе: горизонтальное смещение в период испытания (рис.5.40); поступательное (рис.5.39) и крутильное (рис.5.41) поведение с и без сейсмоизоляционных элементов в виде резинометаллических опор.

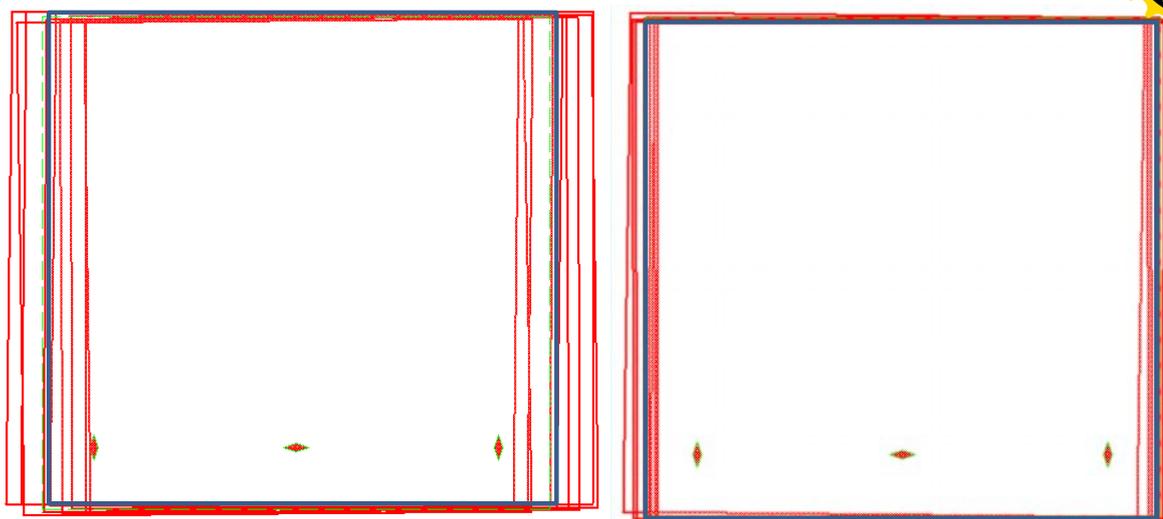


Рисунок 5.39 – Поступательные колебания платформы в направлении
вибрационного воздействия с и без резинометаллических опор

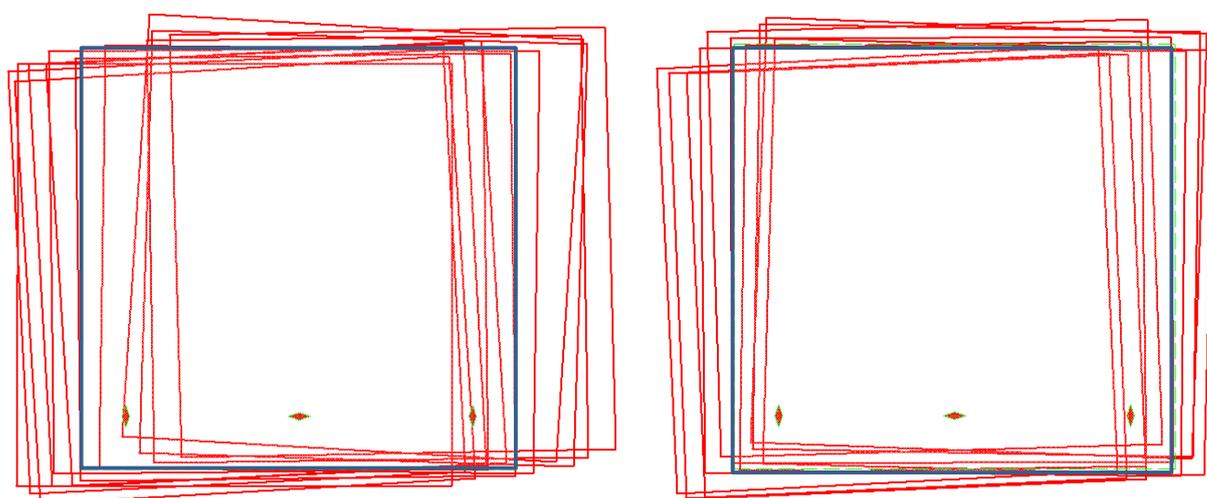


Рисунок 5.40 – Схемы горизонтальных перемещений покрытия платформы при
сейсмическом воздействии

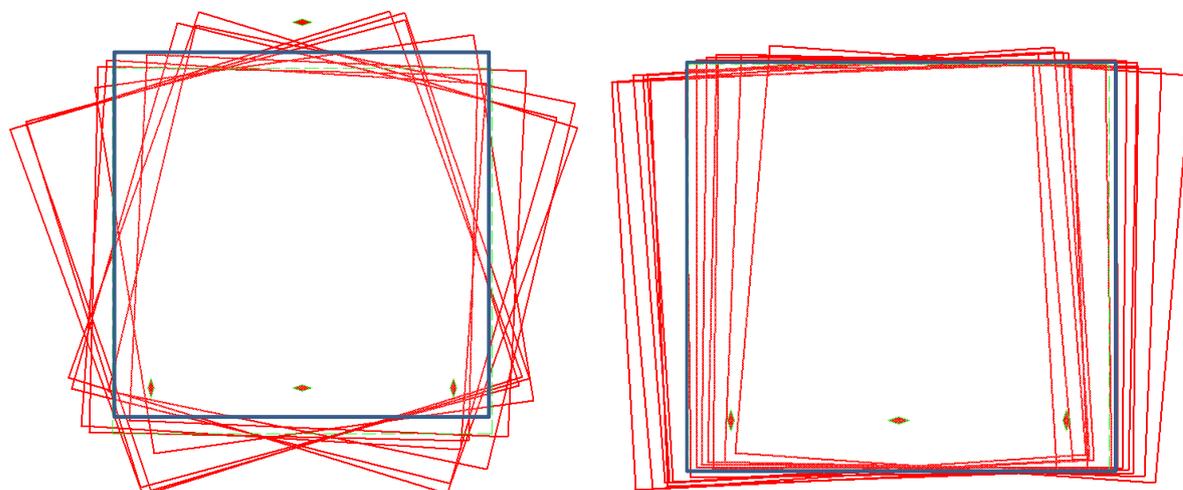




Рисунок 5.41 – Крутильное поведение платформы при вибрационном воздействии с и без резинометаллических опор, установленных в поперечном и продольном направлениях

Представленные инструментальные записи показали, что длительности колебаний платформы на разных этапах испытаний находились в пределах от 100 до 300 секунд. Отсюда следует, что в процессе всего комплекса испытаний платформа перенесла несколько тысяч циклов интенсивных знакопеременных колебаний.

Максимальные ускорения, зарегистрированные на всех этапах испытаний, кроме этапа I в уровне верха платформы – как правило, были не менее 0,3-0,45g, а на некоторых этапах достигали 0,6-0,8g;

5.5 Апробация платформы и натурные динамические испытания здания из легких стальных тонкостенных конструкций

Апробирование платформы для целей экспериментального исследования и сравнения результатов было проведено испытание здания из легких стальных тонкостенных конструкций в два уровня размером в плане 6,0х6,0м (рис.5.42). Здание испытывалось несколько раз в разном состоянии – без и с обшивкой из ОСБ, также, как с использованием и без резинометаллических опор.



Рисунок 5.42 Здание из легких стальных конструкций в разном состоянии обшивки

Записи свободных затухающих колебаний объекта испытаний при микросейсмических воздействиях позволили установить, что периоды его свободных затухающих колебаний составляли:

- при наличии внешней обшивки из панелей OSB – примерно 0,13 сек;
- при отсутствии внешней облицовки из панелей OSB – примерно 0,18 сек.

Сопоставление периодов свободных затухающих колебаний здания-представителя с внешней облицовкой и без облицовки свидетельствует о том, что наличие облицовки увеличивало горизонтальную жесткость здания-представителя примерно в 1,9 раза.

Инструментальные записи, характеризующие интенсивность колебаний платформы и здания-представителя в ускорениях и перемещениях на этапах испытаний II, III, V и VII показаны в Приложении В.

Из представленных инструментальных записей следует, что длительности колебаний здания-представителя на разных этапах испытаний находились в пределах от 140 до 400 секунд. Отсюда следует, что в процессе всего комплекса



испытаний здание–представитель перенес несколько тысяч циклов интенсивных знакопеременных колебаний.

Максимальные ускорения, зарегистрированные на всех этапах испытаний, кроме этапа I:

- в уровне верха платформы – как правило, были не менее 0,3-0,45g, а на некоторых этапах достигали 0,6-0,8g;
- в уровне покрытия здания-представителя – как правило, были не менее 0,6-0,8g, а на некоторых этапах превышали 1g.

Горизонтальные перекосы первого этажа здания-представителя показаны в табл.5.5.

Таблица 5.5 – Горизонтальные перекосы первого этажа здания

Этапы испытаний	Перекос этажа по оси 1	Перекос этажа по оси 2
II	19 мм ($173h_{эт}$)	22 мм ($150h_{эт}$)
V	29 мм ($114h_{эт}$)	31 мм ($106h_{эт}$)
VI	29 мм ($114h_{эт}$)	33 мм ($100h_{эт}$)
VIII	42 мм ($79h_{эт}$)	39 мм ($85h_{эт}$)

Отметим, что построение схем деформирования объекта на рисунке 5.43 в форматах 3D и 2D осуществлялось с помощью специальной программы, в которой инструментальные цифровые записи перемещений характерных точек объекта задавались в качестве исходных данных. Схемы горизонтальных перемещений перекрытия и покрытия здания в плане в конкретные моменты времени испытаний показаны на рисунке 5.44.

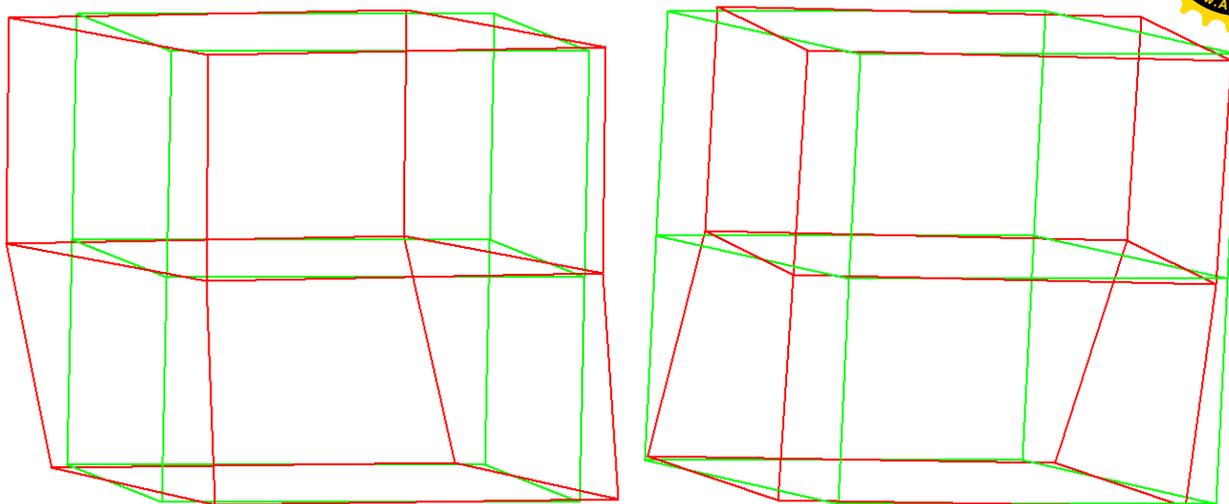


Рисунок 5.43 – Схема формы деформированного состояния здания из ЛСТК

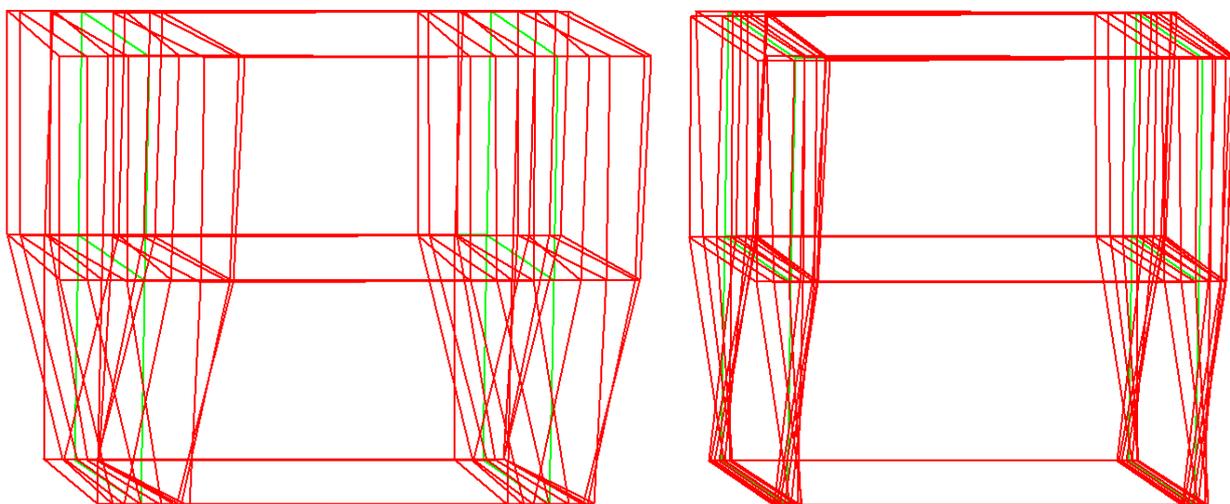


Рисунок 5.44 – Схемы горизонтальных перемещений перекрытия и покрытия здания в плане в конкретные моменты времени

Схемы горизонтальных перемещений в плане платформы и покрытия объекта испытаний в плане в конкретные моменты времени, построенные в формате 2D, показаны на рисунках 5.45 – 5.47.

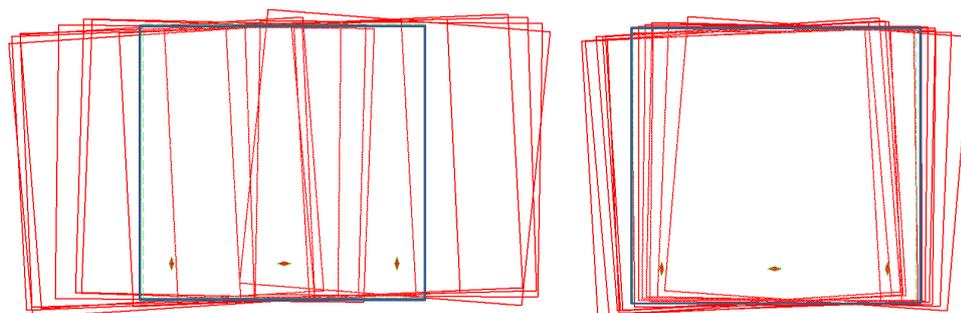


Рисунок 5.45 – Формы деформирования объекта испытаний в плане в уровне покрытия (схема слева) и платформы (схема справа) на этапе испытаний III.

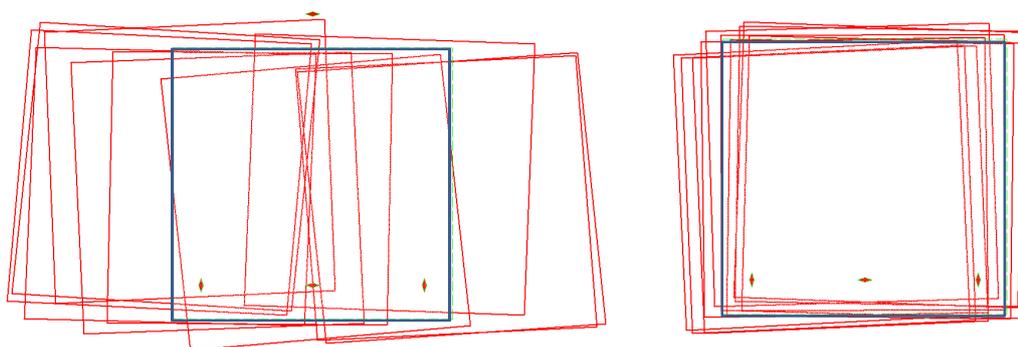
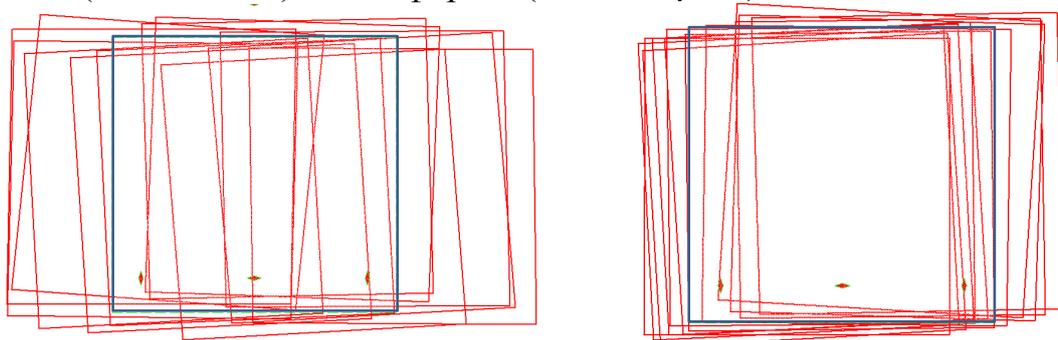
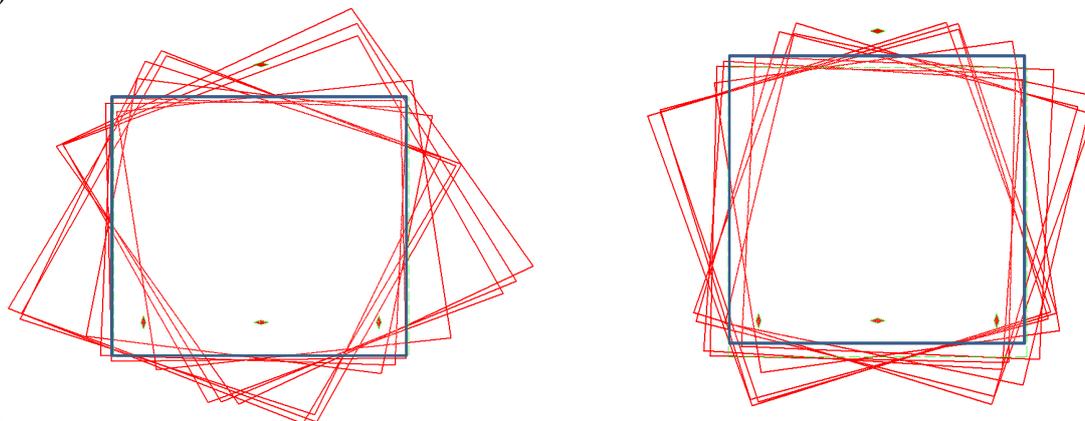


Рисунок 5.46 – Формы деформирования объекта испытаний в плане в уровне покрытия (схема слева) и платформы (схема справа) на этапе испытаний V.



а)



б)

Рисунок 5.47 – Формы деформирования объекта испытаний в плане в уровне покрытия (схема слева) и платформы (схема справа) на этапе испытаний VI:

а) поступательная форма; б) крутильная форма.



Из полученных инструментальных записей и построенных схем деформирования объекта испытаний следует, что при вибрационных воздействиях объект совершал сложные пространственные колебания и подвергался горизонтальным инерционным силам, действующим на него одновременно в двух ортогональных направлениях и вызывающих его кручение в плане.

Полученные инструментальные записи и построенные схемы деформирования экспериментального объекта позволили выявить две формы вынужденных колебаний платформы с установленным на нем объектом:

- первая форма представляла собой поступательные колебания платформы в направлении вибрационного воздействия;
- вторая форма представляла собой крутильные в плане колебания платформы.

По мере приближения периодов вынужденных колебаний платформы к периодам собственных колебаний экспериментального объекта, амплитуды колебаний объекта относительно платформы существенно увеличивались и значительно превышали амплитуды колебаний платформы.

Примечание. Для зданий с существенно нелинейным поведением при динамических воздействиях под периодами собственных колебаний понимаются «эффективные периоды колебаний», под количественными показателями демпфирования – значения «эффективного вязкого демпфирования», а под формами колебаний – формы деформирования при нелинейных колебаниях, разложенные по собственным формам линейных колебаний.

О величинах инерционных нагрузок, действовавших на объект испытаний, и о горизонтальных деформациях объекта относительно платформы свидетельствуют записи горизонтальных ускорений и перемещений, показанные на рисунках 5.48 – 5.52.

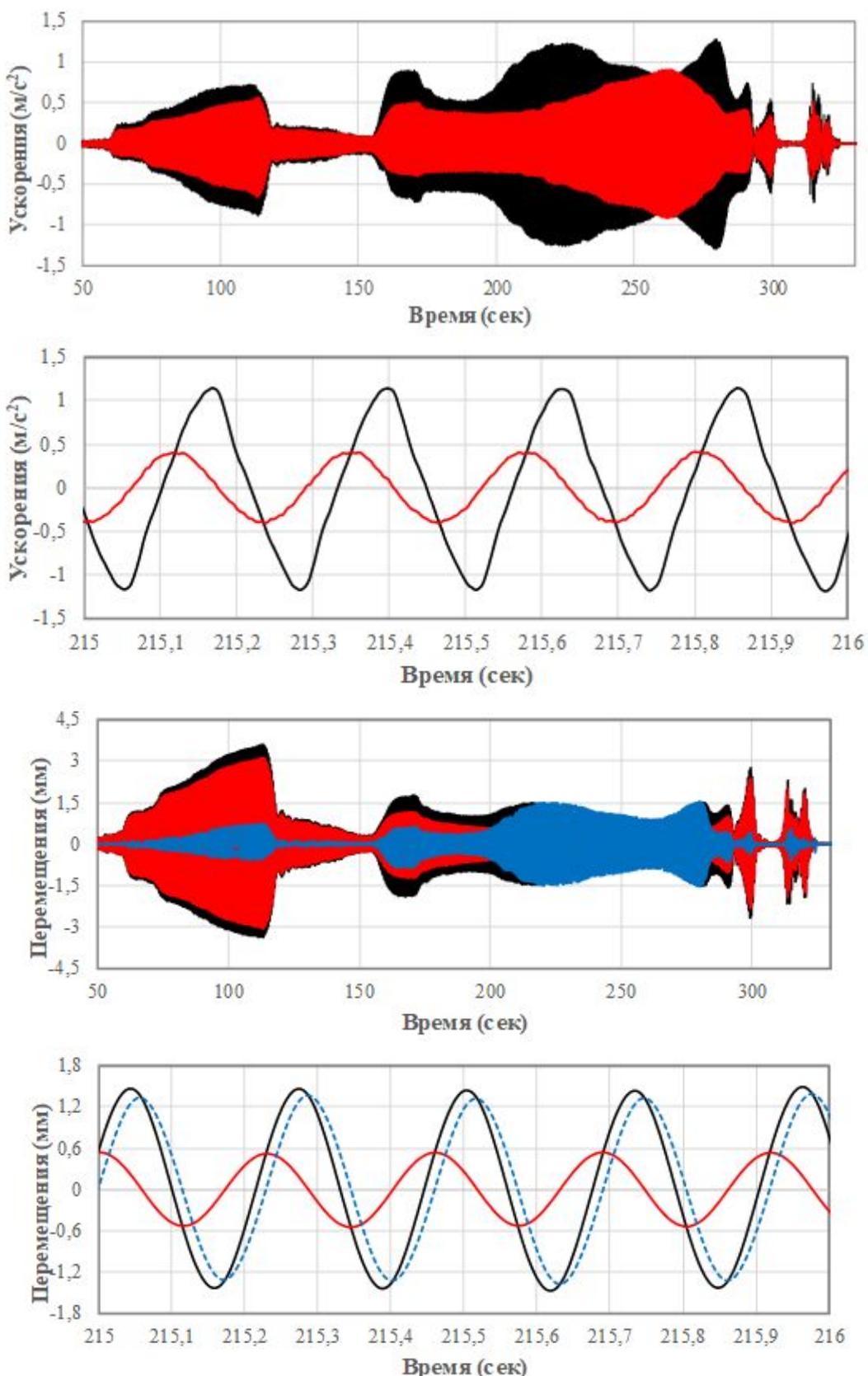


Рисунок 5.48 – Записи горизонтальных ускорений и перемещений геометрических центров платформы и объекта испытаний в уровне перекрытия над первым этажом в направлении вибрационного воздействия на этапе испытаний I.

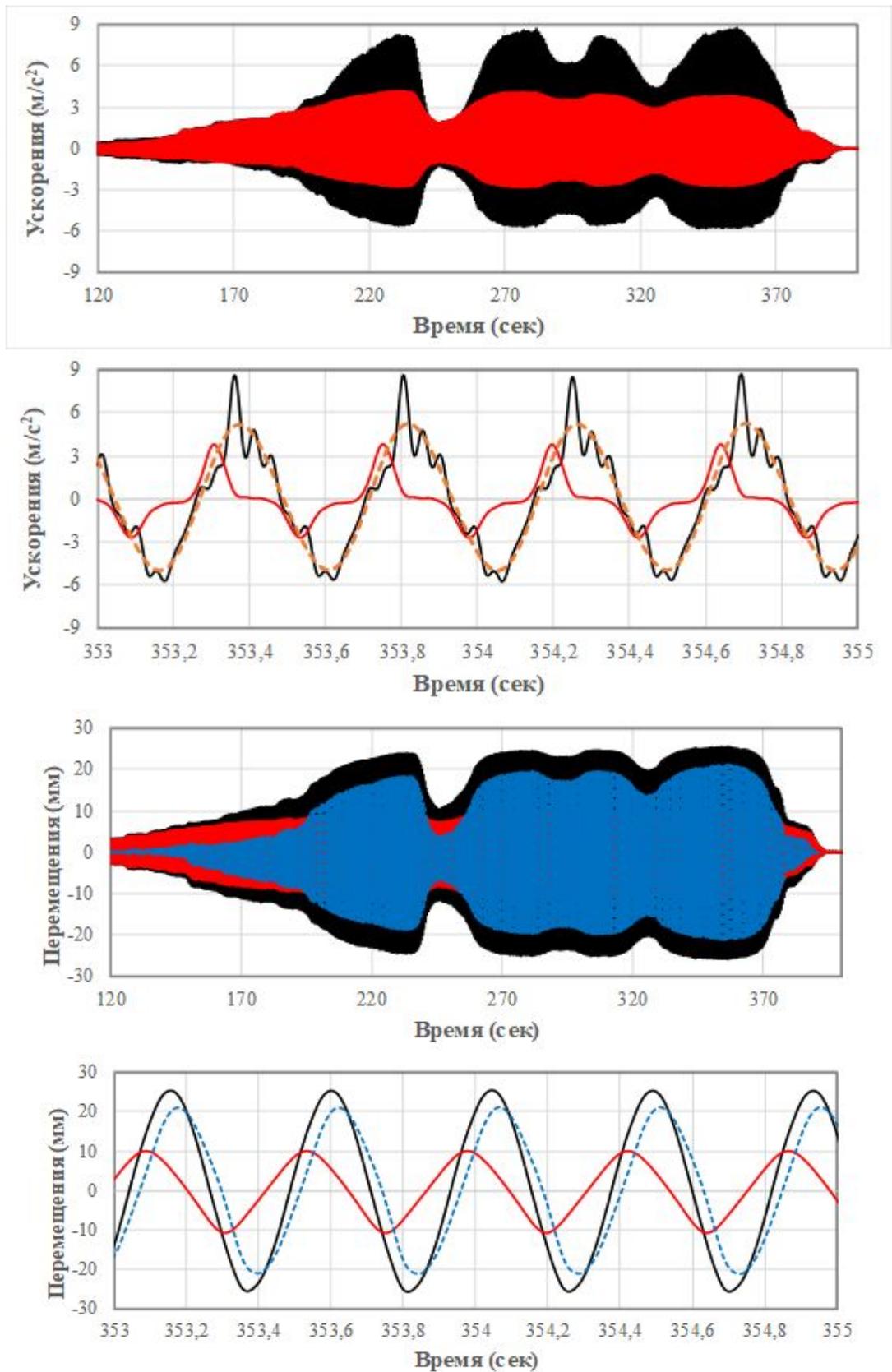


Рисунок 5.49 – Записи горизонтальных ускорений и перемещений геометрических центров платформы и объекта испытаний в уровне перекрытия над первым этажом в направлении вибрационного воздействия на этапе



испытаний II

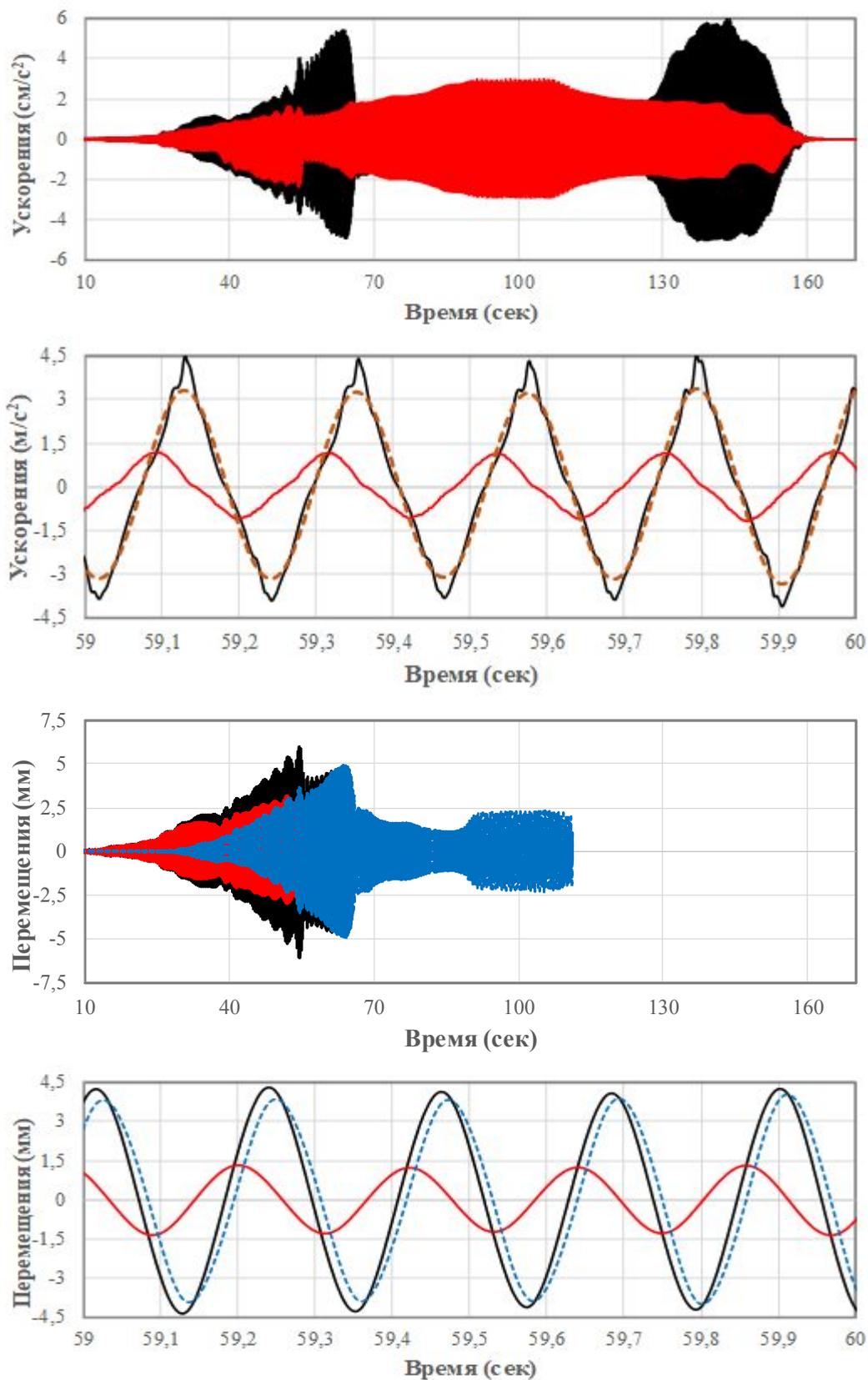


Рисунок 5.50 – Записи горизонтальных ускорений и перемещений геометрических центров платформы и объекта испытаний в уровне перекрытия над первым этажом в направлении вибрационного воздействия на этапе



испытаний IV

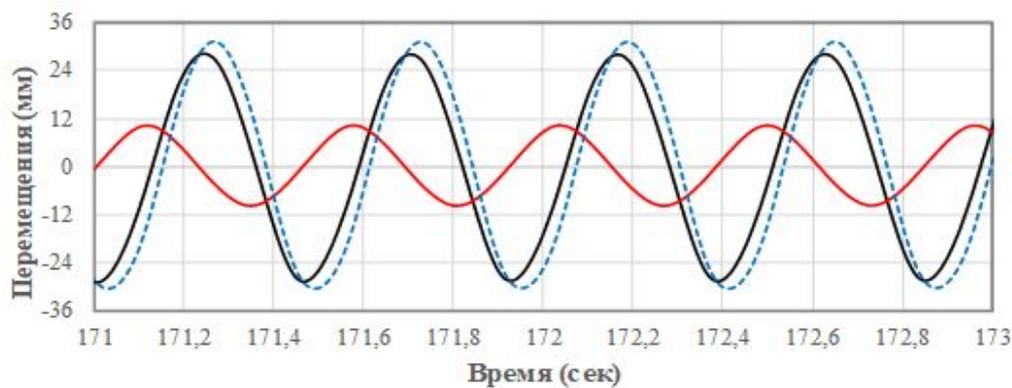
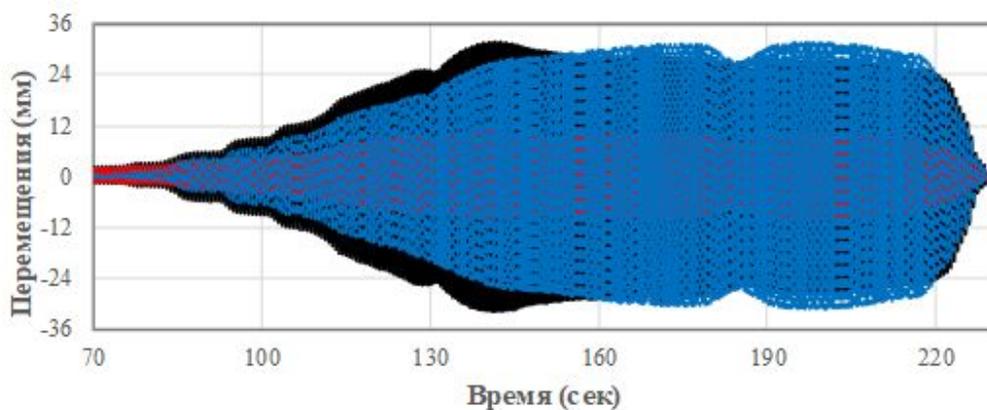
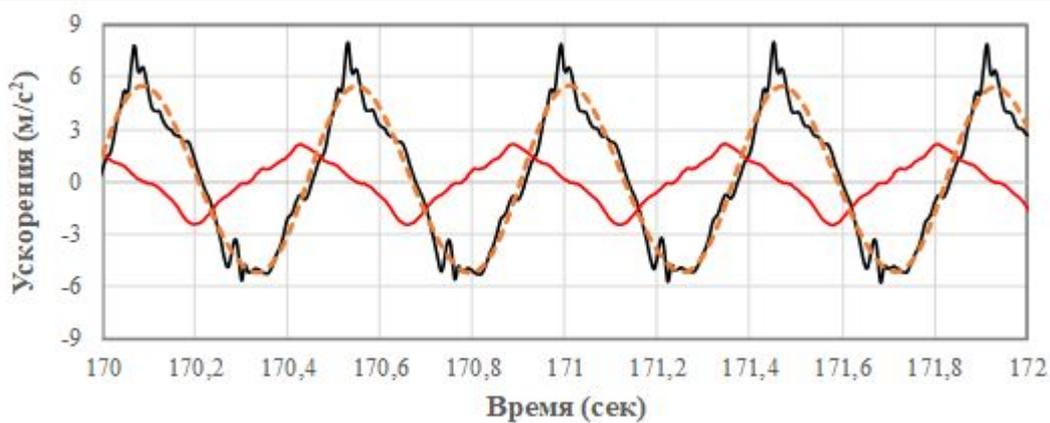
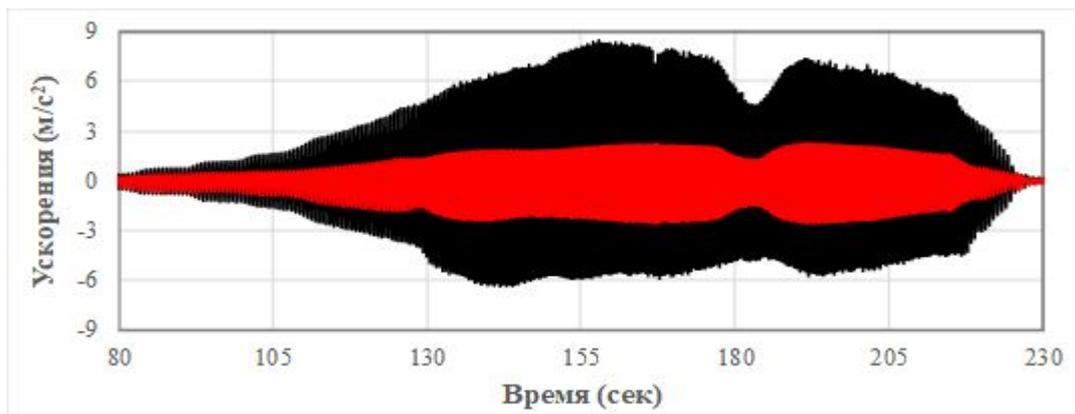


Рисунок 5.51 – Записи горизонтальных ускорений и перемещений геометрических центров платформы и объекта испытаний в уровне перекрытия над первым этажом в направлении вибрационного воздействия на этапе



испытаний V

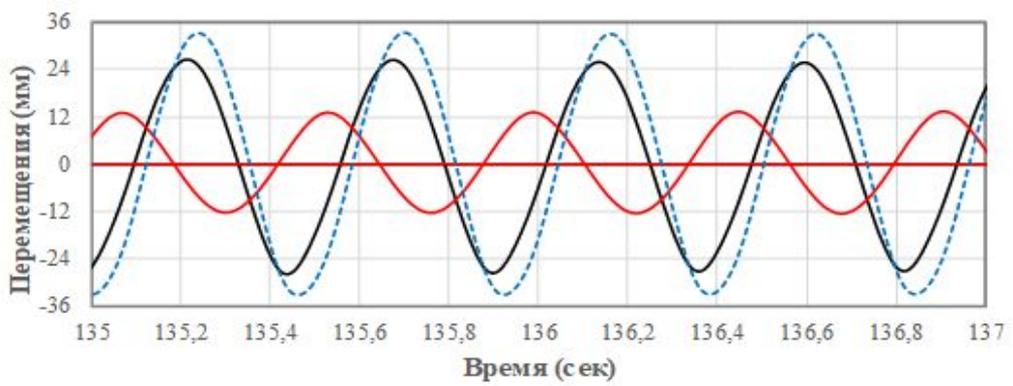
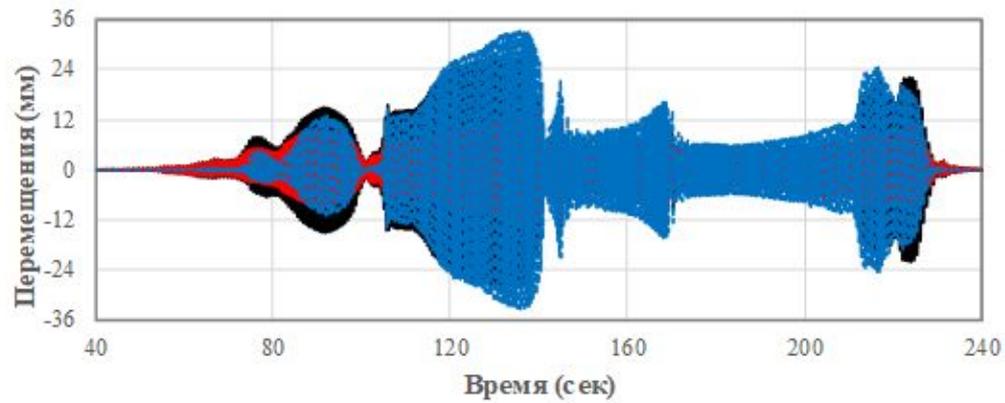
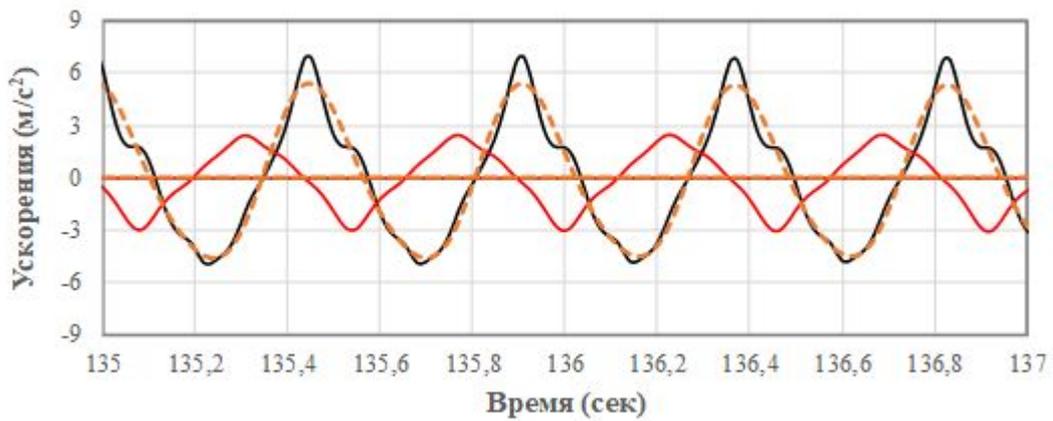
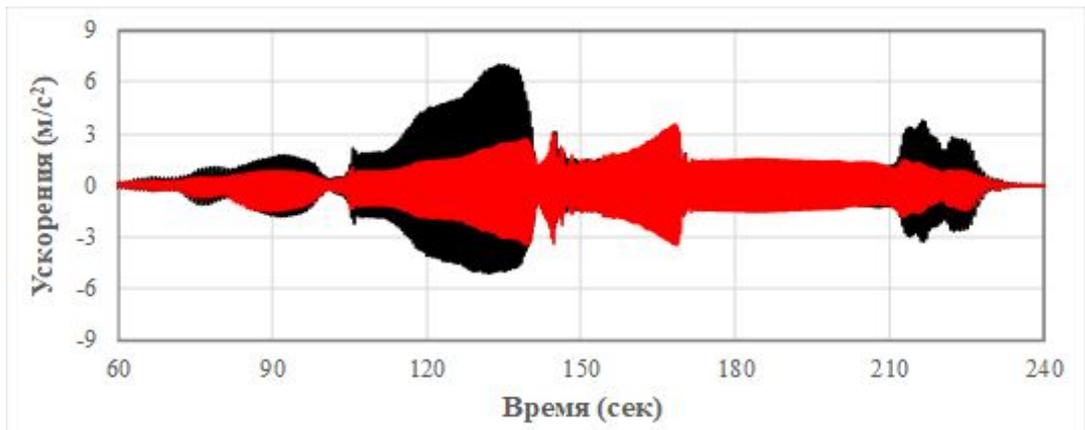


Рисунок 5.52 – Записи горизонтальных ускорений и перемещений геометрических центров платформы и объекта испытаний в уровне перекрытия над первым этажом в направлении вибрационного воздействия на этапе



испытаний VI



На рисунках 5.48 – 5.52:

- красными линиями показаны записи горизонтальных ускорений и перемещений геометрического центра платформы в направлении вибрационного воздействия;
- черными линиями показаны записи горизонтальных ускорений и перемещений геометрического центра объекта испытаний в уровне перекрытия над первым этажом в направлении вибрационного воздействия;
- синими линиями показаны записи горизонтальных перемещений геометрического центра объекта испытаний в уровне перекрытия над первым этажом относительно геометрического центра платформы;
- коричневыми линиями показаны записи горизонтальных ускорений геометрического центра объекта испытаний в уровне перекрытия над первым этажом после фильтрации высокочастотных составляющих.

Отметим, что записи колебаний экспериментального объекта и платформы сопоставлялись в уровне перекрытия над первым этажом, так как в этом уровне, при представлении расчетной модели объекта в виде консоли с двумя сосредоточенными массами, коэффициент формы колебаний расчетной модели равен 1,0.

Приведенные инструментальные записи свидетельствуют, что ускорения, зарегистрированные при динамических испытаниях экспериментального объекта в уровне перекрытия над его первым этажом (в уровне, имеющем значение коэффициента формы колебаний 1,0), более чем в 2 раза превышали расчетные значения ускорения, определенные для испытанного объекта в соответствии с положениями действующих норм при сейсмичности площадки 9 баллов.

Расчетные значения ускорения были определены с помощью следующего выражения:

$$\ddot{A} = a_g \cdot \beta \cdot \eta \cdot k, \quad (5.1)$$

где



\ddot{A} – расчетное значение ускорения в уровне перекрытия над первым этажом экспериментального объекта;

a_g – расчетное значение ускорения основания, принимаемое при сейсмичности площадки 9 баллов равным $0,4g$;

β – коэффициент динамичности, принятый равным $2,5$;

η – коэффициент формы колебаний, принятый равным $1,0$;

k – коэффициент редукиции, принятый равным $0,25$.

В соответствии с приведенным выше выражением расчетное значение ускорения в уровне перекрытия над первым этажом экспериментального объекта при его расчетной сейсмичности 9 баллов составляет $0,25g$.

Анализ инструментальных записей колебаний показал, что здание-представитель в процессе испытаний сопротивлялся динамическим воздействиям как существенно нелинейная конструктивная система. Так, например, если до начала испытаний периоды свободных затухающих поступательных колебаний здания-представителя с внешней облицовкой составляли $0,13$ сек, то на заключительных этапах испытаний его периоды поступательных колебаний при прохождении через резонансы были равны примерно $0,56$ сек. Полученные данные позволяют сделать вывод, что на заключительном этапе испытаний горизонтальная жесткость здания-представителя с внешней облицовкой снизилась, по сравнению с его начальной жесткостью, примерно в 18 раз.

Столь значительное снижение жесткости здания-представителя объясняется преимущественно двумя факторами:

- повреждениями некоторых болтовых соединений конструктивной системы из ЛСТК с железобетонной платформой;
- значительными повреждениями соединений панелей OSB с конструктивной системой из ЛСТК «KARKAS.KG».

Для сравнения интенсивности динамических воздействий, имевших место при испытаниях здания-представителя, с интенсивностью реальных сейсмических воздействий, на рисунках 5.53 и 5.54 сопоставлены спектры



реакций в ускорениях, построенные по инструментальным записям колебаний платформы (красные линии) и нормативные спектры реакций (черные линии), построенные при значениях ускорений основания 0,1g и 0,2g (рис.5.53), 0,2g и 0,4g (рис.5.54).

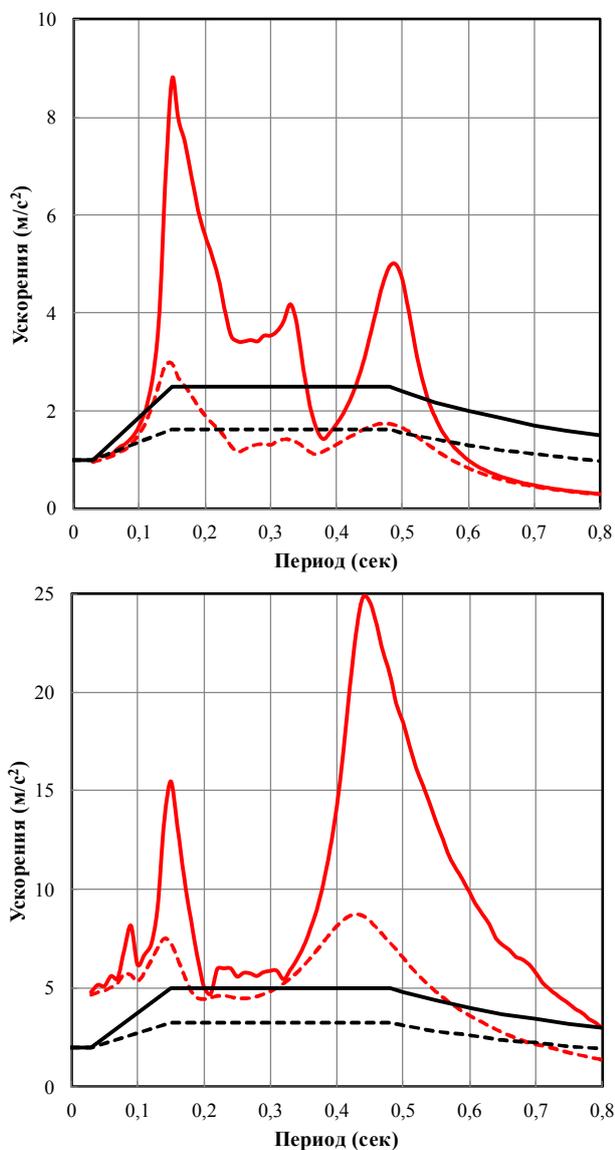


Рисунок 5.53 Спектры реакций, построенные по инструментальным записям на этапах испытаний I и II, и нормативные спектры реакций, построенные при ускорениях основания 0,1g и 0,2g.

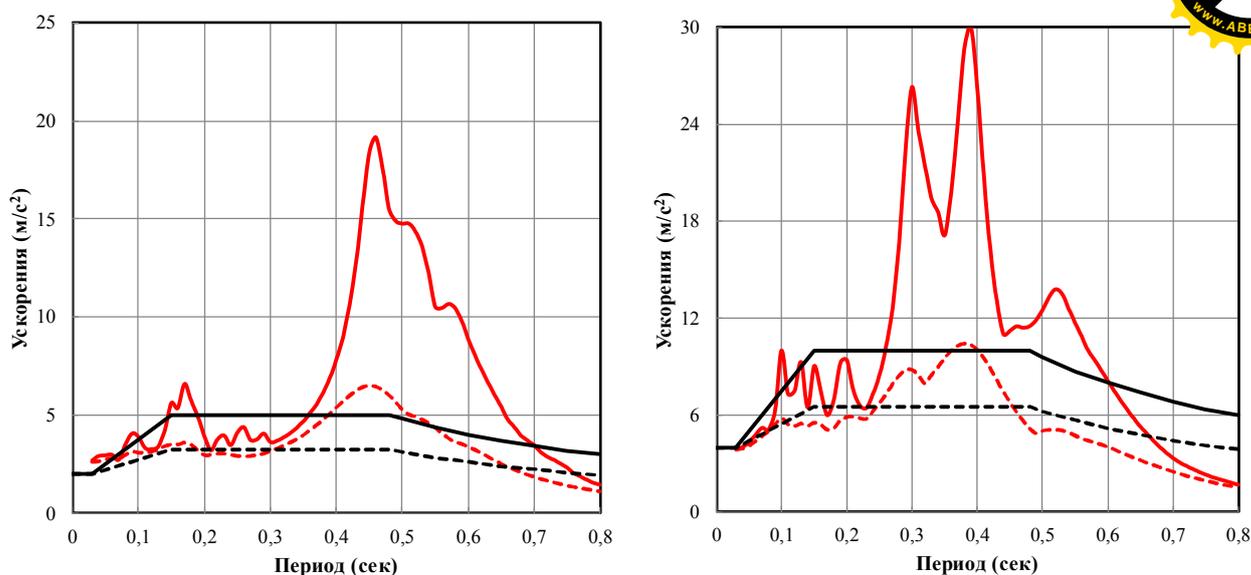


Рисунок 5.54 – Спектры реакций, построенные по инструментальным записям на этапах испытаний V и IX, и нормативные спектры реакций, построенные при ускорениях основания 0,2g и 0,4g

При построении спектров реакций значения коэффициентов демпфирования колебаний были приняты 5% (сплошные линии) и 15% (пунктирные линии) от критического.

Указанный диапазон значений коэффициентов демпфирования охватывает практически все реалистичные значения «эффективного вязкого демпфирования» при существенно нелинейном поведении конструктивных систем зданий.

Из сопоставления спектров реакций, в том числе приведенных в качестве примеров на рисунках 5.53 и 5.54 следует, что интенсивность динамических воздействий на этапах испытаний: I – сопоставима с интенсивностью сейсмических воздействий при 7-балльных землетрясениях; II-VI – сопоставима при 8-9-балльных; VII-IX – сопоставима при 9- балльных землетрясениях.

В соответствии с требованиями новых строительных норм 2009 и 2018 гг. требуется определить горизонтальный перекос этажа здания. Для таких исследований можно выявить поперечное смещение разных уровней. Здание из ЛСТК испытано с обшивкой и без обшивки наружной части из плит ОСБ. При этом получены разные значения горизонтальных смещений, которые показаны

на рисунок 5.55. Анализ испытаний показывает наименьшее горизонтальное смещение этажей здания при обшивке с плитами ОСБ.

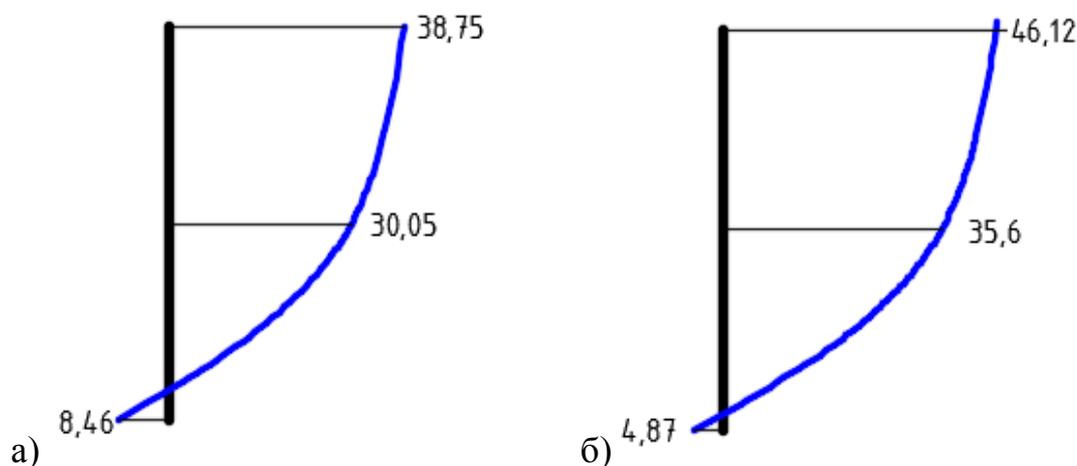


Рисунок 5.55 – Запись ускорений поперечных колебаний и формы поперечных смещений с обшивкой (а) и без обшивки (б) здания из ОСБ, мм, по высоте

По инструментальным записям разных колебаний составлены спектры реакции здания из ЛСТК для дальнейшего расчетного анализа и конструирования для масштабного проектирования и строительства (рис.5.56). Отмеченные линии указывают: жирная черная линия – нормативный спектр при ускорении 0,32 g и коэффициенте поведения 1; все остальные линии – спектры, построенные по записям ускорений, полученным на разных этапах испытаний на фундаментной плите.

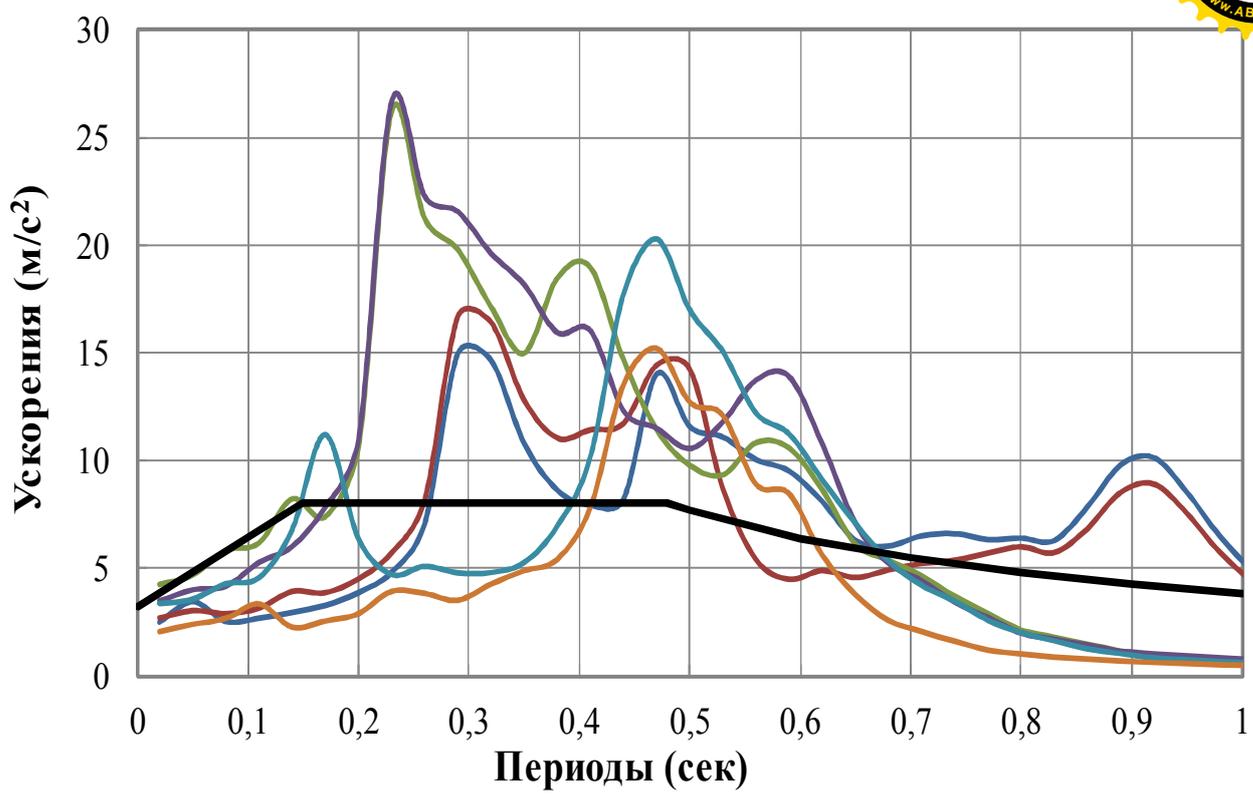


Рисунок 5.56 – Спектры реакции здания из ЛСТК при испытании на платформе в разных ускорениях, максимально 0,37g

Все проведенные испытания доказывают работоспособность платформы и ее дальнейшее применение для экспериментальных исследований зданий разных конструктивных систем.

Горизонтальные инерционные нагрузки, действовавшие на объект испытаний при его колебаниях по основным поступательным формам превышали проектную и ускорения достигли более 0,45g, что соответствует интенсивности землетрясений равной 9 и более баллов в соответствии со шкалой, приведенной в строительных нормах СН КР 20-02:2018.

Горизонтальные инерционные нагрузки, действовавшие на платформу при его крутильно-поступательных колебаниях, многократно превышали редуцированные расчетные нагрузки, соответствующие сейсмичности 9 баллов.

Горизонтальная деформация платформы при устройстве резинометаллических элементов в швы показала затухание колебаний и получило меньшее смещение чем без эластомеров не менее в два раза, то есть



20мм, а ускорение снизилось в пределах 0,07-0,24, приравненное к 1-2 балл интенсивности сейсмических воздействий.

Сравнение значений деформаций доказало, что платформу с установленной вибромашиной можно применять для дальнейших экспериментальных исследований зданий разной конструктивной системы, в том числе с системами сейсмозащиты.

Заключение по главе 5

1. Экспериментальными исследованиями в лабораторных условиях доказана правомерность математической модели и предложенных уравнений расчета критических перемещений и периодов колебаний сейсмоизолирующих элементов и распространение усилий колебаний на надпорную часть здания. При этом записи колебаний показали, что эластомерные свойства резинометаллических опор снижают колебания на 0,15g или на 1-2 балла по интенсивности землетрясений.
2. Экспериментально установлено крутильное поведение платформы, как нелинейная система, при загрузке вибромашины на 1,23т и достигало максимальных ускорений не менее 0,45g и максимальных горизонтальных перемещений более 27,1мм.
3. Экспериментально установлено резонансное поведение платформы при ускорении 0,2g под воздействием вибромашины без доборов-грузов дебалансов, частичным доббором-грузов 0,46т и при полном загрузке 1,23т.
4. Экспериментально установлено гашение колебаний, что горизонтальная деформация платформы при устройстве резинометаллических элементов в швы показала затухание колебаний и получило меньшее смещение чем без эластомеров не менее в два раза, то есть 20мм, а ускорение снизилось в пределах 0,07-0,24, приравненное к 1-2 баллам интенсивности сейсмических воздействий.
5. Горизонтальные инерционные нагрузки, действовавшие на объект



испытаний при его колебаниях по основным поступательным формам. Ускорения многократно превышали проектную и достигли в среднем $0,45g$, что соответствует интенсивности землетрясений 9 и более баллов в соответствии со шкалой, приведенной в СН КР 20-02:2018.

6. Для сравнения интенсивности динамических воздействий при натурных испытаниях здания сопоставлены спектры реакций в ускорениях, построенные по инструментальным записям колебаний платформы (красные линии) и нормативные спектры реакций (черные линии), построенные при значениях ускорений основания $0,1g$, $0,2g$ и $0,4g$. Экспериментально полученный диапазон значений коэффициентов демпфирования 5% и 15% охватывает практически все реалистичные значения «эффективного вязкого демпфирования» при существенно нелинейном поведении конструктивных систем зданий.

ГЛАВА 6 ТЕХНИКО-ЭКОНОМИЧЕСКАЯ ОЦЕНКА РАСЧЕТА И УСИЛЕНИЯ ЗДАНИЙ



6.1 Анализ эффективного использования средств предусмотренных государственными программами

Обеспечение сейсмостойкости зданий и сооружений является одним из приоритетных направлений социально-экономического развития Кыргызской Республики. За последние 20 лет в КР были приняты ряд долгосрочных и целенаправленных государственных программ с целью повышения сейсмостойкости существующих и строящихся зданий и сооружений [29, 51, 130].

Национальная стратегия устойчивого развития Кыргызской Республики на 2018-2040 годы (НСР-2040), утвержденный указом Президента КР от 31 октября 2018 года, УП №221, включает основные 17 целей устойчивого развития ООН, принятые в 2015 году и официально вступившие в силу с 1 января 2016 года [97]. НСР-2040 включает все приоритетные направления устойчивого развития страны, в том числе по искоренению бедности, обеспечению экономического роста, индустриализации, сохранению экосистемы. Основной особенностью НСР-2040 от предшествующих аналогов, является то, что в центре каждого раздела ставится гражданин КР – его безопасность.

В части безопасности в строительной отрасли поставлены следующие задачи:

- стимулирования строительства доступного жилья, в том числе для уязвимых слоев населения на условиях социального найма;
- увеличения объемов жилищного строительства, объектов социального и промышленного назначения;
- перехода на новые архитектурно-строительные системы, типы зданий и современные технологии;
- экономической деятельности, обеспечивающей сокращение уровня бедности и эффективное планирование через элементы «зеленого» развития;



- недопущения постоянного «расширения вширь, нужно расти вверх» при придания современного облика городов и сел, новый подход к пространственному планированию и развитию, повышение требований к строительным нормам и стандартам;

- проживания граждан страны в устойчивых, безопасных и комфортных домах.

Согласно Указу Президента Кыргызской Республики от 31 марта 2009 года УП № 183 «О стратегии развития страны на 2009-2011 годы» вопросы сейсмической безопасности признаны затрагивающими стратегические интересы страны и включены в приоритетные направления деятельности государства. В этой связи приобретает особую актуальность наряду с разработкой новых направлений деятельности выполнение ранее принятых решений по обеспечению сейсмической безопасности.

Согласно постановлений Правительства Кыргызской Республики № 376 от 18 июня 2002 года и № 737 от 4 ноября 2002 года была разработана и утверждена Республиканская Программа «Сейсмическая безопасность на 2003-2010 годы» [130], которая обязывала выполнение различных мероприятий и конкретных действий со стороны органов исполнительной власти и органов местного самоуправления по повышению уровня сейсмостойкости зданий и сооружений жилищно-гражданского, общественно-социального и производственного назначения для обеспечения безопасной жизнедеятельности населения Кыргызской Республики.

Согласно, постановлений Правительства Кыргызской Республики от 29 августа 2011 года № 523, от 22 апреля 2015 года №236 утверждена Государственная программа «Сейсмическая безопасность Кыргызской Республики на 2015-2019 годы» [51], где финансирование работ по проведению паспортизации объектов промышленности, жилья и социальной сферы предусматривалось из Республиканского бюджета. До настоящего времени работы в данном направлении не ведутся, ввиду полного отсутствия и дефицита финансирования в стране.



Согласно Постановлениям ПКР от 29 января 2018 года № 58 и от 30 января 2019 года №378 утверждена «Концепция комплексной защиты населения и территории Кыргызской Республики от чрезвычайных ситуаций на 2018-2030 годы».

Согласно Постановлению ПКР от 31.07.2015 г. № 551 утверждена Программа Правительства Кыргызской Республики «Безопасные школы и дошкольные образовательные организации в Кыргызской Республике на 2015-2024 годы» [29].

В январе 2020 года Правительством КР утверждена «Стратегия развития строительной отрасли Кыргызской Республики на 2020-2030 годы». Данный документ предусматривает реализации следующих основных целей:

- строительство жилых, общественных и промышленных объектов, и их эксплуатация;
- экологическая безопасность и защита окружающей среды;
- развитие кадрового потенциала в строительной отрасли;
- научно-техническая политика;
- развитие градостроительной деятельности;
- развитие цифровой ИКТ/ИТ инфраструктуры и цифровая трансформация строительства;
- совершенствование системы государственного регулирования в области градостроительства, архитектуры и ЖКХ;
- совершенствование системы нормативно правового регулирования.

В результате реализации Стратегии ожидаются следующие результаты:

- повышение эффективности капитальных вложений;
- оптимизация ценообразования в строительстве и ЖКХ;
- обеспечение строительной отрасли квалифицированными кадрами;
- повышение требования к безопасности зданий и сооружений;
- обеспечение градостроительной документации.

По данным ЮНИСЕФ, дети в Кыргызской Республике недостаточно охвачены мероприятиями по снижению рисков стихийных бедствий и



жизнестойкости. По всей стране, 84 процента школ и 85 процентов дошкольных учреждений не отвечают минимальным стандартам безопасности и требуют срочного ремонта или реконструкции. *Таким образом, более одного миллиона детей подвержены риску потенциальных стихийных бедствий.*

Данные обследования зданий, пострадавших от землетрясений, произошедших на территории страны за 1992-2018 годы, показывают [75], что растет число пострадавших людей и разрушенных зданий. Так, например, при землетрясении в Кочкорском районе Нарынской области в 2007 году пострадало свыше 3000 зданий, а при землетрясении в районах Баткенской, Ошской и Джалал-Абадской областей - свыше 5000 зданий, в 2008 году Алайское землетрясение унесло 76 человек, из них 43 детей, полностью разрушено 145 жилых домов.

Действующие в Кыргызской Республике нормативные документы, регламентирующие вопросы сейсмостойкости, опережают требования, установленные для зданий и сооружений, возведенных в середине прошлого века. Низкий уровень эксплуатации зданий и сооружений усугубляет опасность и повышает сейсмический риск.

Угроза сильных землетрясений на территории Кыргызской Республики считается объективной реальностью, и подготовка к ним является одной из важных государственных задач. Анализ последствий землетрясений показывает, что лучше заранее готовиться к ним, чем восстанавливать причиненный ущерб. Проведение предупреждающих мероприятий позволяет в десятки раз снизить материальный ущерб от землетрясения.

Так, Институт сейсмологии НАН КР прогнозирует возникновение землетрясений на территории КР, равным по интенсивности разрушительным землетрясениям, приравненным более 9 бальному Кеминскому землетрясению 1910 года. Для столицы Бишкек наиболее опасным является сейсмогенерирующий Чункурчакский разлом и возможный усиливающее распространение сейсмических волн активный Ысык-Атинский разлом. Только в зоне влияния последнего разлома с протяженностью около 100км

расположены более 20 малых и крупных населенных пунктов, в которых сосредоточены около 20% или более 800,0тыс. жителей Кыргызской Республики.

По данным Американской геологической службы USGS Earthquakes [75] ежегодно фиксируются в среднем более 3,5 тыс. землетрясений магнитудой более 3,0. За последний 120 лет произошло 1048 землетрясений магнитудой более 5,0, или за последние 39 лет произошло 762 землетрясений магнитудой 4,5, влияющих на территорию Кыргызской Республики (рис.6.1 и 6.2).

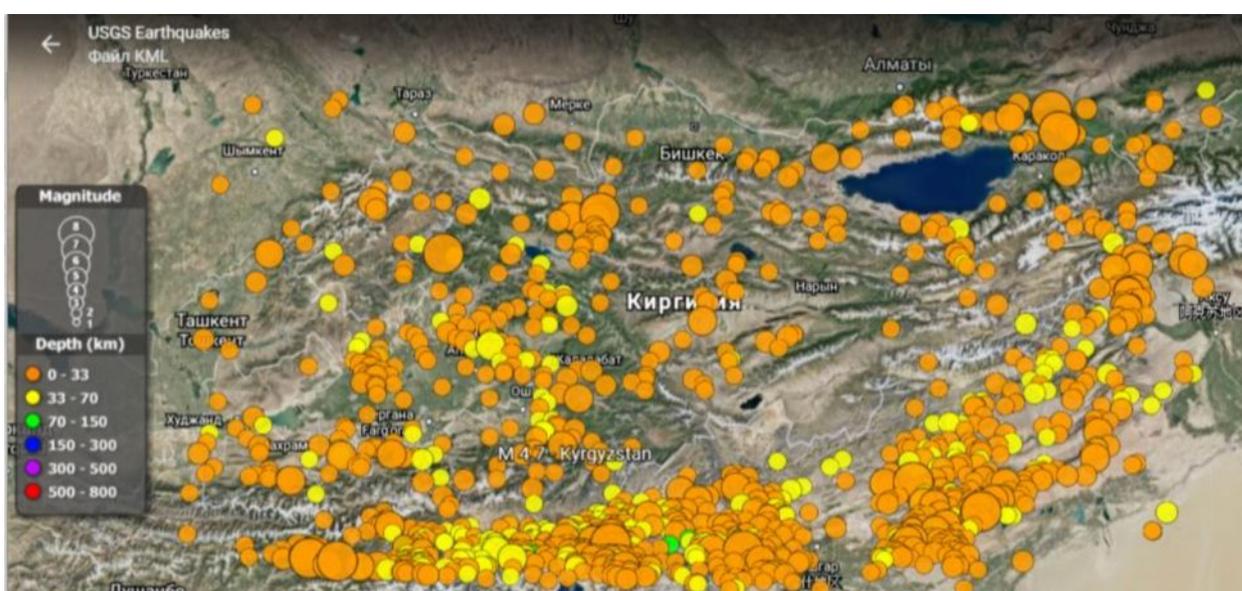


Рисунок 6.1 – Карта эпицентров 1048 землетрясений магнитудой более 5,0, влияющих на территорию Кыргызской Республики за период с 1900-2020гг



Рисунок 6.2 – Карта эпицентров 762 землетрясений магнитудой более 4,5, влияющих на территорию Кыргызской Республики за период с 1981-2020гг

Согласно данным Национального статистического комитета КР, за последние 120 лет в результате землетрясений человеческие жертвы составили более 600 человек, а экономические потери считаются миллионы, только на восстановление одного села Нура Алайского района потрачено более 30,0млн.сом.

На практике известно, что наиболее катастрофические последствия землетрясений с огромным человеческим и экономическим ущербом наблюдаются иногда в тех местах, где не прогнозировались и не ожидалось сильные землетрясения.

Как известно, только за последние 15 лет на территории Кыргызской Республики произошло 4 сильных землетрясения, которые нанесли значительный материальный ущерб и вызвали гибель людей.

В 2007 году на выдачу безвозмездной помощи и ссуд пострадавшим семьям от стихийных бедствий выделено 162,82 млн. сомов. Семьям, пострадавшим от землетрясения и нуждающимся в отселении из опасных зон за 2007 год выдано ссуды на 102,88 млн. сомов. Для завершения строительства



жилых домов 542 пострадавшим семьям перечислено 50,0 млн. сомов. На строительство выдано 110 семьям 6,0 млн. сомов (табл.6.1).

В 2008 году (см. Табл.6.1) для оказания помощи пострадавшим от стихийных бедствий было перечислено 377,0 млн. Сомов (на строительство жилых домов 2057 семьям, на безвозмездную помощь 2086 семьям, на капитальный ремонт 4459 семьям).

Таблица 6.1 – Затраты госбюджета для оказания помощи и строительство зданий

Год	Затраты государственного бюджета, млн. сом				
	безвозмездная помощь пострадавшим семьям	для завершения строительства и капитальный ремонт жилых домов	на новое строительство	ипотечные ссуды	будут выданы по мере предоставления документов
2007	162,82	50,0	6,0	102,88	–
2008	104,5	44,6	227,0	121,2	–
2009	34,7	50,8	253,5	–	150,0

Для обеспечения государственной помощью пострадавших семей, согласно постановлению правительства кыргызской республики от 23.08.2008 года № 359 получивших ипотечные сертификаты в 2007 году, чьи индивидуальные жилые дома находятся в потенциально опасных зонах (оползень, береговая эрозия, камнепад):

- выданы очередные транши ипотечной ссуды 967 семьям, которым выделены земельные участки для строительства нового жилого дома, на эти цели перечислено 121,2 млн. Сомов;

- выдана безвозмездная помощь по ипотечным сертификатам 2008 семьям по 50 тыс. Сомов на общую сумму 100,6 млн. Сомов.

Пострадавшим семьям в результате землетрясения, произошедшего в ошской области и г. Ош согласно постановлению правительства кыргызской республики от 10.01.2008 года № 3:



- на выдачу 1-2 транши на строительство – 1090 семьям на сумму 1 млн. Сомов;
- на выдачу безвозмездной помощи 78 семьям – 3,9 млн. Сомов;
- на выдачу безвозмездной помощи по 10 тыс. Сомов 4459 пострадавшим семьям ошской области и аксыйского района жалалабатской области – 44,6 млн. Сомов.

Для оказания помощи пострадавшим от стихийных бедствий в 2009 году (см. Табл.6.1) предусмотрено из республиканского бюджета 489,0 млн. Сомов, в 1 полугодии министерством финансов кыргызской республики профинансировано 339,0 млн. Сомов, из них перечислено в рск 288,2 млн. Сомов для выдачи 4347 семьям. По согласованию с министерством финансов кыргызской республики в первоочередном порядке обеспечиваются государственной помощью пострадавшие семьи, получившие ипотечные сертификаты в 2007-2008 году на строительство жилых домов - 3654 семей на сумму 253,5 млн. Сомов. Оказана единовременная безвозмездная помощь по 50,0 тыс. Сомов 693 семьям на сумму 34,7 млн. Сомов. Оставшиеся средства будут выданы населению по мере предоставления ими необходимых документов на получение помощи.

На рис.6.3 показаны затраты государственного бюджета для оказания помощи пострадавшим от стихийных бедствий.

Рассмотрим расчет затрат государственного бюджета по формуле:

$$Z_{ГБ} = Z_{БП} + Z_{СК} + Z_{НС} + Z_{ИС} + Z_{БВ}, \text{ млн. сом.} \quad (6.1)$$

где $Z_{БП}$ – безвозмездная помощь пострадавшим семьям, млн. сом; $Z_{СК}$ – затраты для завершения строительства и капитальный ремонт жилых домов, млн. сом; $Z_{НС}$ – затраты на новое строительство, млн. сом; $Z_{ИС}$ – ипотечные ссуды, млн. сом; $Z_{БВ}$ – будут выданы по мере предоставления документов, млн. сом.

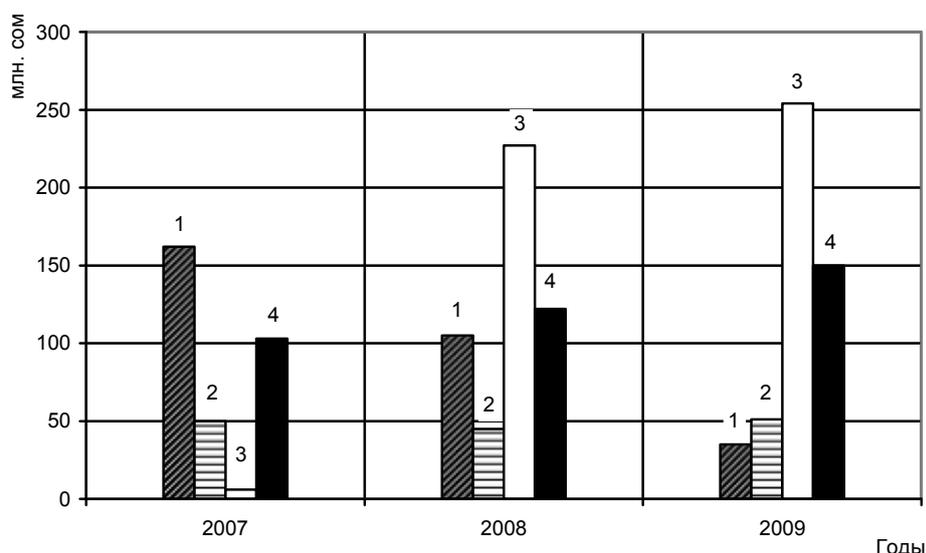


Рисунок 6.3 – Затраты государственного бюджета для оказания помощи пострадавшим от стихийных бедствий, млн. сом: 1 – безвозмездная помощь пострадавшим семьям, 2 – затраты для завершения строительства и капитального ремонта жилых домов, 3 – затраты на новое строительство, 4 – ипотечные ссуды

На 2007 год по (6.1): $162,82 + 50,0 + 6,0 + 102,88 = 321,7$ млн. сом.

На 2008 год по (6.1): $104,5 + 44,6 + 227,0 + 121,2 = 497,3$ млн. сом.

На 2009 год по (6.1): $34,7 + 50,8 + 253,5 + 150,0 = 489,0$ млн. сом.

Общие издержки для экономики республики (2007–2009 гг.):

$$Иэ = З_{гб1} + З_{гб2} + З_{гб3} = 321,7 + 497,3 + 489,0 = 1308 \text{ млн. сом.} \quad (6.2)$$

Выгоды для государства:

$$Вг = З_{бп} + З_{нс} + З_{ис} + З_{бв} - З_{ск}, \text{ млн. сом.} \quad (6.2)$$

$$Вг = 152,02 + 486,5 + 224,08 + 150,0 - 145,4 = 867,2 \text{ млн. сом.}$$

Таким образом, общий экономический эффект от соблюдения требований сейсмической безопасности может составить около 1 млрд. сомов в год без учета оказания помощи для завершения строительства и капитального ремонта жилых домов (пострадавших от землетрясений), затрат государственных органов на проектирование и на осуществление государственного надзора за строительством жилых домов.



На рис.6.4 показаны затраты государственного бюджета для оказания помощи пострадавшим от стихийных бедствий на 2007-2009 годы.

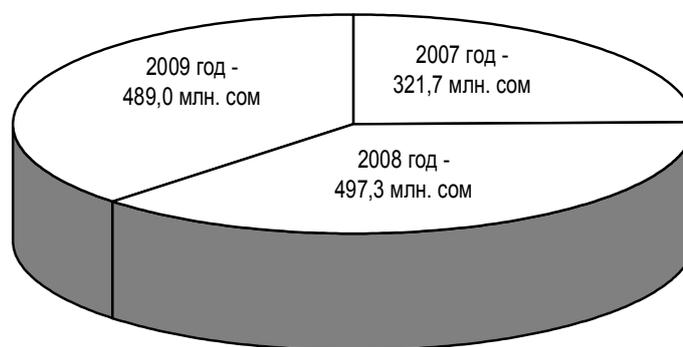


Рисунок 6.4 – Затраты государственного бюджета для оказания помощи пострадавшим от стихийных бедствий по годам

По данным Национального статистического комитета КР анализированы вложения на строительство жилых домов за 1990-2018гг. и приведены в табличном виде по формам собственности и месту расположения городской или сельской местности (табл.6.2).

Как видно из табл.6.2 объем инвестиций для строительства жилых домов за 28 лет составило 1 948 680,0 млн.сом, из них затраты государственного бюджета составляет всего 112 958,0 млн. сом, а частного вложения больше чем другие вложения и составляет – 1 821 425,0 млн. сом.

Таблица 6.2 – Вложения в строительство жилищного фонда по формам собственности и месту расположения за 1990-2018гг.

№	Наименование показателей	Средства, млн.сом	в %
1	Всего	1 948 680,0	100,00%
1.1	Государственный	112 958,0	5,80%
1.2	Частный	1 821 425,0	93,47%
1.3	Общественный	5 979,0	0,31%
1.4	Жилищно-строительных кооперативов	8 318,0	0,43%
2	Городская местность	785 452,0	40,31%
2.1	Государственный	84 456,0	10,75%



Продолжение табл.6.2

2.2	Частный	691 971,0	88,10%
2.3	Общественный	778,0	0,10%
2.4	Жилищно-строительных кооперативов	8 247,0	1,05%
3	Сельская местность	1 163 229,0	59,69%
3.1	Государственный	28 501,0	2,45%
3.2	Частный	1 129 454,0	97,10%
3.3	Общественный	5 201,0	0,45%
3.4	Жилищно-строительных кооперативов	72,0	0,01%

Исходя из вышесказанного необходимо отметить, что в настоящее время проектирование и строительство ведется по методике, разработанные еще в 70-годы прошлого века. Тогда Кыргызская Республика была в составе Советского Союза, были времена экономии средств для дотационных и аграрных республик, искусственное снижение реальных сейсмических ускорений имело место, применялась единая методика расчета и конструирование зданий в зависимости от интенсивности землетрясений по шкале MSK-64, которая была разработана по результатам обследования существующих зданий после землетрясений в 1960-годы. Строительство современных зданий по шкале 1964 года не возможно.

В данной главе приводятся технико-экономические показатели по проведенным исследовательским работам:

- экономический эффект от применения новых подходов анализа и проектирования зданий на основе пиковых ускорений грунтов (раздел 6.2);
- эффективности применения предлагаемого нового метода «Инженерного лечения» (раздел 6.3);
- эффективность применения активной системы сейсмозащиты в виде резинометаллических опор под здания новой и существующей застройки (раздел 6.4).



6.2 Техничко-экономическая эффективность расчета зданий на основе пиковых ускорений грунтов

В соответствии со списком населенных пунктов и географических координат их расположения, предоставленных в «Государственном классификаторе системы обозначений административно-территориальных единиц КР», разработанном Национальным статистическим комитетом КР (2012), Госрегистром КР и Госкартографией КР на территории КР имеется крупных и малых 1918 населенных пунктов. Из них 36,65% или 703 населенных пунктов расположены на территории с грунтовыми условиями по сейсмическим свойствам ускорениями более 0,4g, в том числе в сейсмогенерирующих зонах расположены 116 населенных пункта. Далее 50,99% или 975 населенных пунктов расположены в районах с грунтовыми условиями по сейсмическим свойствам ускорениями 0,2-0,39g, остальные 12,36% или 237 населенных пунктов расположены в районах с грунтовыми условиями по сейсмическим свойствам ускорениями 0,19g.

Ускорения в долях g приведены в соответствии с данными «Шкалы соответствия интенсивности землетрясения в баллах и пиковых ускорениях в скальных грунтах» по СН КР 20-02:2018. Соотношения интенсивности землетрясения в баллах и пиковых ускорениях в скальных грунтах по шкале MSK-64 и приведенной в СН КР 20-02:2018 показаны в табл.6.3.

Таблица 6.3 - Соотношения интенсивности землетрясения в баллах и пиковых ускорениях в скальных грунтах по шкале MSK-64 и приведенной в СН 2018

Интенсивность <i>I</i> , балл	PGA для горизонт. составл., см/с ²		PGA для горизонт. составл., g	
	MSK-64	СН КР 2018	MSK-64	СН КР 2018
7	61÷120	<196,2	0,061÷0,12	<0,2
8	121÷240	196,2÷392,4	0,121÷0,24	0,2÷0,4
9	241÷480	≥392,4	0,241÷0,48	≥0,4
более 9	481÷960	зоны ВОЗ	0,481÷0,96	зоны ВОЗ



В соответствии с данными табл.6.3 можно легко получить расчетные показатели коэффициентов сейсмичности по старым СНиП КР 20-02:2009 и новым СН КР 20-02:2018 (табл.6.4)

Таблица 6.4 – Коэффициент сейсмичности по СНиП 2009 и расчетные ускорения грунтовых условий по СН 2018

Интенсивность <i>I</i> , балл	PGA для горизонт. составл., g		Коэффициент сейсмичности по СНиП 2009	Расчетные ускорения грунтовых условий
	MSK-64	СН КР 2018		
7	0,061÷0,12	<0,2	0,1	<0,2
8	0,121÷0,24	0,2÷0,4	0,2	0,2÷0,4
9	0,241÷0,48	≥0,4	0,4	≥0,4
более 9	0,481÷0,96	зоны ВОЗ	0,7	≥0,4

Итак, по данным двух таблиц 6.3 и 6.4 на территории Кыргызской Республики ранее возможные землетрясения с интенсивностью 7 баллов и коэффициентов сейсмичности 0,1 уже начиная с 2018 года отсутствует и становится между 8 и 9 баллами интенсивности по старой шкале MSK-64. Но уточненные данные позволят определить расчетные сейсмические нагрузки и проектировать здания с требованиями норм ближе к международным стандартам. Новые изменения позволят минимизировать ущерб и экономические расходы.

Разработанные и предложенные подходы для расчетов зданий на основе пиковых ускорений грунтов в диссертационной работе позволяют представить поведение зданий с реальными грунтовыми условиями и фактическими данными по распределению сейсмических волн на площадке строительства. Предложенный подход с установленными коэффициентами достигают минимизировать ущерб, наносимый зданиям и сооружениям от возможных



сильных землетрясений, обеспечивает безопасность населения, снижает социальный, экономический и экологический риск.

Размер ущерба без учета антисейсмических мероприятий и расчетов, предлагаемых в диссертационной работе означает следующее: здания и сооружения, построенные до 2018 года, проектированы на 1 балл ниже или выше, чем показывает реальные ускорения. Например, в соответствии данным табл.6.4 коэффициент сейсмичности для 8 баллов принимается равным 0,2, тогда как по строительным нормам 2018 года следует принимать по фактическому расположению площадки строительства величину ускорения в диапазоне от 0,2g до 0,4g. Для более 9 баллов принимается равным 0,7, по новым строительным нормам пиковые ускорения для скальных грунтов дается от 0,4g до 0,59g, то есть почти на половину меньше, чем нормы 2009 года.

Из практического опыта строительства 1980-х годов зная, что снижение расчетных усилий на 1 балл дает экономию средств на 10-12% себестоимости строительства, можно утвердить, что для строительства на площадках строительства 9 и более баллов идет снижение себестоимости строительства на миллионы сомов.

К сожалению такой подход здесь тоже не применим, поскольку за последний 30 летний период коренным образом изменились ценности, то есть появилась частная собственность. Из-за чего стоимость строительства выросла на покупку площадки строительства, на подключение к инженерной инфраструктуре, на архитектурный облик и внешнюю отделку, благоустройство и дизайн ландшафта, прогнозирование парковочных мест и т.д., не имеющее общего к вопросам сейсмической безопасности.

Поэтому предлагается сравнительный анализ стоимости строительства зданий разных конструктивных систем с учетом строительных норм 2009 и 2018 годов в табл.6.5.

Новый подход в определении расчетной сейсмической нагрузки с учетом пиковых ускорений грунтов порождает много вопросов о стоимости



строительства и необходимости раскошелиться за свою сейсмическую безопасность.

Таблица 6.5 – Сравнительный анализ стоимости строительства зданий разных конструктивных систем с учетом строительных норм 2009 и 2018 годов

#	Показатели для расчета затрат	Конструктивная система здания				
		Рамно-связевая	Рамная	С монолитными стенами	Комплексной конструкции	Крупнопанельное
1	Населенный пункт	Бишкек	Бишкек	Нарын	Каракол	Ош
2	Тип грунтовых условий	II	II	II	II	II
3	Сейсмичность площадки по СНиП 2009	8	8	8	9	9
4	Этажность	12	7	18	7	9
5	Кэфф. сейсмичн. по СНиП 2009 / ускорение грунта по СН 2018	0,28 / 0,364g	0,28 / 0,364g	0,2 / 0,44g	0,4 / 0,375g	0,4 / 0,44g
6	Кэфф. редукации / поведения по 2009 / 2018	0,25 / 4,0	0,3 / 3,3	0,25 / 5,0	0,3 / 3,3	0,2 / 5,0
7	Кэфф.ответств. и высоты / ответств. по наzn. и высоты	1x1,42 / 1,42	1x1,12 / 1,12	1x1,78 / 1,78	1x1,12 / 1,12	1x1,24 / 1,24
8	К определению расчетной сейсмической	0,0994 / 0,1292	0,0941 / 0,1235	0,089 / 0,1566	0,1344 / 0,1272	0,0992 / 0,1091



	нагрузки 2009 / 2018					
--	----------------------	--	--	--	--	--

Продолжение табл.6.5

9	Увеличение сечения и арматуры на первых 3-этажах	29,98%	31,24%	75,95%	5,36%	9,98%
10	На все здание равномерно	2,5%	4,46%	4,22%	0,76%	1,12%
11	Армирование колонн первых 3-этажей	15% / 1,25%	15% / 2,14%	15% / 0,83%	15% / 2,14%	
12	Армирование диафрагм первых 3-этажей	15% / 1,25%	15% / 2,14%	15% / 0,83%	15% / 2,14%	
13	Армирование ригелей первых 3-этажей	20% / 1,67%	20% / 2,85%	20% / 1,11%	20% / 2,85%	
14	Армирование перекрытий на первых 3-этажах	50% / 4,17%	50% / 7,14%	50% / 2,77%	50% / 7,14%	

По мнению экспертов и практиков в области организации строительства многоквартирных жилых домов, доли отдельных этапов и некоторых сопутствующих затрат, в себестоимости 1 м² недвижимости, распределяются следующим образом: аренда земли 6% — 15 %; проектирование, включая экспертизу и согласования 3% — 7%; возведение здания 40%- 60%; подключение и строительство внешних инженерных сетей 8% -10%; кредитная нагрузка 3% -4%; содержание аппарата 2,5%; маркетинговые затраты 1 %, чистая прибыль 10-15%.



Пиковые ускорения грунтов и их референтные значения в требованиях строительных норм СН КР 20-02:2018 являются базовыми значениями при определении расчетных сейсмических нагрузок для проектирования зданий и сооружений.

Фактически значение ускорения грунта для города Бишкек, осталось неизменной 0,28g на основании требований СНиП КР 1993 года по застройке столицы. Институт сейсмологии НАН КР впервые раскрыл координаты расположения 102 сейсмогенерирующих активных разломов на территории Кыргызской Республики. Для многих населенных пунктов искусственно заниженные значения ускорений 8-бальной зоной равной 0,2 увеличилось на 0,39g для 141 населенного пункта, 0,3g – 220, 0,29g – 360, 0,28g – единственный город Бишкек. Кроме того, для 228 населенных пунктов значения ускорения снизились на 0,19g вместо 0,2g. Для 7 бальной интенсивности ранее 9 населенных пунктов рассчитывалось на 0,1g. Неизменными остались 256 населенных пункта с 0,2g и 419 с 0,4g. Рассчитанные на 0,7g населенные пункты в количестве 400 в соответствии с требованиями строительных норм СН КР 20-02:2018 будут приняты со значениями ускорений 0,59g – 6 населенных пункта, 0,5g – 110 и 0,49g – 284 населенных пункта. Эти данные влияют на снижение или увеличение сейсмических нагрузок по расположению площадки строительства.

Важно, чтобы коэффициенты сейсмической опасности адекватно учитывали риск и не преувеличивали их. Необходимо придерживаться девизу «Не землетрясения убивают людей, а здания» и минимизировать расходы на ликвидацию последствий землетрясений, на восстановление и усиление зданий, способствующие повышению сейсмической безопасности.

Общие затраты на строительство при учете пиковых ускорений грунтов, в результате увеличения коэффициента сейсмической опасности будут повышаться не более 1-3% от общей себестоимости строительства объекта. Крупные затраты, как правило, будут израсходованы на приобретение площадки строительства ~10%, проектирование, инженерные изыскания,



экспертиза и получение разрешения на строительства 10%, возведение здания 50%, подключение и строительства инженерных сетей 8%, отделка фасада и благоустройство территории 5%, маркетинг и социальные рекламы 4%, по-видимому чистая прибыль 13%.

6.3 Технико-экономическая эффективность усиления зданий методом «Инженерного лечения» конструкций зданий

Традиционным решением конструкторов и проектировщиков является усиление всего здания существующей застройки при восстановлении по результатам обследования. Отсутствует практика расчета решений усиления на экономическую эффективность и поперечные воздействия. Как уже сказано, метод «инженерного лечения» здания подразумевает, что конструкции здания существующей застройки воспринимает вертикальную нагрузку и выдерживает линейные силы. Для повышения устойчивости при землетрясения необходимо усилить конструкции таким образом, чтобы усиленные несущие конструкции воспринимали поперечные сейсмические силы кроме вертикальных нагрузок. В таком случае стоимость усиления уменьшается на 2-3 раза по сравнению с усилением всего здания. Уменьшение стоимости усиления достигается устройством дополнительных элементов жесткости в виде вертикальных диафрагм или стальных крестообразных связей жесткости, усиление железобетонными обоймами отдельных более напрягаемых при сейсмическом воздействии конструкций.

Итак, приводим примеры усиления каркасного здания школы серии ИИС-04 [40, 146, 273]:

- устройством железобетонной обоймы колонн [188];
- устройством вертикальных железобетонных диафрагм [296, 301, 302];
- устройством вертикальных связей жесткости [200, 201, 209].

6.3.1 Усиление железобетонными обоймами



В зависимости от места расположения в здании железобетонными обоями можно усиливать две, три или четыре стороны колонны. Технология исполнения включает следующие действия, представленные на рис.6.5:

1. С существующей железобетонной колонны частично удаляется защитный слой бетона пескоструйным аппаратом и металлическими щетками.

2. Новые продольные арматурные стержни размещаются пучками по 3 стержня в каждом углу колонны. Продольные стержни закрепляются в основании существующей колонны через отверстие, сделанное в основании, и заливаются цементно-эпоксидным раствором.

3. Устанавливаются новые U-образные стальные связи вокруг продольной арматуры в железобетонных обоях.

4. На открытые поверхности колонны наносится слой торкретбетона толщиной 100 мм. Спецификация торкретбетона представлена в СП 70.13330.2012 [164].

5. В месте примыкания колонны к балке обеспечивается неразрывность продольной арматуры. В существующей плите перекрытия проделываются отверстия для пропуска продольной арматуры. Отверстия заделываются цементно-эпоксидным раствором. Стоимость усиления посчитана и приведена в табл.6.6.

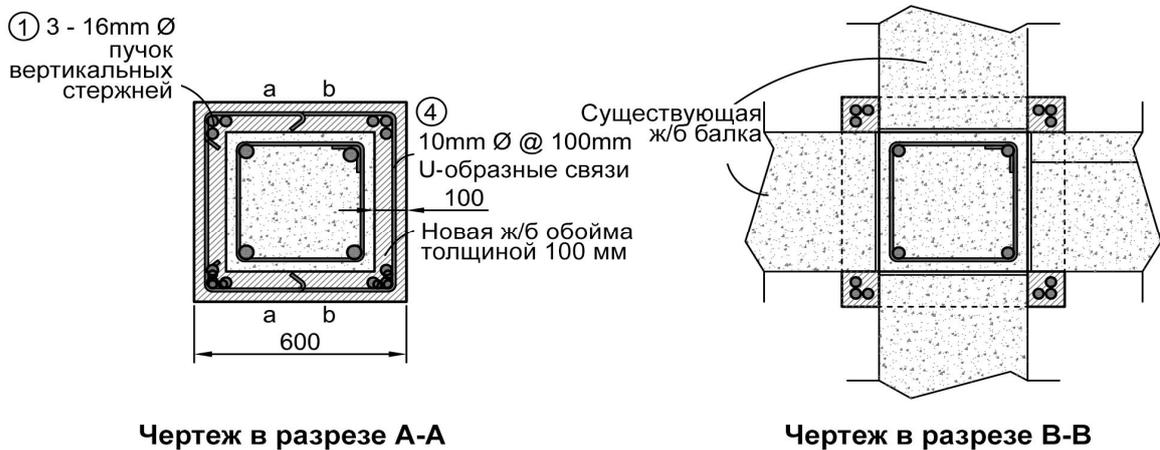
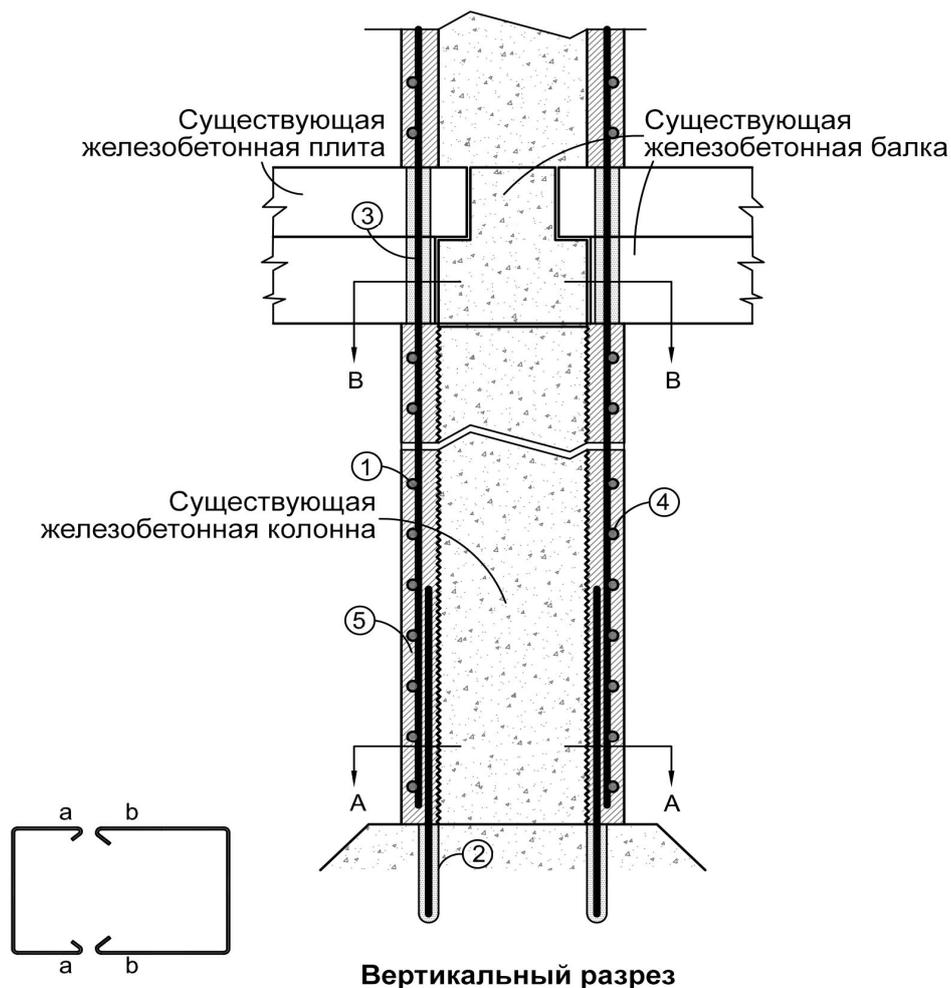


Рисунок 6.5 – Схема сейсмоусиления колонны с железобетонными обоймами: 1 – продольная арматура обоймы (пучок из 3 стержней в каждом углу); 2 – крепление стержней в существующем фундаменте; 3 – отверстия, проделанные в существующей балке для обеспечения неразрывности арматуры обоймы; 4 – новые U-образные связи; 5 – новая железобетонная обойма



Таблица 6.6 – Смета стоимости работ по усилению железобетонными обоями

№	Наименование работ	На 1 ед.	Количество	Стоимость усиления, сом
1	Строительные материалы на колонну	11 440,6	44шт.	503 386,4
	Строительные работы для 1 колонны	33 841	44шт.	1 489 004
	Общая стоимость			1 992 390,4
	Стоимость усиления на 1 кв.м., если общая площадь 828кв.м.		828кв.м.	2 406 сом

6.3.2 Установка новых железобетонных обоев и вертикальных стальных связей жесткости

Схема сейсмоусиления 2 подразумевает установку новых железобетонных обоев и стальных связей жесткости. Прежде чем устанавливать стальные связи жесткости, необходимо установить железобетонные обои. Ниже описана технология установки стальных связей жесткости (рис.6.6):

1. Новые железобетонные поперечные балки монтируются на нижнем этаже ниже поверхности земли во всех местах расположения связей жесткости.

- До начала установки поверхности существующих железобетонных колонн, которые будут соединены с поперечными балками, зернят пескоструйным аппаратом и металлическими щетками.

- Четыре горизонтальных стальных стержня (штыря) закрепляются в колонне на каждом конце поперечной балки (места расположения соответствуют продольной арматуре). Проделанные отверстия заполняются цементно-эпоксидным раствором. Требуемая минимальная глубина размещения составляет 125 мм.

- Монтируемые железобетонные поперечные балки с минимальным размером поперечного сечения 300 × 300 мм армируются четырьмя



продольными стержнями и поперечной арматурой (хомутами) на одинаковом расстоянии друг от друга.

2. В каждом укрепляемом пролете обязательно предусматриваются две фасонки и торцевые пластины в основании для обеспечения: а) соединения связей жесткости с усиленной железобетонной колонной (вертикальные торцевые пластины), и б) соединения связей жесткости с новой железобетонной поперечной балкой (нижний этаж) или существующей железобетонной балкой (первый этаж) — при помощи горизонтальных торцевых пластин (см. чертеж А, рис.6.6).

- Каждая фасонка приваривается к горизонтальным и вертикальным торцевым пластинам.

- Соединение торцевых пластин с железобетонными элементами обеспечивается резьбовыми стержневыми анкерами (с шайбами и гайками). Анкеры помещаются в отверстия, сделанные в существующем бетоне. Отверстия заполняются цементно-эпоксидным раствором. Минимальная глубина анкерования составляет 125 мм.

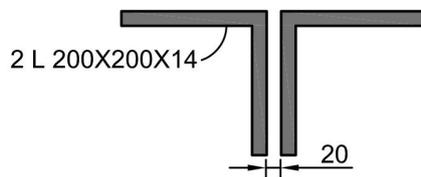
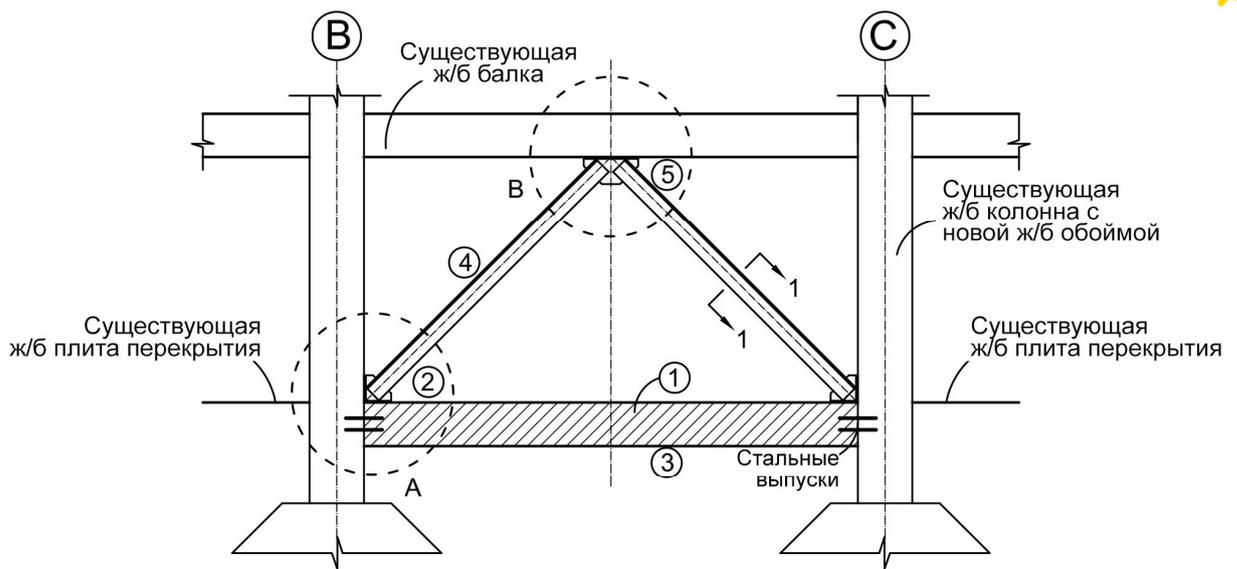
3. В каждом укрепляемом пролете обязательно предусматривается фасонка, приваренная к горизонтальной торцевой пластине, для соединения связи жесткости с низом существующей железобетонной балки (см. чертеж В, рис.6.6).

- Фасонка приваривается к горизонтальной торцевой пластине.

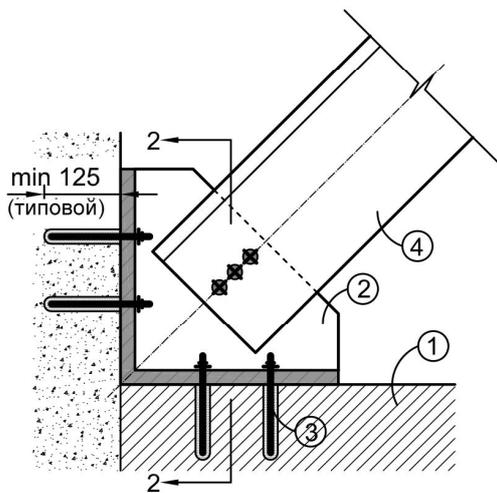
- Торцевая пластина соединяется с балкой резьбовыми стержневыми анкерами (с шайбами и гайками). Анкеры помещаются в отверстия, сделанные в существующем бетоне. Отверстия заполняются цементно-эпоксидным раствором. Минимальная глубина анкерования составляет 125 мм.

4. Каждая связь жесткости состоит из двух стальных уголков, прикрепленных к каждому концу фасонки болтовыми соединениями.

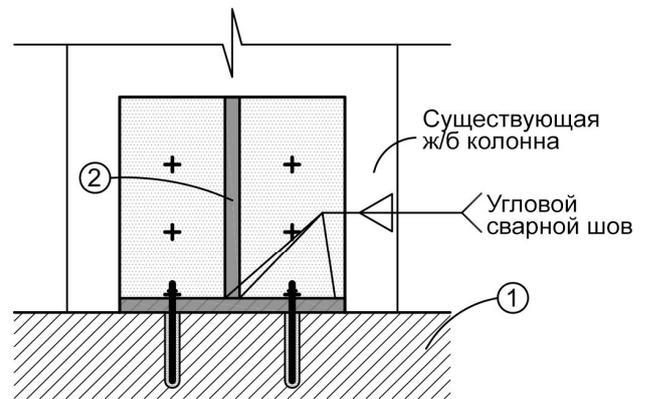
Стоимость усиления посчитана и приведена в табл.6.7.



Чертеж в разрезе 1-1



Чертеж А



Чертеж в разрезе 2-2

Рисунок 6.6 – Схема усиления каркаса крышевидными стальными связями жесткости: 1 – новая железобетонная поперечная балка; 2 – новая стальная фасонка для соединения связи жесткости с колонной; 3 – стальные анкеры для соединения связей жесткости с бетоном (в разных местах); 4 – новые связи жесткости из двух уголков; 5 – новая стальная фасонка для соединения связи жесткости с балкой



Таблица 6.7 – Смета стоимости работ по усилению новыми железобетонными обоями и стальными связями жесткости

№	Наименование работ	На 1 ед.	Количество	Стоимость усиления, сом
	Общая стоимость материалов и строительных работ	кв.м.	828	1 547 777 сом
	Стоимость усиления на 1 кв.м., если общая площадь 828кв.м.	кв.м.	828	1 869 сом

6.3.3 Возведение новых железобетонных стеновых диафрагм и фундаментов

Схема сейсмоусиления 3 подразумевает строительство новых железобетонных стеновых диафрагм и фундаментов. Технология исполнения приводится ниже (рис.6.7):

1. Возводится новый железобетонный фундамент в основании каждой стеновой диафрагмы. Фундамент должен быть скреплен с фундаментами смежных существующих железобетонных колонн. Поверхности существующих колонн, которые будут соприкасаться с новым фундаментом, очищаются от грязи и обрабатываются пескоструйным аппаратом.

2. На фундаменте возводятся новые железобетонные стеновые диафрагмы жесткости на расстоянии 20 мм от существующих смежных колонн. Вертикальная арматура стены находится в подошве нового фундамента (см. чертеж в разрезе 2-2, рис.6.7). Концы вертикальных стержней вставляются в фундамент существующей колонны. Проделанные отверстия заполняются цементно-эпоксидным раствором. Глубина размещения должна составлять не менее 125 мм.

3. Вертикальная арматура стены должна быть неразрезной на всем протяжении от фундамента до покрытия. Вертикальные стальные стержни (штыри) вставляются в существующую балку — под балкой для соединения с арматурой нижнего этажа и над балкой для обеспечения неразрывности с

арматурой первого этажа. Просверленные отверстия заполняются цементно-эпоксидным раствором. Глубина размещения должна составлять не менее 125 мм.

Стоимость усиления посчитана и приведена в таблице 6.8.

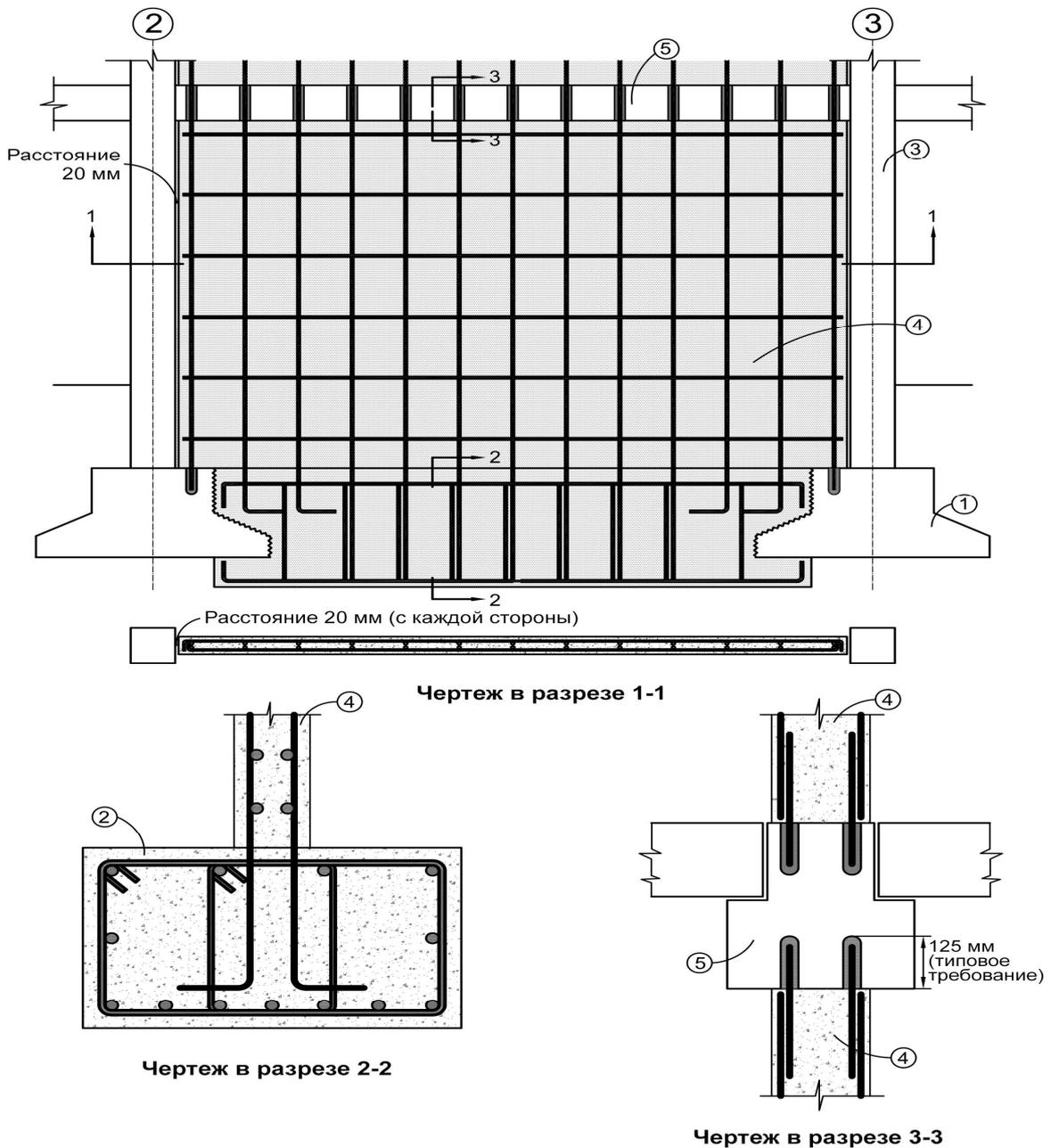


Рисунок 6.7 – Схема усиления каркаса железобетонными стеновыми диафрагмами жесткости: 1 – фундамент существующей колонны; 2 – новый фундамент для железобетонной стеновой диафрагмы жесткости; 3 – существующая железобетонная колонна; 4 – новая железобетонная стеновая диафрагма жесткости; 5 – существующая железобетонная балка



Таблица 6.8 – Смета стоимости работ по усилению железобетонных стеновыми диафрагмами жесткости

№	Наименование работ	На 1 ед.	Количество	Стоимость усиления, сом
1	Общая стоимость материалов и строительных работ	кв.м.	828	1 106 641,3 сом
2	Стоимость усиления на 1 кв.м., если общая площадь 828кв.м.	кв.м.	828	1 336 сом

6.3.4 Сравнение конструктивных решений сейсмоусиления 1, 2 и 3

В рамках проводимого анализа были рассмотрены 3 схемы сейсмоусиления [40]:

- СУ1: усиление существующих колонн железобетонными обоймами;
- СУ2: усиление существующих колонн железобетонными обоймами и новыми стальными связями жесткости;
- СУ3: установка новых железобетонных стеновых диафрагм жесткости.

Эти схемы сейсмоусиления можно сравнить по тому, насколько с их помощью можно повысить прочность / несущую способность и пластические деформации существующей конструкции с учетом сейсмических воздействий. Также важно, чтобы применение схемы сейсмоусиления обеспечивало возможность регулирования поперечных перемещений в соответствии со СН КР 20-02:2018. Результаты расчетов на сейсмические воздействия для каждой схемы сейсмоусиления были представлены ранее в настоящем разделе.

Выводы, обобщенные в табл.6.9, основаны на результатах расчета линейно-упругим методом согласно положениям СН КР 20-02:2018. Как следует из таблицы, только схема 3 (схема сейсмоусиления, подразумевающая возведение новых стеновых диафрагм) отвечает требованиям к несущей способности и перемещению. Поэтому для эффективности сейсмоусиления



несущих конструкций здания серии ИИС-04 рекомендуется использовать Схему 3 сейсмоусиления 3.

Таблица 6.9 – Эффективность схем сейсмоусиления 1, 2 и 3: сравнение

Схема сейсмоусиления	фактическая / требуемая несущая способность $C/D \geq 1,0$	Перемещения в пределах, установленных СН КР 20-02:2018	Уровень пластичности ^а
Схема 1	Нет	Нет	3
Схема 2	Нет	Да	1
Схема 3	Да	Да	2

Примечание: а — уровень пластичности: 1 — низкий; 2 — средний; 3 — высокий

Для сравнения также могут быть использованы результаты пушвер анализа. Кривые несущей способности для здания существующей застройки и различные схемы сейсмоусиления представлены на рис.6.8. (Эти кривые уже были представлены в настоящей главе в разделах, посвященных различным схемам сейсмоусиления.) Можно заметить, что в результате применения всех схем сейсмоусиления была увеличена прочность / несущая способность здания существующей застройки. Однако только схема сейсмоусиления 3 позволила обеспечить значения соотношений C / D более 1,0. Предполагается, что усиленная конструкция будет умеренно пластичной из-за ограниченности возможной пластичности существующих балок и колонн. Считается, что существующие балки и колонны подвергнутся тем же поперечным перемещениям (перекосам), что и вся усиленная конструкция, и смогут противостоять воздействию результирующих внутренних сил.

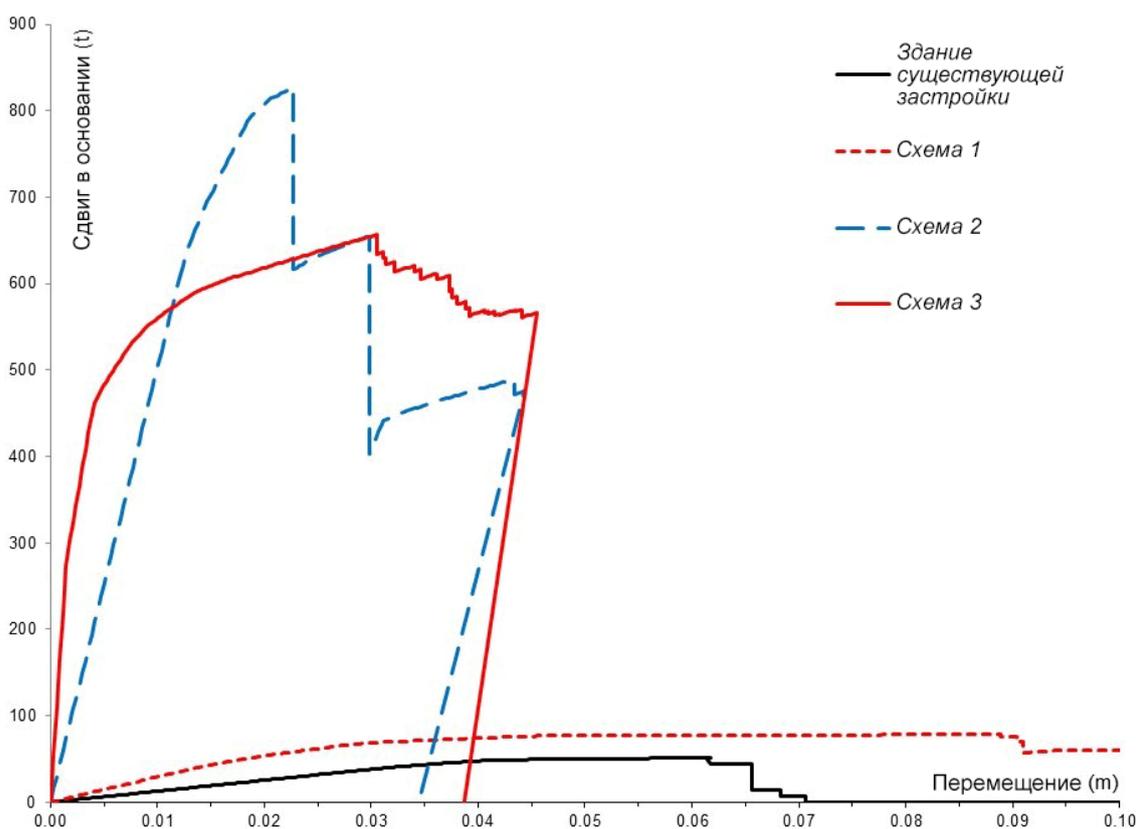


Рисунок 6.8 – Кривые несущей способности для каркасного здания существующей застройки и схемы сейсмоусиления 1, 2 и 3

На практике метод «инженерного лечения» успешно применялось при сейсмоусилении 4-х школ и 2-х детских сада в городах Балыкчы и Токтогул в рамках проекта Всемирного Банка по программе Министерства образования и науки Кыргызской Республики.

Экономическая эффективность усиления несущих конструкций составляла уменьшение стоимости в 2 раза. Для указанных 6 объектов уменьшение стоимости усиления методом «инженерного лечения» составила более 214,0 млн.сом. Если считать приблизительное количество школ и детских садов по Кыргызстану более 4000, из них ~70% требует сейсмоусилению, то можно сэкономить или выделить средства на строительство новых общеобразовательных школ или дошкольных учреждений на сумму 100,0 млрд.сом.



6.4 Техничко-экономическая эффективность применения активной системы сейсмозащиты в виде резинометаллических опор под здания новой и существующей застройки

Экономическая эффективность активных систем сейсмоизоляции в виде РМО дает снижение сейсмических усилий при использовании в двух случаях: при устройстве под новое строительство или сейсмоусилении существующих зданий. Последующей пользой становится развитие науки и подготовки инженеров с углубленным знанием математического моделирования и экспериментальных исследований [320, 321, 322].

Рассмотрим две указанные случаи сейсмозащиты зданий в виде резинометаллических опор, как правило, приводит к снижению усилий в несущих элементах от сейсмического воздействия в 2 раза. Как показали расчеты в разделе 4 и экспериментальные исследования в разделе 5 настоящих исследований, снижение сейсмических сил на здание достигает до 1-2 балла интенсивности [5, 47]. Снижение на 1 балл ориентировочно равняется снижению 10-15% себестоимости строительства.

Для нового строительства зданий применение РМО легко считается, потому что дополнительные расходы на их применение требует около 1428 сом за кв.м. В настоящее время себестоимость строительства под ключ 4-этажного здания со стенами из комплексной конструкции стоит 35000 сом за кв.м. Применение систем сейсмоизоляции дает снижение минимум на 1 балл, то есть минимально 10% идет снижение, в денежном выражении 3500 сом, вместо которого устанавливаются РМО под здание на сумму 1428 сом за кв.м. Экономия средств с одного 4-этажного здания равняется на не менее 2072 сом за кв.м.

Последовательной реакцией может быть замена этих опор в период эксплуатации в течении 50 лет и увеличить срок функциональной способности еще на 50 лет без усиления и переселения жителей здания. При возможном происшествии землетрясения в эксплуатационный период, по результатам



обследования конструкций зданий и оценки технического состояния сейсмоизолирующих опор, последние заменяются специально разработанной технологией. Более того, после происшествия землетрясения, здание не требует усиления надпорной части, а это дополнительно выгодно траты не менее 6380 сом за кв.м.

Для сравнения усиления существующего здания рассмотрим традиционный метод нанесения армированного торкретирования бетоном кирпичных стен. Практика усиления школ в городах Токтогул и Балыкчы показывает, что усиление торкретированием кирпичных стен повышает сейсмостойкость и эксплуатационную жизнеспособность здания школы еще на не менее 50 лет. Стоимость усиления колеблется в зависимости от объемов работ от 22,0-40,0 тыс. сом за кв.м. площади в плане здания.

Активные системы сейсмоизоляции можно применять после создания жесткой конструктивной системы надпорной части и принять значение коэффициента поведения на усиленную конструктивную систему здания. Как показали расчеты в разделе 6.3, применение элементов жесткости в виде усиления надпорной части здания требует максимально 2406 сом за кв.м. Суммируя стоимости устройства РМО под здание существующей застройки получаем 3832 сом за кв.м. площади (табл.6.10).

При использовании РМО, расчетная сейсмичность уменьшается на 1-2 балла. Как уже сказано, уменьшение расчетной сейсмичности на 1 балл себестоимость здания уменьшается на 10-15%. Разницу строительства отдельных типов зданий можно легко посчитать. Например, себестоимость строительства 4-этажного здания со стенами комплексной конструкции без РМО составляет 22000 сом/м² или с РМО 3832 сом/м². Также стоимость строительства 9-этажного крупнопанельного здания без РМО составляет 20000 сом/м² или с РМО – 2600 сом/м².

Сравнение технико-экономического обоснования существующими методами усиления в виде торкретирования стен и применения РМО для существующего четырехэтажного кирпичного здания приведено на табл.6.10.



Таблица 6.10 – Сравнение стоимости методов усиления 4-этажного кирпичного здания без и с РМО, сом

Наименование материалов и работ	Расходы на здание		Стоимость на единицу измерения	Общая стоимость
	Без РМО	С РМО		
Сетка сварная	18,3т		28000	512400
Анкерные стержни	8,65т		45000	389250
Бетонный раствор	1094,4т	198т	3500	3830400/ 693000
Арматурные стержни		5,04т	45000	226800
РМО 300х300х266		78шт.	20000	1560000
Земляные работы	386,4м ³	386,4м ³	1000	386400
Капремонт здания	2150м ²	537м ²	4000	8600000/2148000
Всего себестоимость материала на усиление здания			без РМО / на 1 м²	13718450 / 6380
			с РМО / на 1 м²	3070200 / 1428

Приведенные сравнения не учитывают стоимость участка строительства, разработки проектов, отделку и т.д. Цифры касаются стоимости усиления конструкций существующего здания или изготовления/приобретения и устройства РМО.

Обычное новое строительство требует увеличения стоимости строительства здания максимум на 0,5-7,0% в зависимости от геометрических параметров здания взамен снижения сейсмических сил на 1-2 балла равной 10-15% снижения себестоимости строительства.

Устройство резинометаллических опор, безусловно, требует вложений, эффект можно получить в снижении сейсмических усилий на здания и предотвратить разрушение при землетрясении. Предотвращение разрушений приведет к минимизации потерь и ущерба с одной стороны, с другой стороны увеличение эксплуатационной пригодности здания на не менее 40 лет после усиления устройством сейсмоизолирующих опор. Долговечность резиновых слоев были исследованы и доказаны сохранение упругих, деформационных



свойств резин до 40 лет для климатических условий территории Кыргызской Республики.

Массовое строительство зданий с активными системами сейсмозащиты дает экономическую выгоду не менее 10% от себестоимости строительства или 2072 сом за кв.м. Применение сейсмоизолирующих опор способствует массовому проектированию и строительству зданий типовой конструктивной системы на территории Кыргызской Республики.

6.5 Технико-экономическая эффективность проведения экспериментальных исследований зданий

Реализацию и экономическую целесообразность государственных программ по сейсмической безопасности можно реализовать на основании доказательств теоретических решений через экспериментальные исследования [306, 323, 324].

Экономические расчеты показали, что натурные испытания 12-этажного крупнопанельного здания дают приблизительно 1563 сом/кв.м. повышение на квадратный метр. Такой расчет дает основание для одного объекта. При массовом строительстве из крупнопанельного домостроения одного лишь микрорайона стоимость испытания окажется слишком мала и максимально может добавиться не более 150 сом/кв.м. Как правило, поведение не всех конструкций и узлов можно математически моделировать и учитывать на стадии проектирования и экспертизы. Эксперименты максимально снизят экономическую выгоду и гарантирует сейсмическую безопасность зданий.

Экспериментальное обоснование применения новых конструктивных систем зданий и их элементов способствует предотвращению и снижению ущерба последствий землетрясений. Созданная экспериментальная база с вибромашиной и платформой отвечают требованиям строительных норм по сейсмостойкому строительству. Стоимость проведения экспериментальных



исследований колеблется приблизительно от 0,7% стоимости испытуемых конструкций малоэтажных и от 0,5% многоэтажных зданий.

В стоимость экспериментальных исследований входят оплата трудозатрат, расходы по восстановлению деталей вибромашины, поддержка регистрирующей аппаратуры и дальнейшее развитие испытательной базы.

Заключение по главе 6

1. Доказана необходимость минимизации неэффективных расходов на повышение сейсмостойкости и ликвидации последствий землетрясений.
2. Доказана возможность минимизации последствий землетрясений применением фактических значений ускорений и сохранением сейсмической безопасности жителей страны. Например, принятые в предыдущих нормах 2009 года расчеты значения коэффициента сейсмичности 0,7g для 400 населенных пунктов в соответствии с требованиями новых строительных норм СН КР 20-02:2018 будут приняты со значениями ускорений 0,59g – 6 населенных пункта, 0,5g – 110, 0,49g – 284 населенных пункта. Эти данные существенно влияют на снижение сейсмических нагрузок по фактическому расположению площадки строительства.
3. Установлены общие затраты на строительство при учете ПГУ, в результате увеличения коэффициента сейсмической опасности будут повышаться не более 1-3% от общей себестоимости строительства объекта. Крупные затраты будут израсходованы на приобретение площадки строительства ~10%, проектирование, инженерные изыскания, экспертиза и получение разрешения на строительства 10%, возведение здания 50%, подключение и монтаж инженерных сетей 8%, отделка фасада и благоустройство территории 5%, маркетинг и социальные рекламы 4%, экономический эффект 13%.



4. Установлена эффективность применения метода «инженерное лечение» на 30-60% вместо применения традиционных методов усиления всего здания и за счет достижения и сохранения пластических свойств конструкций. При этом увеличивается эксплуатационная пригодность здания еще на один срок функционирования, то есть на 40-50 лет.
5. Установлено уменьшение стоимости в 2 раза и экономическая эффективность усиления методом «инженерного лечения» здания на примере строительных объектов в гг. Балыкчы и Токтогул, где уменьшение стоимости усиления методом «инженерного лечения» составила более 214,0 млн.сом. Принимая приблизительное количество школ и детских садов по Кыргызстану более 4000, из них ~70% требует сейсмоусилению, то можно сэкономить или выделить средства на строительство новых общеобразовательных школ или дошкольных учреждений на сумму 100,0 млрд.сом.
6. Техничко-экономическим обоснованием доказано, что при использовании резинометаллических опор для усиления зданий существующей застройки тратится меньшая сумма, чем использование существующих методов усиления и уменьшает распределение сейсмических сил в надпорной части, повышает сейсмостойкость и эксплуатационную пригодность здания на дополнительных 30-40 лет.
7. Установлено увеличение стоимости строительства нового здания на 0,5-7,0% в зависимости от геометрических параметров здания взамен снижения сейсмических сил на 1-2 балла равной 10-15% снижения себестоимости строительства.
8. Установлена экономическая эффективность проведения экспериментальных исследований приблизительно от 0,7% стоимости испытываемых конструкций малоэтажных и от 0,5% испытываемых многоэтажных натуральных зданий.



ЗАКЛЮЧЕНИЕ

1. Анализ ранее проведенных экспериментально-теоретических исследований выявил отсутствие системного подхода к оценке сейсмичности площадки строительства по пиковым ускорениям грунтов на основе реальных грунтово-геологических условий территории Кыргызской Республики и определению расчетных сейсмических нагрузок в зависимости от регулярности конструктивных решений здания и способности к рассеиванию энергии, учету ответственности здания по назначению и этажности. Исследование распределения усилий в конструкциях и поведение зданий при землетрясениях показал, что классические повреждения несущих конструкций остаются основными проблемами сейсмостойкого строительства и обеспечения сейсмической безопасности.
2. Впервые разработаны и внедрены в строительные нормы Кыргызской Республики положения по определению расчетных сейсмических нагрузок с учетом: спектров расчетных реакций $S_d(T)$; значений пиковых ускорений грунтов по сейсмическим свойствам для условий территории Кыргызской Республики; коэффициента поведения конструктивной схемы q , позволяющий уменьшить величину спектра реакций от 1,0 до 5,0; повышающего коэффициента ответственности зданий и сооружений со значением от 0,5 до 1,5.
3. Доказана необходимость введения вместо коэффициентов сейсмичности, равных 0,7g для 400 населенных пунктов с сейсмичностью 9 и более баллов по нормам 2009 года, принять реальные значения пиковых ускорений грунтов 0,59g, 0,5g и 0,49g для 6, 110 и 284 населенных пунктов соответственно. Расчет сейсмических



нагрузок с учетом этих данных существенно влияют на снижение горизонтальных сил.

4. Предложена математическая модель здания с системой сейсмоизоляции в виде резинометаллических опор, впервые учитывающая вязкоупругие свойства резины, которые не были учтены в ранних исследованиях. В модели задана зависимость смещений земной поверхности во времени $e(t)$ и требуется найти смещение $\gamma(t)$ и массу M с учетом вязкоупругих свойств резины. При расчетах значение горизонтальной жесткости резинометаллических опор следует принимать равным $\sim 10^3$ раз меньше, чем вертикальная, что позволяет использовать опоры для защиты зданий от поперечных сейсмических воздействий. Величину отношения модуля сдвига к модулю объемного сжатия G/K следует выбрать в пределах $10^{-4} \div 10^{-3}$; значение коэффициента Пуассона ν близко к 0,49; величину жесткости C в пределах $0,1 \div 1$.
5. Доказана адекватность математической модели, предложенных уравнений расчета критических перемещений и периодов колебаний сейсмоизолируемого здания для выявления распределения усилий в конструкциях надпорной части здания. В том числе записи колебаний показали, что эластомерные свойства резинометаллических опор снижают колебания на 0,2g или на 1-2 балла по интенсивности землетрясений.
6. Подтверждена необходимость использования упрощенных зависимостей определения нормативных перемещений, эффективного периода колебаний, величины критических сейсмических сил на сейсмоизолированное здание для условий Кыргызской Республики и внедрены в строительные нормы и правила (СНиП КР 20-03:2006).
7. Впервые в Кыргызской Республике экспериментально-теоретическими исследованиями установлено крутильное колебание испытательной платформы как нелинейной системы при загрузке вибромашины на



1,23 т, которое достигало максимальных ускорений более 0,45 g и максимальных горизонтальных перемещений более 27,1 мм, что соответствует интенсивности землетрясений 9 и более баллов по шкале, приведенной в СН КР 20-02:2018, и апробирована натурным испытанием двухэтажного здания из ЛСТК.

8. Установлено экспериментально-теоретическими исследованиями снижение ускорения платформы с резинометаллическими опорами до 0,2g, измерено распространение сейсмических сил, также аналитически показано уменьшение ускорений каркасного здания с сейсмоизолирующими резинометаллическими опорами в ~2 раза. В расчетах здания с РМО при максимальном ускорении грунта равной ~3 м/сек² максимальное значение ускорения на крыше здания следует принимать равным ~1,6 м/сек², а для здания без РМО ~8,5 м/сек².
9. Установлена нормативная зависимость коэффициента k_{gF} , учитывающего расстояние площадки строительства от сейсмогенерирующего Ыссык-Атинского разлома и внедрена в нормы 2018 года. Значение коэффициента k_{gF} допускается применять для каждого типа разлома и ее сегментов модифицируя предельные значения в зависимости от оцененных величин максимальной магнитуды.
10. Разработан новый способ «инженерное лечение», предусматривающий повышение сопротивления конструкций к поперечным сейсмическим силам при усилении аналитически подобранных конструктивных элементов и позволяющий увеличить эксплуатационную пригодность на более 40 лет соблюдая требования сейсмической безопасности. Полученные результаты подтверждаются внедрением коэффициента сейсмической безопасности здания в СН КР 22-01:2018 для численной оценки сейсмостойкости на основании фактической и требуемой расчетной несущей способности конструктивной системы.



11. Экономическая эффективность внедрения зависимостей и показателей заключается в повышении сейсмостойкости и сейсмической безопасности существующих и вновь строящихся зданий и сооружений в Кыргызской Республике для сохранения жизнедеятельности населения и снижению сейсмического риска.

В результате экспериментально-теоретических исследований решены научно-технические основы повышения надежности, долговечности и сейсмостойкости зданий и сооружений гармонизацией строительных норм на соответствие международным стандартам, совершенствованием методов проектирования и расчета конструктивной системы.



СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Абаканов, М. С. Перераспределение усилий в статически неопределимых железобетонных конструкциях при действии малоцикловых нагрузок типа сейсмических [Текст] / М. С. Абаканов // Труды института АО «КазНИИСА». Исследования сейсмостойкости сооружений и конструкций. – Алматы: 2016. – Вып. 24 (34) . – С. 5–35.
2. Абдрахматов, К. Е. Сейсмическая опасность населенных пунктов и стратегических сооружений Кыргызской Республики [Текст] / К. Е. Абдрахматов, У. Т. Бегалиев, М. Омуралиев, А. Омуралиева. – Бишкек: ОсОО «Триада Принт», 2019. – 98 с.
3. Абдыкалыков, А. А. Повышение сейсмостойкости кирпичных зданий усилением несущих конструкций [Текст] / А. А. Абдыкалыков, У. Т. Бегалиев // Наука и инновационные технологии. – 2017. – № 3 (3). – С. 139-142.
4. Абдыкалыков, А. А. Экспериментально-теоретические основы оптимизации реологических и прочностных свойств наполненных композиционных строительных материалов [Текст] / А. А. Абдыкалыков. – Б.: Технология, 2000. – 252 с.
5. Айзенберг, Я. М. Исследования адаптивных систем сейсмозащиты и методов сейсмоизоляции [Текст] / Я. М. Айзенберг // Реф.сб. ЦИНИС. Сер.14, Сейсмостойкое строительство. – 1980. – Вып. 1 . – С.32-34.
6. Алешин, А. С. Континуальная теория сейсмического микрорайонирования [Текст] / А. С. Алешин. – М.: Научный мир, 2017. – 302 с.
7. Альберт, И. У. Расчетно-теоретическое обоснование сейсмоизолирующего фундамента 9-этажного жилого здания с резинометаллическими опорами



- [Текст] / И. У. Альберт, Б. Д. Кауфман // ВНИИТПИ. Строительство архитектуры. – 1992. – Вып. 1 . – С. 9-15.
8. Ананьин, М. С. Упрощенная модель для расчета нелинейных характеристик ТРМЭ [Текст] / М. С. Ананьин, С. И. Дымников, М. А. Лейканд и др. // Вопросы динамики и прочности. – Рига, 1984. – Вып. 44 . – С.8-13.
9. Апсеметов, М. Ч. Развитие сейсмостойкого строительства в Кыргызстане [Текст] / М. Ч. Апсеметов. – Вестник КГУСТА им. Н. Исанва. – Б.: КГУСТА, 2017. – № 2(56). – С. 149-153.
10. Бегалиев, У. Т. Динамические нагружения тонкослойных резинометаллических элементов / У. Т. Бегалиев, Р. Н. Аскарбеков // Материаловедение. – Б.: 2014. – № 4 (7) . – С. 11-14.
11. Бегалиев, У. Т. Динамическое поведение здания на основе моделирования методом конечных элементов [Текст] / У. Т. Бегалиев, И. Петрина, Д. Бинди, Б. Петрович, С. Орунбаев, Т. Шералиев, А. Мостбок // Материаловедение. – Б.: 2018. – № 1 (14) . – С. 11-23.
12. Бегалиев, У. Т. Классификация конструктивных схем зданий Центральной Азии [Текст] / У. Т. Бегалиев, К. Т. Канболотов // Вестник КГУСТА. – 2014. – № 3 (45, 1 том) . – С. 47-50.
13. Бегалиев, У. Т. Композитные материалы для усиления конструкций [Текст] / У. Т. Бегалиев, Э. Корчубай уулу // Труды I международ. науч.-практ. конф.-конкурса науч. докл. студ. и мол. ученых «Инновац. технологии и передовые решения» // Материаловедение – Б.: ИФТПиМ НАН КР, 2013. - № 1. – С. 77-79.
14. Бегалиев, У. Т. Критерии разрушения резиновых элементов [Текст] / У. Т. Бегалиев // Труды международ. науч. конференции «Рахматулинские-Ормонбековские чтения» // Материаловедение – Б.: ИФТПиМ НАН КР, 2013. - № 2. – С. 20-29.
15. Бегалиев, У. Т. Матрица повреждений и графики уязвимости для различных типов ЕМСА [Текст] / У. Т. Бегалиев, К. Т. Канболотов // Материалы



- международной конференции «Дистанционные и наземные исследования Земли в Центральной Азии». – Б., 2014 – С. 130-132.
16. Бегалиев, У. Т. Моделирование вязкоупругих демпферов для конструктивного применения [Текст] / У. Т. Бегалиев // Наука и инновационные технологии, Б.: МУИТ, 2016. – № 1. - С. 201-209.
17. Бегалиев, У. Т. Модель сейсмоизолированного здания по SAP-2000 [Текст] / У. Т. Бегалиев // Материаловедение – Б.: ИФТПиМ НАН КР, 2012. - № 1. – С. 29-33.
18. Бегалиев, У. Т. Определение оптимальных параметров тонкослойных резинометаллических элементов [Текст] / У. Т. Бегалиев // Труды международ. науч. конференции «Рахматулинские-Ормонбековские чтения» // Материаловедение – Б.: ИФТПиМ НАН КР, 2013. - № 2 (6). – С. 29-32.
19. Бегалиев, У. Т. Основные требования в нормах по сейсмостойкому строительству, введенные за годы суверенитета Кыргызской Республики [Текст] / У. Т. Бегалиев // Вестник КГУСТА. – 2013. – № 3 (45, 1 том). – С. 199-205.
20. Бегалиев, У. Т. Осциллятор с одной степенью свободы и вязкоупругим демпфером [Текст] / У. Т. Бегалиев // Наука и инновационные технологии. – Б.: МУИТ, 2016. – № 1. – С. 209-214.
21. Бегалиев, У. Т. Оценка сейсмического риска с использованием информационных технологий [Текст] / У. Т. Бегалиев // Вестник КГУСТА. – 2011. – № 2 (2 том). – С. 182-185.
22. Бегалиев, У. Т. Построение модели сейсмоизолированного здания по SAP-2000 [Текст] / У. Т. Бегалиев // Труды международ. науч. конференции, посвящ. памяти академика М. Я. Леонова «Современные проблемы механики сплошной среды». – Б.: НАН КР и КГТУ им. И. Раззакова, 2012. – С. 247-253.
23. Бегалиев, У. Т. Применение легких стальных тонкостенных холодноформованных конструкций в строительстве [Текст] / У. Т. Бегалиев,



Д. Абдыкалыков / Наука и инновационные технологии. – 2018. – № 8 (с. 150-153).

24. Бегалиев, У. Т. Применение многослойных резинометаллических опор (РМО) для сейсмической изоляции сооружений в Армении [Текст] / У. Т. Бегалиев, С. К. Уранова // Сборник научных трудов КыргызНИИПстроительства (1998-1999гг.). – Б.: Илим, 1999. – С.23-28.
25. Бегалиев, У. Т. Программа по выбору метода усиления конструкций здания [Текст] / У. Т. Бегалиев // Вестник КГУСТА. – 2011. – № 2 (2 том). – С. 186-189.
26. Бегалиев, У. Т. Расчет резинометаллической опоры на статическое воздействие [Текст] / У. Т. Бегалиев // Строительная наука: проблемы и решения. – Бишкек: Илим, 2000. – С. 4-8.
27. Бегалиев, У. Т. Резинометаллический эластомерный элемент для гашения колебаний [Текст] / У. Т. Бегалиев // Материаловедение. – 2016. – № 1 (12). – С. 14-19.
28. Бегалиев, У. Т. Уязвимость зданий и сооружений при сейсмических воздействиях в Кыргызской Республике [Текст] / У. Т. Бегалиев // Природные и техногенные риски. Безопасность сооружений. – 2017. – № 3 (29). – С. 25-26.
29. Безопасные школы и дошкольные образовательные организации в Кыргызской Республике на 2015-2024 годы [Электронный ресурс]: постановление Правительства Кырг. Респ. от 31 июля 2015 г. № 551. – Б.: Центр. банк данных правовой инф. КР, 2015. – Режим доступа: <http://cbd.minjust.gov.kg/act/view/ru-ru/97890>. – Загл. с экрана.
30. Белаш, Т. А. Исследования в области сейсмостойкого строительства в Петербургском государственном университете путей сообщения [Текст] / Т. А. Белаш, А.М. Уздин // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. – 2015. – № 6. – С. 15-20.



- 31.Белаш, Т. А. Сейсмостойкие конструкции крупнопанельных зданий [Текст] / Т. А. Белаш, Д. В. Зенченкова // Academia. Архитектура и строительство. – 2019. – № 3. – С. 130-137.
- 32.Беспаяев, А. А. Способ предварительного напряжения фиброармированных пластиков при поверхностном усилении для восстановления эксплуатационной пригодности железобетонных конструкций [Текст] / А. А. Беспаяев // Вестник Международной ассоциации экспертов по сейсмостойкому строительству. – 2018. – Вып. 2 (6) . – С. 7-14.
- 33.Бидерман, В. Л. Расчет сферического тонкослойного резинометаллического упругого элемента [Текст] / В. Л. Бидерман, Г. В. Мартыанова // Расчеты на прочность. Вып.25. – 1984. – № 18. – С.113-130.
- 34.Бидерман, В. Л. Сжатие и изгиб тонкослойных резинометаллических упругих элементов [Текст] / В. Л. Бидерман, Г. В. Мартыанова // Расчеты на прочность. Вып.23. – 1983. – № 17. – С.32-47.
- 35.Бидерман, В. Л. Теория механических колебаний [Текст] / В. Л. Бидерман. – М.: Высшая школа, 1980. – 408 с.
- 36.Бирбраер, А. Н. Расчет конструкций на сейсмостойкость [Текст] / А. Н. Бирбраер. – СПб.: Наука, 1998. – 255 с.
- 37.Болотбек, Т. Новые конструктивные решения перспективного метрополитена г. Бишкек [Текст] / Темир Болотбек, Н. Аскар к., Б. М. Тургумбаева. – Б.: Вестник КГУСТА им. Н. Исанова, 2015. – № 2. – С. 16-34.
- 38.Болотин В. В. Механика многослойных конструкций [Текст] / В. В.Болотин, Ю. Н. Новичков. – М.: Машиностроение, 1980. – 375 с.
- 39.Бржев, С. Н. Состояние проектирования и конструирования сейсмоусиления зданий в Кыргызской Республике [Текст] / С. Н. Бржев, У. Т. Бегалиев // Наука и инновационные технологии. – 2019. – № 10 (10) . – С. 3-20.



40. Бржев, С.Н. Практическое пособие по проектированию и конструированию сейсмоусиления зданий школ в Кыргызской Республике [Текст] / С. Н. Бржев, У. Т. Бегалиев // Всемирный Банк. – 2018. – 291 с.
41. Ведяков, И. И. Выявление резервов несущей способности стальных строительных конструкций на основе совершенствования методов их расчета и рационального применения современных материалов [Текст]: дисс. д-ра техн. наук: 05.23.01 / И. И. Ведяков. – М.: 2000. – 370 с.
42. Вибродинамические испытания 14-ти этажного каркасного здания [Текст]: Отчет НИР. / И.Е. Ицков и др. – Алматы: АО «КазНИИСА», 2003. – 68 с.
43. Вибродинамические испытания 3-этажного здания с монолитными стенами [Текст]: Отчет НИР. / И.Е. Ицков, М. М. Деглина, Ю. И. Хатипов, С. К. Уранова и др. – Фрунзе: НИИСА Госстроя КР, 1990. – 60 с.
44. Вибродинамические испытания 9-этажного крупнопанельного здания [Текст]: Отчет НИР. / И.Е. Ицков, М. К. Абдыбалиев и др. – Фрунзе: НИИСА Госстроя КР, 1989. – 77 с.
45. Вибродинамические испытания одной секции 3-х секционного 9-ти этажного жилого дома для муниципального строительства в городе Ташкент Республики Узбекистан с заключением о возможности строительства зданий аналогичного типа в сейсмических районах [Текст]: Отчет НИР. / И.Е. Ицков и др. – Алматы: АО «КазНИИСА», 2018. – 81 с.
46. Выдержки из строительных Еврокодов : пособие для студентов строительных специальностей : пер. с англ. [Текст] / Х. Гульванесян, О. Букер, Дж. Парк и др. ; М-во образования и науки Росс. Федерации, ФГБОУ ВПО «Моск. гос. строит. ун-т» ; под общ. ред. В.О. Алмазова. – М.: МГСУ, 2011. – 720 с.
47. Габибов, Ф. Г. Разработка инновационных резинометаллических сейсмоизоляторов из утилизированных отходов [Текст] / Ф. Г. Габибов, Е. М.



- Шокбаров // Вестник Международной ассоциации экспертов по сейсмостойкому строительству. – 2018. – № 1 (5). – С. 65-70.
48. Городецкий, А. С. (ред.) Программный комплекс ЛИРА-САПР 2013 [Текст] : учебное пособие / [Д. А. Городецкий, М.С. Барабаш, Р. Ю. Водопьянов и др.]. – Киев-Москва: Электронное издание, 2013. – 376 с.
49. ГОСТ 14098-91. Соединения сварные арматуры и закладных изделий железобетонных конструкций [Текст] / Государственный комитет СССР по строительству и инвестициям. – Введ. 1992-01-07. – М.: Изд-во стандартов, 1991. – 38 с.
50. ГОСТ 31937-2011. Здания и сооружения. Правила обследования и мониторинга технического состояния [Текст] / Межгосударственный совет по стандартизации, метрологии и сертификации. – Введ. 2014-01-01. – М.: Стандартиформ, 2011. – 55 с.
51. Государственная программа «Сейсмическая безопасность в Кыргызской Республике на 2012-2019 годы» [Электронный ресурс]: постановление Правительства Кырг. Респ. в ред. от 22 апр. 2015 г. № 236. – Б.: Центр. банк данных правовой инф. КР, 2015. – Режим доступа: <http://cbd.minjust.gov.kg/act/view/ru-ru/97501>. – Загл. с экрана.
52. ДБН В.1.1-12:2014 «Строительство в сейсмических районах Украины» [Текст] / Государственные строительные нормы Украины. – Киев, Минрегион, 2014. – 110 с.
53. ДСТУ-Б-В.1.1-28:2010. Національний стандарт України. Захист від небезпечних геологічних процесів, шкідливих експлуатаційних впливів, від пожежі. «Шкала сейсмічної інтенсивності»/ Мінрегіонбуд України. – Київ, 2011. – 47 с.
54. ДСТУ-Н Б EN 1998-1:2010. Проектирование сейсмостойких конструкций. Часть 1. Общие правила, сейсмические воздействия и правила про сооружения [Текст]. – Введ. 2013-07-01. – Киев, Минрегион Украины, 2013. – 158 с.



55. Дымников, С. И. Нелинейная постановка задач расчета тонкослойных резинометаллических элементов [Текст] / С. И. Дымников // Вопросы динамики и прочности. – Рига, 1982. – Вып. 40. – С. 34-41.
56. Дымников, С. И. Расчет резиновых элементов конструкций [Текст] / С. И. Дымников. – Рига. Зинатне, 1991. – 277 с.
57. Евзеров, И. Д. Некоторые конечные элементы в нелинейной и нестационарных задачах строительной механики [Текст]: дис. ... д-ра тех. наук: 01.02.03 / И. Д. Евзеров – Киев, КИСИ, 1993. – 249 с.
58. Ендеде, М. Высотные здания с диафрагмами и стволами жесткости [Текст]: пер. с чешского / М. Ендеде, И. Шейнога. Пер. с чешского Е. Б. Долговой. Под ред. Г. А. Казиной. – М.: Стройиздат, 1980. – 336 с.
59. Землянский, А. А. Динамические системы массивных тел [Текст] / А. А. Землянский, У. Т. Бегалиев // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. – 2008. – № 2. – С. 57-59.
60. Землянский, А. А. Переходные процессы фрагментов Токтогульской ГЭС [Текст] / А. А. Землянский, У. Т. Бегалиев // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. – 2008. – № 4. – С. 53-54.
61. Землянский, А. А. Прогнозирование приращений перемещений фрагментов плотины Токтогульской ГЭС [Текст] / А. А. Землянский, У. Т. Бегалиев // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. – 2008. – № 3. – С. 38-39.
62. Землянский, А. А. Устойчивость динамических систем массивных конструкций [Текст] / А. А. Землянский, У. Т. Бегалиев // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. – 2008. – № 5. – С. 25-27.
63. Зуев, Ю. С. Экспериментальные методы определения и общие закономерности прочности резин при ограниченных деформациях [Текст] / Ю. С. Зуев // Тезисы докладов Всесоюзной научно-технической конференции по методам расчета изделий из высокоэластичных материалов. Рижский политех. инст. – Рига, 1980. – С. 44-47.

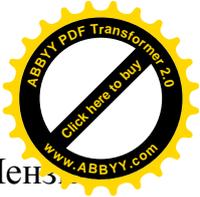


- 64.Зулпуев, А. М. Метод сосредоточенных деформаций в расч.
конструктивных систем многоэтажных зданий [Текст] / А. М. Зулпуев, М. Т.
Насиров. – Б.: Наука и новые технологии, 2014. – № 3. – С. 45-52.
- 65.Извлечения из нормативных документов по строительству, действующих на
территории Кыргызской Республики [Текст]: Справочник строителя / [С. Т.
Иманбеков, У. Т. Бегалиев, М. Т. Касымова и др.]. – Б.: Илим, 2009. – 321 с.
- 66.Иманбеков, С. Т. Изменения и дополнения в требования норм
проектирования по сейсмостойкому строительству [Текст] / С. Т.
Иманбеков, У. Т. Бегалиев // Труды междунаро. конференции по
распространению упругих и упругопласт. волн, посвящ. 100-летию
академика, Героя Соцтруда Х.А. Рахматулина. – Б.: Инст. физико-технич.
проблем и материаловед. НАН КР, 2009. – С. 278-281.
- 67.Исаков, О. А. Расчетные наклонные сечения в железобетонном элементе
при действии поперечных усилий [Текст] / О. А. Исаков, Н. К. Кызылбаев //
Технические науки – от теории к практике. – Новосибирск, Сибирская
академическая книга, 2015. – Вып. 51. – С. 106-111.
- 68.Исследования последствий землетрясений [Электронный ресурс]. –
Геологическая служба Соединенных Штатов, 2020. – Режим доступа:
<https://www.usgs.gov/natural-hazards/earthquake-hazards/research#intmaps>.
– Загл. с экрана.
- 69.Исследования сейсмостойкости сооружений и конструкций [Текст] / Труды
института КазНИИСА. – Алматы, 2016. – Вып.24 (34). – 268 с.
- 70.Ицков, И. Е. Конструктивные решения сборного железобетонного каркаса
«Шымкент-ССИ» и экспериментальная проверка его сейсмостойкости
[Текст] / И.Е. Ицков // Исследования сейсмостойкости сооружений и
конструкций. Труды института КазНИИСА. – Алматы, 2016. – Вып.24 (34).
– С.168-189.
- 71.Ицков, И. Е. Расчетные положения новых норм Республики Казахстан СП
РК 2.03-30-2017 «Строительство в сейсмических зонах». [Текст] / И.Е.



Ицков // Вестник Международной ассоциации экспертов сейсмостойкому строительству. – 2018. – № 1 (5). – С. 41-45.

72. Ицков, И. Е. Расчетные сейсмические нагрузки на высотные здания, возводимые в Республике Казахстан [Текст] / И. Е. Ицков // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. – М.: 2008. – № 2. – С. 32-35.
73. Каркасно-панельные здания, их конструктивное решение [Электронный ресурс]. – Б.: ArBuild, 2017. – Режим доступа: <https://arbuild.ru/gziik/krzd/58-karkasno-panelnye-zdaniyaih-konstruktivnoe-reshenie.html> – Загл. с экрана.
74. Карпенко, Н. И. Общие модели механики железобетона [Текст] / Н. И. Карпенко. – М.: Стройиздат, 1996. – 416 с.
75. Карты сейсмической опасности Службы геологии, геодезии и картографии США, используемые для разработки Международного строительного кода 2020 года [Электронный ресурс]. – Геологическая служба Соединенных Штатов, 2020. – Режим доступа: <http://earthquake.usgs.gov/designmaps/us/application.php>. – Загл. с экрана.
76. Каталог конструктивных решений по усилению и восстановлению строительных конструкций промышленных зданий [Текст] / ЦНИИпромзданий. – М.: Госстрой СССР, 1987. – 333 с.
77. Каталог конструктивных решений по усилению и восстановлению строительных конструкций зданий и сооружений [Текст]. – М.: ОАО ЦНИИпромзданий, 2008. – 258 с.
78. Килимник, Л. Ш. Разработка и системы резинометаллических сейсмоизолирующих скользящих опор (РМССО) для сейсмозащиты строящихся и реконструкции существующих зданий и сооружений [Текст] / Л. Ш. Килимник, К. Ф. Штрихтер, В. К. Захаров, В. Ц. Гурович // ВНИИТПИ. Строительство и архитектура. – 1993. – Вып. 3. – С.41-42.



- 79.Клаф, Р. Динамика сооружений [Текст]: пер. с англ. / Р. Клаф. Дж. Пенз. – М.: Стройиздат, 1979. – 320 с./Перевод. Изд.: Dynamics of structures [Text] / R. W. Clough, J. Penzien. – New-York, 1971.
- 80.Клячко, М. А. Уроки землетрясений и задачи обеспечения сейсмической безопасности [Текст] / М. А. Клячко // Вестник Международной ассоциации экспертов по сейсмостойкому строительству. – 2019. – № 1 (7). – С. 11-12.
- 81.Круглов, В. М. Нелинейные соотношения и критерии прочности бетона в трехосном напряженном состоянии [Текст] / В. М. Круглов // Строительная механика и расчет сооружений – М.: 1987. – № 1. – С. 40-44.
- 82.Кутуев, М. Д. Комплексные модели для исследования инкриминируемых предельных состояния и плоских и пространственных систем (научные основы, алгоритмы) [Текст]: автореф. дис. ... д-ра тех. наук: 01.02.04 ; 05.23.17 / М. Д. Кутуев – Алматы: 1993. – 30 с.
- 83.Ландау, Л. Д. Теоретическая физика [Текст]: учеб. пособие для вузов в 10 т. Т. 7. Теория упругости / Лев Ландау, Евгений Лифшиц. – М.: Физматлит, 2003. – 264 с. – ISBN 5-9221-0122-6.
- 84.Лапин, В. А. Анализ акселерограмм, записанных при землетрясении вблизи Капшагайской ГЭС [Текст] / В. А. Лапин, С. Е. Ержанов, В. П. Даугавет / Вестник Международной ассоциации экспертов по сейсмостойкому строительству. – 2019. – № 1 (7). – С. 12-16.
- 85.Лейканд, М. А. Экспериментальное исследование изменения объема резины при сжатии и растяжении [Текст] / М. А. Лейканд, Э. Э. Лавендел, С. В. Львов // Вопросы динамики и прочности. – Рига, 1982. – Вып. 38 . – С. 49-54.
- 86.Мальков, В. М. Асимптотическая теория деформации тонкого слоя эластомера и некоторые ее приложения [Текст] / В. М. Мальков // Всесоюз. научно-техн. конф. «Методы расчета изделий из высокоэластичных материалов». – Рига, 1986. – С. 126-127.



87. Мальков, В. М. Механика многослойных эластомерных конструкций [Текст] / В. М. Мальков. – СПб.: Изд-во С.Петербургского университета, 1998. – 317 с.
88. Маматов, Ж. Ы. Коопсуз үйлөрдү тургузуу жана тургузулган үйлөрдү бекемдөөнүн ыкмалары [Текст]: окуу куралы / Ж.Ы. Маматов. – Б.: «Полиграфбумресурсы», 2017. – 164 б.
89. Мартемьянов, А. И. Восстановление сооружений в сейсмических районах [Текст] / А. И. Мартемьянов. – М.: Стройиздат, 1990. – 264 с.
90. Мартемьянов, А. И. Проектирование и строительство зданий и сооружений в сейсмических районах [Текст]: учебн. пособие для вузов / А. И. Мартемьянов. – М.: Стройиздат, 1985. – 255 с.
91. Мартынов, В. В. Активная сейсмозащита: варианты развития и критический анализ практических возможностей [Текст] / В. В. Мартынов. – Симферополь, 2013. – 266 с.
92. Метод решения оптимизационной задачи в сейсмозащите сооружений [Текст] / [М. Д. Кутуев, М. Ч. Апсеметов, Н. У. Шамшиев и др.]. – Вестник КГУСТА им. Н. Исанва. – Б.: КГУСТА, 2017. – № 2(56). – С. 154-162.
93. Мкртычев, О. В. Моделирование случайных акселерограмм и нелинейный расчет строительных конструкций [Текст] : [монография] / О. В. Мкртычев, Р. В. Юрьев // М-во образования и науки Росс. Федерации, ФГБОУ ВПО «Моск. гос. строит. ун-т». – Москва : МГСУ, 2012. – 87 с.
94. Мкртычев, О. В. Проблемы учета нелинейностей в теории сейсмостойкости (гипотезы и заблуждения) [Текст] : [монография] / О. В. Мкртычев, Г. А. Джинчвелашвили // М-во образования и науки Российской Федерации, Федеральное гос. бюджетное образовательное учреждение высш. проф. образования "Московский гос. строит. ун-т". - 2-е изд. - Москва : МГСУ, 2014. - 190 с.



95. Модели сейсмостойкости сооружений [Текст] / [И. И. Гольденблат, И. Николаенко, С. В. Поляков и др.]. – М.: Наука, 1979. – 252 с.
96. Мхитарян, Д. А. Исследование деформационных свойств слоистых демпфирующих элементов антисейсмического фундамента [Текст] / Д. А. Мхитарян // Сб. научн. тр. Издательство НАН РА. – Гюмри, 1998. – С. 102-107.
97. Национальная стратегия развития Кыргызской Республики на 2018-2040 годы [Электронный ресурс]: Указ Президента Кырг. Респ. от 31 окт. 2018 г. УП № 221. – Б.: Центр. банк данных правовой инф. КР, 2018. – Режим доступа: <http://cbd.minjust.gov.kg/act/view/ru-ru/430002>. – Загл. с экрана.
98. Национальная стратегия устойчивого развития Кыргызской Республики на период 2013-2017 годы [Электронный ресурс]: Указ Президента Кырг. Респ. от 27 сент. 2013 г. УП № 194. – Б.: Центр. банк данных правовой инф. КР, 2013. – Режим доступа: <http://cbd.minjust.gov.kg/act/view/ru-ru/61542>. – Загл. с экрана.
99. Немчинов, Ю. И. Сейсмостойкость высотных зданий. Украинский опыт [Текст] / Ю. И. Немчинов, Г. Г. Фаренюк // Вестник Международной ассоциации экспертов по сейсмостойкому строительству. – 2019. – № 1 (7). – С. 42-47.
100. Нерсесян, Т. Э. Пути улучшения технологии изготовления слоистых резинометаллических опор сейсмоизоляции [Текст] / Т. Э. Нерсесян // Сб. научн. тр. Издательство НАН РА. – Гюмри, 1998. – С. 108-113.
101. Николаенко, Н. А. Динамика и сейсмостойкость сооружений [Текст] / Н. А. Николаенко, Ю. П. Назаров. – М.: Стройиздат, 1988. – 312 с.
102. НТП РК 08-01.1-2012. Проектирование сейсмостойких зданий и сооружений. Общие положения. Сейсмические воздействия [Текст]. – Введ. 2015-07-01. – Астана, Комитет по делам строительства... РК, 2015. – 174 с.



103. Ньюмарк, Н. Основы сейсмостойкого строительства [Текст]: пер. с англ. Н. Ньюмарк, Э. Розенблюэт. Под ред. Я. М. Айзенберга, пер. с англ. канд. техн. наук Г. Ш. Подольского. – М.: Стройиздат, 1980. – 344 с. – Перевод изд.: *Fundamentals of Earthquake Engineering* / N. M. Newmark, E. Rosenblueth. – 1971. – 640 p.
104. О национальной безопасности [Электронный ресурс]: Закон Кырг. Респ. в ред. от 01 дек. 2017 г. № 197(2). – Б.: Центр. банк данных правовой инф. КР, 2017. – Режим доступа: <http://cbd.minjust.gov.kg/act/view/ru-ru/1168?cl=ru-ru>. – Загл. с экрана.
105. О сейсмической безопасности [Электронный ресурс]: постановление Правительства Кырг. Респ. от 03 нояб. 2009 г. № 676. – Б.: Центр. банк данных правовой инф. КР, 2009. – Режим доступа: <http://cbd.minjust.gov.kg/act/view/ru-ru/90317>. – Загл. с экрана.
106. Ормонбеков Т. О. Применение тонкослойных резинометаллических элементов (ТРМЭ) в сейсмозащите зданий, сооружений и инженерного оборудования [Текст] / Т. О. Ормонбеков. – Б.: Илим, 1996. – 28 с.
107. Ормонбеков, Т. О. Движение надземного сооружения под воздействием сейсмической волны в грунте [Текст] / Т. О. Ормонбеков, Р. И. Могилевский // Сб. научных трудов «Механика деформируемого твердого тела». – Б.: 1997. – С. 47-48.
108. Ормонбеков, Т. О. Инновационные методы повышения сейсмостойкости зданий и сооружений [Текст] / Т. О. Ормонбеков, У. Т. Бегалиев // Труды междунаrod. науч. конференции «Рахматулинские чтения». – Б.: Инст. физико-технич. проблем и материаловед. НАН КР, 2011. – С. 364-367.
109. Ормонбеков, Т. О. Математическая модель и алгоритм расчета тонкослойной резинометаллической опоры [Текст] / Т. О. Ормонбеков, У. Т. Бегалиев // *Материаловедение* – Б.: ИФТПиМ НАН КР, 2012. – № 1. – С. 7-12.



110. Ормонбеков, Т. О. Методы расчета тонкослойных резинометаллических элементов (ТРМЭ) [Текст] / Т. О. Ормонбеков, Б. Б. Барпиев, У. Т. Бегалиев // Сборник научных трудов КыргызНИИПСтроительства (1998-1999гг.). – Б.: Илим, 1999. – С. 28-34.
111. Ормонбеков, Т. О. Механика взаимодействия деформируемых тел [Текст] / Т. О. Ормонбеков. – Ф.: Илим, 1989. – 227 с.
112. Ормонбеков, Т. О. Прикладные методы расчета элементов конструкций из композиционных материалов [Текст] / Т. О. Ормонбеков. – Б.: Илим, 1996. – 36 с.
113. Ормонбеков, Т. О. Расчет напряженного состояния цилиндрического резинометаллического слоя [Текст] / Т. О. Ормонбеков, Б. Б. Барпиев, У. Т. Бегалиев // Труды международ. конференции по распространению упругих и упругопласт. волн, посвящ. 100-летию академика, Героя Соцтруда Х. А. Рахматулина. – Б.: Инст. физико-технич. проблем и материаловед. НАН КР, 2009. – С. 330-335.
114. Ормонбеков, Т. О. Рекомендации по проведению сейсмического микрорайонирования для целей строительства [Текст] / Т. О. Ормонбеков, К. Е. Абдрахматов, У. Т. Бегалиев, И. З. Гайнутдинов // Труды международ. науч. конференции «Рахматулининские чтения». – Б.: Инст. физико-технич. проблем и материаловед. НАН КР, 2011. – С. 327-332.
115. Пат. 1717 Кыргызская Республика, МПК E04B 1/36 (2014.01) F16F 15/04 (2014.01). Резинометаллическая опора с сердечником [Текст] / У. Т. Бегалиев, Р. Н. Аскарбеков, С. А. Токомбаев, Б. Б. Барпиев. – № 20140081.1 ; заявл. 03.07.2014 ; опубл. 31.03.2015, Бюл. № 3. – 2 с. : ил.
116. Пат. 1718 Кыргызская Республика, МПК E04B 1/36 (2014.01) F16F 15/04 (2014.01). Резинометаллическая опора [Текст] / У. Т. Бегалиев, Р. Н. Аскарбеков, С. А. Токомбаев, Б. Б. Барпиев. – № 20140082.1 ; заявл. 03.07.2014 ; опубл. 31.03.2015, Бюл. № 3. – 2 с. : ил.
117. Повышение сейсмической безопасности, энергоэффективности и капитальный ремонт пилотной школы № 5 им. Ч. Айтматова г.Балыкчы



- [Комплект]: проект адаптации / М. К. Абдыбалиев и др./ Проект городского развития «Улучшение сейсмической безопасности и энергоэффективности социальных инфраструктур в городах участниках» ВБ. Стадия рабочий проект. Конструкции железобетонные 1722-1-КЖ. – Б.: ОАО «Промпроект», 2017. – 275 с.
118. Поляков, С. В. Математические модели для расчета зданий с сейсмоизолирующим скользящим поясом в фундаменте [Текст] / С. В. Поляков, К. Ш. Килимник, Л. Л. Солдатова // ЭИ ВНИИИС, серия 14. – 1982. – № 2. – С. 27-29.
119. Поляков, С. В. Сейсмостойкие конструкции зданий [Текст]: учебн. пособие для вузов / С. В. Поляков. – 2-е изд. – М.: Высшая школа, 1983. – 304 с.
120. Прикладные методы расчета изделий из высокоэластичных материалов [Текст] / [С. И. Дымников, Э. Э. Лавендел, А. А. Павловскис и др.]. – Рига, Зинатне, 1980. – 238 с.
121. Применение тонкослойных резинометаллических опор для сейсмозащиты зданий в условиях территории КР [Текст] / [Т. О. Ормонбеков, Г. А. Максимов, У. Т. Бегалиев и др.]. – Б.: Учкун, 2005. – 215 с.
122. Проектирование зданий и сооружений в сейсмических районах [Текст]: справочное пособие / [С. К. Уранова, С. Т. Иманбеков, Г. В. Косивцов и др.] ; под ред. Т. О. Ормонбекова. – Б.: Илим, 1996. – 212 с.
123. Работнов, Ю. Н. Механика деформируемого твердого тела [Текст]: учеб. пособие для вузов / Ю. Н. Работнов. – М.: Наука, 1988. – 712 с.
124. Работнов, Ю. Н. Элементы наследственной механики твердых тел [Текст] / Ю. Н. Работнов. – М.: Наука, 1977. – 384 с.
125. Рахматулин, Х. А. Распространение волн деформаций [Текст] / Х. А. Рахматулин, Н. Жубаев, Т. Ормонбеков. – Ф.: Илим, 1985. – 148 с.



126. Рашидов, Т.Р. Динамическая теория сейсмостойкости сложных систем подземных сооружений [Текст] / Т. Р. Рашидов. – Ташкент: Фан, 1973. – 182 с.
127. Рекомендации по проектированию усиления железобетонных конструкций зданий и сооружений реконструируемых предприятий. Надземные конструкции и сооружения [Текст] / Харьковский Промстройинипроект, НИИЖБ. – М.: Стройиздат, 1992. – 191 с.
128. Рекомендации по усилению каменных конструкций зданий и сооружений [Текст] / ЦНИИСК им. В. А. Кучеренко Госстроя СССР. – М.: Стройиздат, 1984. – 36 с.
129. Реконструкция зданий и сооружений [Текст]: учеб. пособие для строит. спец. вузов / [А. Л. Шагин, Ю. В. Бондаренко, Д. Ф. Гончаренко и др.] под ред. А. Л. Шагина. – М.: Высшая школа, 1991. – 352 с.
130. Республиканская программа «Сейсмическая безопасность на 2003-2010 годы [Электронный ресурс]: постановление Правительства Кырг. Респ. от 04 нояб. 2002 г. № 737. – Б.: Центр. банк данных правовой инф. КР, 2002. – Режим доступа: <http://cbd.minjust.gov.kg/act/view/ru-ru/53964>. – Загл. с экрана.
131. Ржевский, В. А. Сейсмостойкость зданий в условиях сильных землетрясений [Текст] / В. А. Ржевский. – Ташкент: Фан, 1990. – 258 с.
132. Руководство для проектировщиков к Еврокоду 1990: Основы проектирования сооружений [Текст]: пер. с англ. / Х. Гульванесян, Ж. -А. Калгаро, М. Голицки ; М-во образования и науки Росс. Федерации, ФГБОУ ВПО «Моск. гос. строит. ун-т» ; науч. ред. пер. д-р техн. наук В. Д. Райзер, канд. техн. наук Н. А. Попов. – М.: МГСУ, 2011. – 258 с.
133. Руководство для проектировщиков к Еврокоду 2 : Проектирование железобетонных конструкций : Руководство для проектировщиков к EN 1992-1-1 и EN 1992-1-2. Еврокод 2 : Проектирование железобетонных конструкций. Общие правила и правила для зданий. Противопожарное проектирование строительных конструкций [Текст]: пер. с англ. / Э. В.



- Биби, Р. С. Нараянан; ред. серии X. Гульванесян ; М-во образования и науки Рос. Федерации, ФГБОУ ВПО «Моск. гос. строит. ун-т» ; науч. ред. пер. В.О. Алмазов, А.И. Плотников. 2-е изд. – М.: МГСУ, 2013. – 292 с.
134. Руководство для проектировщиков к Еврокоду 8 : Проектирование сейсмостойких конструкций : Руководство для проектировщиков к EN 1998-1 и EN 1998-5. Еврокод 8 : Общие нормы проектирования сейсмостойких конструкций, сейсмические воздействия, правила проектирования зданий и подпорных сооружений [Текст]: пер. с англ. / М. Фардис, Э. Карвало, А. Элнашаи, Э. Фаччиоли, П. Пинто, А. Плумьер ; ред. серии X. Гульванесян, ; М-во образования и науки Рос. Федерации, ФГБОУ ВПО «Моск. гос. строит. ун-т» ; науч. ред. пер. Г. А. Джинчвелашвили. – М.: МГСУ, 2013. – 484 с.
135. Руководство к Еврокоду 1: Воздействия на сооружения. Стандарты EN 1991-1-1 и 1-3-1-7 [Текст]: пер. с англ. / X. Гульванесян, П. Формичи, Ж.-А. Калгаро при участии Джеоффа Хардинга (часть 7) ; М-во образования и науки Рос. Федерации, ФГБОУ ВПО «Моск. гос. строит. ун-т» ; науч. ред. пер. канд. техн. наук Н. А. Попов, канд. техн. наук И. В. Лебедева при участии канд. физ.-мат. наук И. А. Кириллова (часть 7). – М.: МГСУ, 2011. – 340 с.
136. Руководство по проектированию каменных и армокаменных конструкций [Текст] / ЦНИИСК им. В. А. Кучеренко Госстроя СССР. – М.: Стройиздат, 1974. – 183 с.
137. Руководство по проектированию сейсмостойких зданий и сооружений [Текст] : в 4 т. / Ред. колл. И. И. Гольденблат, К. С. Завриев, Г. Н. Карцивадзе, С. В. Медведев, А. Г. Назаров, Ш. Г. Напетваридзе, С. В. Поляков и др.]. – М.: Стройиздат
138. Савинов, О. А. Применение слоистых резинометаллических опор в системах сейсмоизоляции зданий [Текст] / О. А. Савинов // Строительство и архитектура. – М.: ВНИИТПИ, 1992. – С. 2-8.



139. Сейсмические воздействия на здания и заглубленные сооружения [Текст] / [И. Ф. Ципенюк, С. Ф. Проскурина, Б. М. Мардонов, Я. Н. Мубараков, А. К. Каюмов]. – Ташкент: Фан, 1986. – 296 с.
140. Сейсмодинамика зданий и сооружений АН УзССР [Текст] / Отв. ред. Т. Р. Рашидов. – Ташкент: Фан, 1989. – 138 с.
141. Сейсмостойкие конструкции зданий и сооружений в Киргизии [Текст]. – Сб. научных тр. ФПИ. – Ф.: 1990 – 113 с.
142. Сейсмостойкие сооружения и теория сейсмостойкости [Текст]: / [С. В. Поляков, С. В. Медведев, Н. П. Ваучский и др.] // По материалам V Международной конференции по сейсмостойкому строительству. Под ред. С.В. Полякова и А. В. Черкашина. – М.: Стройиздат, 1978. – 272 с.
143. Семенов, В. С. Качественная оценка работы гасителя колебаний торсионного типа технического состояния и сейсмостойкости эксплуатируемых зданий и сооружений [Текст]: учебное пособие для вузов / В. С. Семенов, Т. В. Веремenco – Бишкек: Изд-во КРСУ, 2014. – Т. 14. – № 7. – С. 112-114.
144. Семенов, В. С. Оценка технического состояния и сейсмостойкости эксплуатируемых зданий и сооружений [Текст]: учебное пособие для вузов / В. С. Семенов. – Бишкек: Изд-во КРСУ, 2012. – 142 с.
145. Семенов, В. С. Современные пространственные конструкции: синтез искусства, техники и науки [Текст]: учебное пособие для вузов / В. С. Семенов. – Бишкек: Изд-во КРСУ, 2010. – 130 с.
146. Серия ИИС-04-10 Выпуск 1. Монтажные узлы и детали для зданий 1 - 4 этажа [Комплект] / Государственный комитет по гражданскому строительству и архитектуре при Госстрое СССР. – М.: Госстрой СССР, 1964. – 129 с.
147. СН-8-57. Нормы и правила строительства в сейсмических районах. Строительные нормы [Текст]. – Введ. 1957-11-01. – М.: Государственный комитет Совета Министров СССР по делам строительства, 1957. – 103 с.



148. СНиП II-7-81*. Строительство в сейсмических районах. Нормы проектирования [Текст]. – Введ. 1987-06-03. – М.: Госстрой СССР, 1987. – М.: 1986.
149. СНиП 22-01-98 КР. Оценка сейсмостойкости зданий существующей застройки [Текст]. – Введ. 1998-01-01. – Б.: Минархстрой Кыргызской Республики, 1998. – 27 с.
150. СНиП КР 31-01:2001. Перепрофилирование помещений жилых зданий существующей застройки. [Текст]. – Введ. 2001-01-01. – Б.: Государственное агентство по архитектуре и строительству при Правительстве Кыргызской Республики, 2001. – 32 с.
151. СНиП КР 20-03:2006 Системы сейсмоизоляции. Основные положения. Строительные нормы и правила Кыргызской Республики [Текст]. – Введ. 2007-01-01. – Б.: Госстрой при Правительстве КР, 2006. – 13 с.
152. СНиП КР 31-02:2008 Проектирование и застройка территорий г.Бишкек, примыкающих к Ысыккатынскому разлому. Строительные нормы и правила Кыргызской Республики [Текст]. – Введ. 2008-09-01. – Б.: Госстрой при Правительстве КР, 2008. – 15 с.
153. СНиП КР 52-01:2009. Несущие и ограждающие конструкции [Текст]. – Введ. 2009-11-01. – Б.: Государственное агентство по архитектуре и строительству при Правительстве Кыргызской Республики, 2009. – 69 с.
154. СНиП КР 20-02:2009 Сейсмостойкое строительство. Нормы проектирования. Взамен СНиП КР 20-02:2004. Строительные нормы и правила Кыргызской Республики [Текст]. – Введ. 2009-11-01. – Б.: Госстрой при Правительстве КР, 2009. – 108 с.
155. СНиП КР 31-08:2013. Школьные здания [Текст]. – Введ. 2009-11-01. – Б.: Государственное агентство по архитектуре и строительству при Правительстве Кыргызской Республики, 2013. – 27 с.
156. СН КР 20-02:2018 Сейсмостойкое строительство. Нормы проектирования. Взамен СНиП КР 20-02:2009. Строительные нормы и правила Кыргызской



- Республики [Текст]. – Введ. 2019-03-01. – Б.: Госстрой при Правительстве КР, 2018. – 131 с.
157. СН КР 22-01:2018 Оценка сейсмостойкости зданий существующей застройки. Взамен СНиП КР 22-01:1998. Строительные нормы и правила Кыргызской Республики [Текст]. – Введ. 2019-03-01. – Б.: Госстрой при Правительстве КР, 2018. – 65 с.
158. СН КР 31-02:2018 Проектирование и застройки территории г.Бишкек и сел, примыкающих к Ыссык-Атинскому разлому. Взамен СНиП КР 31-02:2001. Строительные нормы и правила Кыргызской Республики [Текст]. – Введ. 2019-03-01. – Б.: Госстрой при Правительстве КР, 2018. – 25 с.
159. СН РК EN 1998-1:2004/2012. Проектирование сейсмостойких конструкций. Часть 1. Общие правила, сейсмические воздействия и правила для зданий [Текст]. – Введ. 2016-09-15. – Астана, Комитет по делам строительства... РК, 2016. – 220 с.
160. СП 15.13330.2012. Каменные и армокаменные конструкции [Текст]. – Введ. 2013-01-01. – М.: Министерство регионального развития Российской Федерации, 2013. – 82 с.
161. СП 16.13330.2011. Стальные конструкции [Текст] / ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко ОАО «НИЦ «Строительство». – Введ. 2011-05-20. – М.: Министерство регионального развития Российской Федерации, 2011. – 171 с.
162. СП 20.13330.2016 Нагрузки и воздействия [Текст] / ЦНИИСК им. В. А. Кучеренко ОАО «НИЦ «Строительство», РААСН при участии ФГБУ «Главная геофизическая обсерватория им. А. И. Воейкова». – Введ. 2017-04-06. – М.: Министерство строительства и жилищно-коммунального хозяйства Российской Федерации, 2016. – 73 с.
163. СП 63.13330.2012. Бетонные и железобетонные конструкции [Текст] / НИИЖБ им. А. А. Гвоздева - институт ОАО «НИЦ «Строительство». – Введ. 2013-01-01. – М.: Министерство регионального развития Российской Федерации, 2015. – 162 с.



164. СП 70.13330.2012 Несущие и ограждающие конструкции. Актуализированная редакция СНиП 3.03.01-87. Несущие и ограждающие конструкции [Текст] / ЗАО «ЦНИИПСК им. Н. П. Мельникова» ; институты ОАО «НИЦ «Строительство» : НИИЖБ им. А. А. Гвоздева и ЦНИИСК В. А. Кучеренко ; Ассоциация производителей керамических стеновых материалов ; Ассоциация производителей силикатных изделий ; Сибирский Федеральный Университет. – Введ. 2013-01-07. – М.: Федеральное агентство по строительству и жилищно-коммунальному хозяйству Российской Федерации, 2012. – 197 с.
165. Статические и вибрационные испытания девятиэтажного жилого дома на сейсмоизолирующих опорах [Текст]: Отчет НИР. / [Т. Ж. Жунусов, М. У. Ашимбаев, И. Е. Ицков, и др.] // – Алматы: КазНИИСА, 1995. – 87 с.
166. Тезисы докладов XIII Российской национальной конференции по сейсмостойкому строительству и сейсмическому районированию [Текст] / РАСС ; РААСН ; АО НИЦ Строительство. ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко. – СПб.: 2019. – 122 с.
167. Теоретические и экспериментальные исследования здания с выключающимися связями и разработка рекомендаций по их расчету [Текст]: Отчет НИР. / М. М. Деглина, С. К. Уранова, Р. В. Ногай и др. – Фрунзе: НИИСА Госстроя КР, 1983. – 90 с.
168. Технический регламент «Безопасность зданий и сооружений» [Электронный ресурс]: Закон Кырг. Респ. от 27 июня 2011 г. № 57. – Б.: Центр. банк данных правовой инф. КР, 2011. – Режим доступа: <http://cbd.minjust.gov.kg/act/view/ru-ru/203301>. – Загл. с экрана.
169. Тихонов, В. А. Асимптотика в задачах для тонкого резинового слоя [Текст] / В. А. Тихонов // Вопросы динамики и прочности. – Рига, 1987. – Вып. 48 . – С. 60-71.
170. Тихонов, В. А. Задача прочности тонкослойных резинометаллических элементов [Текст] / В. А. Тихонов, Д. В. Климов // Механика эластомеров. – Краснодар, 1988. – С. 104-114.



171. Тихонов, И. Н. Проектирование армирования железобетона [Текст] : Справочное пособие / И. Н. Тихонов, В. З. Мешков, Б. С. Расторгуев. – М.: 2015. – 276 с.
172. ТКП EN 1998-1-2011. Проектирование сейсмостойких конструкций. Часть 1. Общие правила, сейсмические воздействия и правила для зданий [Текст]. – Введ. 2011-12-05. – Минск, Министерство арх. и стр. Респ. Бел., 2013. – 158 с.
173. Тяпин, А. Г. Платформенные модели в задачах учета взаимодействия сооружений с основанием при расчетах на сейсмические воздействия [Текст]: Научное издание / А. Г. Тяпин. – М.: Издательство АСВ, 2015. – 208 с.
174. Тяпин, А. Г. Современные нормативные подходы к расчету ответственных сооружений на сейсмические воздействия [Текст]: Научное издание / А. Г. Тяпин. – М.: Издательство АСВ, 2018. – 518 с.
175. Тяпин, А. Г. Учет взаимодействия сооружений с основанием при расчетах на сейсмические воздействия [Текст]: Научное издание / А. Г. Тяпин. – М.: Издательство АСВ, 2014. – 136 с.
176. Усупаев, Ш. Э. Система оповещения сейсмокатастроф для города Бишкек [Текст] / Ш. Э. Усупаев, С. Ж. Орунбаев, Б. Д. Молдобеков, У. Т. Бегалиев, С. Паролай, Д. Бинди // Известия Кыргызского государственного технического университета им. И. Раззакова. – 2014. – № 33. – С. 392-399.
177. Хакимов, Ш. А. Сейсмобезопасность современных жилищно-гражданских зданий в Центральноазиатском регионе: оценки, проблемы и пути ее решения [Тезис] / Ш. А. Хакимов // Евразийский форум по сейсмической безопасности сооружений и городов. – М.: ФГБУП ЦНИИП Минстроя России, 2017. – С. 17-18.
178. Хачиян, Э. Е. Динамические модели сооружений в теории сейсмостойкости [Текст] / Э. Е. Хачиян, В. А. Амбарцумян. – М.: Наука, 1981. – 204 с.



179. Центрально-Азиатский институт прикладных исследований Земли. Безопасность школ и дошкольных учреждений [Электронный ресурс] / Центрально-Азиатский институт прикладных исследований Земли, Бишкек, Кыргызская Республика. – Б.: ЦАИИЗ, 2014. – Режим доступа – <http://schooldb.caiag.kg> – Загл. с экрана.
180. Черных, К. Ф. Вариационный подход к расчету тонких резинометаллических элементов [Текст] / К. Ф. Черных, Л. В. Милякова // Механика деформируемого твердого тела. Сб. научн. трудов. / Под ред. Л. А. Толоконникова. – Тула: ТПИ, 1983. – С. 151-156.
181. Шокбаров, Е. М. Инженерный анализ последствий землетрясений на территории Республики Казахстан [Текст] / Е. М. Шокбаров // Вестник Международной ассоциации экспертов по сейсмостойкому строительству. – Б.: 2016. – № 1 (1). – С. 105-114.
182. Эггерт, Х. Опорные части в строительстве. Проектирование, расчет, нормы [Текст] / Х. Эггерт, Ю. Гроте, В. Каушке ; [пер. с нем. Ивановского И.К.] – М.: Транспорт, 1978. – 359 с.
183. A Multiscale Exposure Model for Seismic Risk Assessment in Central Asia [Text] / [Wieland M., Pittore M., Parolai S., Begaliev U., et al.]. – Seismological Research Letters, 2015. – No. 86 (1). – P. 210-222.
184. Abdykalykov, A. A. Global Urban Planning Policy and Housing Construction Market Trends in Kyrgyzstan [Text] / A. A. Abdykalykov, U. Begaliev, P. Jolbolduev // In: The 15th International Symposium “Global urban planning housing construction market trends”. – Seoul: SeoulTech, 2015. – P. 43-78.
185. AC125. Concrete and Reinforced and Unreinforced Masonry Strengthening Using Externally Bonded Fiber-reinforced Polymer (FRP) Composite Systems [Text] / International Code Council Inc (ICC). – USA. ICC. – 2017. – www.icc-es.org.
186. ACI 440.2R-08. Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures [Text] = Руководство по проектированию и строительству углеродных (фиброармированных)



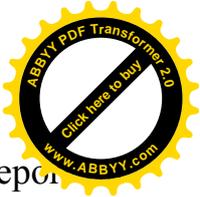
- полимерных систем с наружным креплением для усиления бетонных конструкций / American Concrete Institute (ACI). Committee 440. – Farmington Hills, ACI, 2008. – 76 p.
187. Aguilar, J. The Mexico Earthquake of September 19, 1985. Typical Cases of Repair and Strengthening of Concrete Buildings [Text] = Землетрясение в Мексике 19 сентября 1985 года. Типовые примеры ремонта и укрепления бетонных зданий / J. Aguilar, H. Juarez, R. Ortega, J. Iglesias // Earthquake Spectra. – 1989. – Vol. 5(1). – P. 175–193.
188. Alcocer, S. M. RC Frame Connections Rehabilitated by Jacketing [Text] = Соединения железобетонных каркасов, восстановленные обоями / S. M. Alcocer // Journal of Structural Engineering, ASCE. – 1993. – Vol. 119(5). – P. 1413-1431.
189. Amiraslanzadeh, R. A Comparative Study on Seismic Retrofitting Methods for Unreinforced Masonry Brick Walls [Text] = Сравнительное исследование методов сейсмоусиления неармированных кирпичных стен / R. Amiraslanzadeh, [et al.]. // Proceedings of the 15th World Conference on Earthquake Engineering. – Lisbon, 2012.
190. An Introduction to FRP Strengthening of Concrete Structures [Text] = Введение в укрепление бетонных конструкций фиброармированными полимерами / ISIS Educational Module 4, ISIS Canada Corporation. A Canadian Network of Centres of Excellence. – Winnipeg, MB, Canada. – 2004.
191. ASCE/SEI 31-03. Seismic Evaluation of Existing Buildings [Text] = Сейсмическая оценка зданий существующей застройки / American Society of Civil Engineers (ASCE). ASCE standard. – Reston, VA. ASCE. – 2003.
192. ASCE/SEI 41-13. Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings [Text] = Сейсмическая оценка и усиление зданий существующей застройки / American Society of Civil Engineers (ASCE). ASCE standard – Reston, VA, ASCE. – 2014.



193. Assessment of Safety in School and Pre-School Education Institutions in Kyrgyz Republic: Summary Report [Text] = Оценка безопасности школ и дошкольных учебных учреждений в Кыргызской Республике: сводный отчет / United Nations Children's Fund. – UNICEF. – 2014.
194. Astroza, M. Seismic Performance of Engineered Masonry Buildings in the 2010 Maule Earthquake [Text] = Характеристики сейсмостойчивости существующих каменных зданий во время землетрясения в Мауле в 2010 году / M. Astroza, O. Moroni, S. Brzev, J. Tanner // Special Issue on the 2010 Chile Earthquake. Earthquake Spectra. – 2012. – Vol. 28, No. S1. – P. S385-S406.
195. ATC-20. Procedures for Post-Earthquake Safety Evaluation of Buildings [Text] = Методики оценки безопасности зданий, пострадавших от землетрясений / Applied Technology Council (ATC). – Redmond City, CA, ATC. – 1989.
196. ATC-20-1. Field Manual: Postearthquake Safety Evaluation of Buildings [Text] = Пособие для полевого исследования: Оценка сейсмической безопасности существующих зданий после землетрясения / Applied Technology Council (ATC). – Bhutan, ATC. – 2014.
197. ATC-40. Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings [Text] = Сейсмическая оценка и усиление бетонных строений / Applied Technology Council (ATC). – Redwood City, CA, ATC. – 1996. – Vol. 1.
198. Avramidis, I. Eurocode-Compliant Seismic Analysis and Design of R/C Buildings: Concepts, Commentary and Worked Examples with Flowcharts [Text] / I. Avramidis, A. Athanatopoulou, K. Morfidis, A. Sextos, A., Giaralis // Geotechnical, Geological and Earthquake Engineering 38. – Springer International Publishing, Switzerland. – 2016 – 488 p. [doi.:10.1007/978-3-319-25270-4](https://doi.org/10.1007/978-3-319-25270-4).
199. Bachmann, H. Seismic Conceptual Design of Buildings – Basic Principles for Engineers, Architects, Building Owners, and Authorities [Text] = Концептуальное проектирование сейсмостойких зданий — основные



- принципы для инженеров, архитекторов, владельцев зданий и органов власти / Н. Bachmann. – 2003. www.nicee.org.
200. Badoux, M. E. Seismic Retrofitting of Reinforced Concrete Structures with Steel Bracing System [Text] = Сейсмоусиление железобетонных конструкций стальными связями жесткости : Doctoral Dissertation / М. Е. Badoux. – University of Texas, Austin, 1987.
201. Badoux, M. E. Steel Bracing of RC Frame for Seismic Retrofitting [Text] = Стальные связи жесткости железобетонного каркаса для сейсмоусиления / М. Е. Badoux, J. O. Jirsa // Journal of Structural Engineering. ASCE. – 1990. – Vol. 116(1). – P. 55-74.
202. Birkman, J. Measuring Vulnerability to Natural Hazards: Towards Disaster Resilient Societies [Text] / J. Birkman / United Nations University. – 2006. – 524 p.
203. Brincker, R. Modal identification from Ambient Responses using Frequency Domain Decomposition [Text] / R. Brincker, L. Zhang, P. Andersen // Smart Mater. Struct. – 2001. – No. 10. – P. 441-445.
204. Brzev, S. Earthquake-Resistant Confined Masonry Construction [Text] / S. Brzev, K. Mitra // Third edition. National Information Centre of Earthquake Engineering (NICEE). Indian Institute of Technology Kanpur. – Kanpur, NICEE. – 2018. – 137 p.
205. Brzev, S. Performance-based seismic evaluation of concrete reservoir structures [Text] = Оценка сейсмостойкости конструкций бетонных резервуаров по заданным параметрам / S. Brzev, J. Sherstobitoff // Proceedings of the 13th World Conference on Earthquake Engineering. Vancouver, Canada. – 2004. – No. 1823.
206. Brzev, S. Reinforced Concrete Design: A Practical Approach [Text] / S. Brzev, J. Pao // Second edition. Pearson Education Canada Inc. – Published by Prentice Hall. – 2013. – 940 p.
207. Brzev, S. Urban Housing: Performance of Reinforced Concrete Buildings [Text] = Городское жилищное строительство: характеристики



- железобетонных зданий / S. Brzev, B. Pandey, J. Pao // Chapter 5, Report Earthquake Reconnaissance of the M7.8 Gorkha, Nepal Earthquake on April 25, 2015 and its Aftershocks, Canadian Association of Earthquake Engineering. – Vancouver, Canada. – 2017. – <http://caee.ca/uploads/CAEE%20Nepal%20Report%202015%20-%20ISBN%20978-0-9685376-2-6r.pdf>.
208. Building Construction Under Seismic Conditions in the Balkan Region: Repair and Strengthening of Reinforced Concrete, Stone and Brick Masonry Buildings [Text] = Строительство зданий в сейсмических условиях Балканского региона: ремонт и укрепление железобетонных, каменных и кирпичных зданий / First Edition, United Nations Industrial Development Programme. – Vienna, UNIDO. – 1983. - Vol. 5. – 231 p.
209. Building monitoring in Bishkek and Dushanbe by the use of ambient vibration analysis [Text] / [Petrovic B., Bindi D., Begaliev U., et al.] // Annals of Geophysics. Special Issue. – 2015. – No. 58, #1. S0110. – P. 1-13.
210. Bull D. K. Understanding the Complexities of Designing Diaphragms in Buildings for Earthquakes [Text] = Понимание сложностей проектирования диафрагм в зданиях в случае землетрясений / D. K. Bull // Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering – 2004. – Vol. 37, No.2. – P. 70-88.
211. CAN/CSA S832-14. Seismic Risk Reduction of Operational and Functional Components of Buildings [Text] = Снижение сейсмических рисков для эксплуатируемых и функциональных компонентов зданий / Canadian Standards Association (CAN/CSA). – Mississauga, ON, Canada. – 2014.
212. Case Studies of Seismic Nonstructural Retrofitting in School Facilities [Text] = Исследования сейсмоусиления несущих элементов зданий школьных учреждений / Educational Facilities Research Center and National Institute for Educational Policy Research (EFRC). – Japan, EFRC. – 2005.



213. Chakrabarti, A. Handbook on Seismic Retrofit of Buildings [Text] = Справочник по сейсмоусилению зданий / A. Chakrabarti, D. Menon, A.K. Sengupta. – Narosa Publishers, India. – 2008.
214. Chopra, A. K. Seismic Design with Supplemental Energy Dissipation [Text] / A. K. Chopra // Earthquake Engineering Research Institute. National Science Foundation. – 1980. – University of California, Berkeley. – 126 p.
215. Churilov, S. Analysis of Masonry Walls Strengthened with RC Jackets [Text] = Расчет кирпичных стен, укрепленных железобетонными обоймами / S. Churilov, E. Dumova-Jovanoska // Proceedings of the 15th World Conference on Earthquake Engineering. – Lisbon, Portugal. – 2012.
216. CNR-DT 200 R1/2013. Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Existing Structures: Materials, RC and PC structures, Masonry Structures [Text] = Руководство по проектированию и строительству фиброармированных полимерных систем с наружным креплением для усиления существующих конструкций: материалы, железобетонные и конструкции и конструкции их преднапряженного бетона, кирпичные конструкции / Italian National Research Council, Advisory Committee on Technical Recommendations for Construction INRC. –Rome, Italy. 2014. – 154 p.
217. Commentary to Assessment and Improvement of Unreinforced Masonry Buildings for Earthquake Resistance, Supplement to “Assessment and Improvement of the Structural Performance of Buildings in Earthquakes” [Text] = Комментарий к оценке и повышению сейсмостойкости неармированных кирпичных зданий. Дополнение к Оценке и улучшению конструктивные характеристики зданий во время землетрясений / Draft, Faculty of Engineering. – University of Auckland UA, New Zealand. – 2011.
218. Corney, S. R. Performance of Precast Concrete Floor Systems during the 2010/2011 Canterbury Earthquake Series [Text] = Функционирование сборных бетонных перекрытий во время серии землетрясений в Кентербери в 2010-



2011 годов / S. R. Corney, R. S. Henry, J. M. Ingham // Magazine of Concrete Research. – 2014. – Vol. 66, No.11. – P. 563-575.

219. CSA S806-12. Design and Construction of Building Structures with Fibre-Reinforced Polymers (reaffirmed 2017) [Text] = Проектирование и строительство конструкций с углеволоконными (фиброармированными) полимерами. CSA S806-12 (повторно подтверждено в 2017 году) / Canadian Standards Association CAN/CSA. – Mississauga, ON, Canada. – 2012.
220. CSA S808-14. Specification for Fibre-Reinforced Polymer (FRP) Materials for Externally Reinforcing Structures [Text] = Спецификация углеволоконных (фиброармированных) полимерных материалов для конструкций с наружным усилением / Canadian Standards Association CAN/CSA. – Mississauga, ON, Canada. – 2014.
221. D'Ayala, D. Definition of Collapse Mechanisms and Seismic Vulnerability of Historic Masonry Buildings [Text] = Определение механизмов разрушения и сейсмической уязвимости исторических каменных зданий / D. D'Ayala, E. Speranza // Earthquake Spectra. Earthquake Engineering Research Institute. – 2003. – Vol. 19, No. 3. – P. 479-509.
222. D'Ayala, D. Single-Family Historic Brick Masonry House (Casa unifamiliare in centro storico, Centro Italia) [Text] = Индивидуальный исторический кирпичный дом / D. D'Ayala, E. Speranza, F. D'Ercole // Report 29, Italy, World Housing Encyclopedia. Earthquake Engineering Research Institute. – Oakland, CA. – 2001. – <http://db.world-housing.net/building/29/>.
223. Earthquake Resistance Evaluation Standards for Existing Reinforced Concrete Buildings and Commentary = Стандарты оценки сейсмостойкости для существующих железобетонных зданий и комментарии к ним / Japan Building Disaster Prevention Association. – Tokyo, JBDPA, Japan. – 2001.
224. ElGawady, M. A Review of Conventional Seismic Retrofitting Techniques for URM [Text] = Обзор традиционных методов сейсмоусиления неармированной кирпичной кладки / M. ElGawady, M. P. Lestuzzi, M.



Badoux // Proceedings of the 13th International Brick and Block Masonry Conference. – Amsterdam, The Netherlands. – 2004.

225. ElGawady, M. Analytical Model for In-Plane Shear Behavior of URM Walls Retrofitted with FRP [Text] = Аналитическая модель поведения неармированных кирпичных стен, усиленных Углеволоконным (фиброармированным) полимером, при плоскостном сдвиге / М. ElGawady, P. Lestuzzi, M. Badoux // Composites Science and Technology. – 2006. – 66. – P. 459–474.
226. EN 1998-1:2004. Eurocode 8: Design of Structures for Earthquake Resistance – Part 1: General Rules, Seismic Actions and rules for buildings [Text] = Еврокод 8: Проектирование строительных конструкций с учетом сейсмостойкости — Часть 1: Общие правила, сейсмические воздействия и правила для зданий / European Committee for Standardization. – Brussels, Belgium. – 2004.
227. EN 1998-3:2005. Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 3: Assessment and retrofitting of buildings and bridges [Text] = Еврокод 8: Проектирование строительных конструкций с учетом сейсмостойкости — Часть 3: Оценка и реконструкция зданий и мостов / European Committee for Standardization. – Brussels, Belgium. – 2005.
228. Estimating building inventory for rapid seismic vulnerability assessment: towards an integrated approach based on multi-source imaging [Text] / [Wieland M., Parolai S., Begaliev U. et al.] // Soil Dynamics and Earthquake Engineering. Elsevier Science Publishing Company, Inc. – 2012. – V. 36. – P. 70-83.
229. Externally Bonded FRP Reinforcement for RC Structures [Text] = Фиброармированная полимерная арматура с наружным креплением для железобетонных конструкций / International Federation for Structural Concrete (FIB). – FIB Bulletin. Lausanne, Switzerland. – 2001. – No. 14.



230. Fajfar, P. A nonlinear analysis method for performance-based seismic design [Text] / P. Fajfar // Earthquake Spectra. – 2000. Vol. 16(3). – P. 573–592. [doi:10.1193/1.1586128](https://doi.org/10.1193/1.1586128).
231. Fajfar, P. Analysis in seismic provisions for buildings: past, present and future [Text] / P. Fajfar // Bulletin Earthquake Engineering. – 2018. – Vol. 16. – P. 2567–2608. [doi:10.1007/s10518-017-0290-8](https://doi.org/10.1007/s10518-017-0290-8).
232. Fajfar, P. Performance-Based Seismic Design Concepts and Implementation [Text] / P. Fajfar, H. Krawinkler // Proceedings of an International Workshop on Seismic Design Methodologies for the Next Generation of Codes in Bled, Slovenia. – Pacific Earthquake Engineering Research Center. – 2004. – 531 p.
233. Fardis, M. RC buildings retrofitted by converting frame bays into RC walls [Text] = Железобетонные здания, усиленные путем преобразования пролетов рам в железобетонные стены / M. Fardis, A. Schetakis, E. Strepelias // Bulletin of Earthquake Engineering. – 2013. – Vol. 11. – P. 1541-1561.
234. Fardis, M. Seismic Design, Assessment and Retrofitting of Concrete Buildings: Based on EN Eurocode 8 [Text] = Сейсмическое проектирование, Оценка и усиление бетонных сооружений по Еврокоду 8 / M. Fardis. – Springer, Dordrecht, Germany. – 2009.
235. Farrow, K. T. SDOF Demand Index Relationships for Performance-Based Seismic Design [Text] / K. T. Farrow, Y. C. Kurama // Prof. J. of the Earthq. Eng. Res. Institute. Earthquake Spectra. – 2003. – Vol. 19, No. 4. – P. 799-838.
236. FEMA 154. Rapid Visual Screening of Buildings for Potential Seismic Hazard: A Handbook (same as ATC-21) [Text] = Быстрый визуальный скрининг зданий на предмет потенциальной сейсмической опасности: пособие (аналог ATC-21) / Federal Emergency Management Agency. – Washington D.C. – 1988.
237. FEMA 241. Identification and Reduction of Nonstructural Earthquake Hazards in Schools [Text] = Определение и уменьшение опасности от ненесущих элементов во время землетрясений в зданиях школ / Federal Emergency Management Agency. – Washington, DC. – 2015.



238. FEMA 273. NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings [Text] = Руководство по восстановлению строений после землетрясения Национальной программы по снижению уровня сейсмической опасности / Federal Emergency Management Agency. – Washington, DC. – 1997.
239. FEMA 274. NEHRP Commentary on the Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings [Text] = Пояснения к Руководству по восстановлению сооружений после землетрясения Национальной программы по снижению уровня сейсмической опасности / Federal Emergency Management Agency. – Washington, DC. – 1997.
240. FEMA 306. Evaluation of Earthquake Damaged Concrete and Masonry Wall Buildings- Basic Procedures Manual [Text] = Оценка бетонных и кирпичных зданий, поврежденных при землетрясении — методическое руководство / Federal Emergency Management Agency. – Washington, DC. – 1999.
241. FEMA 310. Handbook for the Seismic Evaluation of Buildings [Text] = Руководство по оценке сейсмостойкости зданий / Federal Emergency Management Agency. – Washington, DC. – 1998. – 288 p.
242. FEMA 356. Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings [Text] = Предварительный стандарт и пояснения по восстановлению строений после землетрясения / Federal Emergency Management Agency. – Washington, DC. – 2000.
243. FEMA 547. Techniques for the Seismic Rehabilitation of Existing Buildings [Text] = Методы восстановления зданий существующей застройки после землетрясений / Federal Emergency Management Agency. – Washington, DC. – 2006.
244. FEMA E-74. Reducing the Risks of Nonstructural Earthquake Damage – A Practical Guide [Text] = Снижение рисков повреждений ненесущих элементов во время землетрясений — практическое руководство / Federal Emergency Management Agency. – Washington, DC. – 2012.



245. FEMA P-58-1. Seismic Performance Assessment of Buildings [Text] = Оценка сейсмостойкости зданий / Federal Emergency Management Agency. Methodology. – Washington, DC. – 2012. Vol. 1.
246. Fenwick, R. C. Assessment of Hollow-core Floors for Seismic Performance [Text] = Оценка сейсмостойкости многопустотных перекрытий [Text] / R. C. Fenwick, D. K. Bull, D. R. Gardiner // Research Report, 2010-02, Department of Civil and Natural Resources Engineering, University of Canterbury. – New Zealand. – 2010. – ISSN 1172-9511. <https://ir.canterbury.ac.nz/handle/10092/4211>.
247. Fleischman, R. B. Seismic Design Methodology Document for Precast Concrete Diaphragms [Text] = О методологии проектирования в сейсмостойком строительстве для сборных бетонных диафрагм / R. B. Fleischman // Charles Pankow Foundation. – Vancouver, WA. – 2014.
248. Foutch, D. A. The Mexico Earthquake of September 19, 1985 – Case Studies of Seismic Strengthening for Two Buildings in Mexico City [Text] = Землетрясение в Мексике 19 сентября 1985 года — тематические исследования по сейсмоусилению двух зданий в Мехико / [D. A. Foutch, K. D. Hjelmstad, E. Del Valle Calderón, et al.] // Earthquake Spectra. – 1989. – Vol. 5 (1). – P. 153-174.
249. Framed Buildings with Precast Concrete Floor Systems. Interim Note – March 2017 [Text] = Каркасные здания со сборными бетонными перекрытиями. Промежуточный отчет — март 2017 года / Structural Engineering Society New Zealand, New Zealand Society for Earthquake Engineering, New Zealand Concrete Society. Ministry of Business, Innovation, and Employment, Government of New Zealand. – SESOC, New Zealand. – 2017. – 4 p. <https://www.building.govt.nz/building-code-compliance/b-stability/b1-structure/framed-buildings-precaster-concrete-floor-systems/>.



250. FRP Rehabilitation of Reinforced Concrete Structures [Text]
Восстановление железобетонных конструкций фиброармированными полимерами / Design Manual No. 4, ISIS Canada Corporation. – Winnipeg, MB, Canada. – 2008.
251. Global Vulnerability Estimation Methods for the Global Earthquake Model [Text] = Методы оценки уязвимости для Глобальной модели прогнозирования землетрясений / [К. А. Porter, К. Farokhnia, Т. Rossetto, et al.] // Proceedings of the 15th World Conference on Earthquake Engineering. – Lisbon, Portugal. – 2012.
252. Grünthal, G. (ed.) European Macroseismic Scale 1998. Cahiers du Centre Européen de Géodynamique et de Séismologie [Text] = Европейская макросейсмическая шкала 1998 / [Grünthal G. (ed.), R. M. W. Musson, J. Schwarz, M. Stucchi]. – Volume 15, Luxembourg: 1998.
253. Guide and Checklist for Nonstructural Earthquake Hazards in California Schools [Text] = Руководство и контрольный список для сейсмоопасных несущих элементов зданий школ в Калифорнии / California Emergency Management Agency (Cal EMA). Department of General Services, Division of State Architect, Seismic Safety Commission, and Department of Education, CA. – 2011.
254. Guidelines for performance-based seismic design of tall buildings [Text]: PEER report 2017/06 / Pacific Earthquake Engineering Research Center. University of California. – PEER, Berkeley, CA. – 2017.
255. Gulkan, P. A Preliminary Engineering Report on the Bingol Earthquake of May 1, 2003 [Text] = Предварительный инженерно-технический отчет о землетрясении в Бингёле 1 мая 2003 года / P. Gulkan, S. Akkar, U. Yazgan // Middle East Technical University. – Ankara, Turkey. – 2003.
256. Gulkan, P. Reinforced Concrete Frame Building with Masonry Infills [Text] / P. Gulkan, M. Aschheim, R. Spence // Report 64, Turkey, World Housing Encyclopedia. – Earthquake Engineering Research Institute, Oakland, CA. 2003. – (<http://db.world-housing.net/building/64/>).



257. Hanson, R. D. Seismic Design with Supplemental Energy Dissipation [Text] / R. D. Hanson, T. T. Soong // Earthquake Engineering Research Institute. Federal Emergency Management Agency. – 2001. – EERI, MNO-8. – 184 p.
258. Hudson, D. E. Reading and Interpreting Strong Motion Accelerograms [Text] / D. E. Hudson // Earthquake Engineering Research Institute. National Science Foundation. – 1979. – University of Berkeley. – 112 p.
259. Hutchison, D. Laboratory Testing of a Variety of Strengthening Solutions for Brick Masonry Wall Panels [Text] / D. Hutchison, P. Yong, G. McKenzie, // Proceedings of the 8th World Conference on Earthquake Engineering. – San Francisco, USA. – 1984. – P. 575-582.
260. International Existing Building Code [Text] / International Code Council Inc (ICC). – USA. ICC. – 2012.
261. Investigation into the Performance of Statistics House in the 14 November 2016 Kaikōura Earthquake [Text] = Исследование функционирования Дома статистики во время землетрясения в Каикоуре 14 мая 2016 года / Ministry of Business, Innovation, and Employment MBIE, Government of New Zealand. – 2017. – 36 p.
262. IS 13935:2009. Indian Standard Seismic Evaluation, Repair and Strengthening of Masonry Buildings — Guidelines [Text] = Индийский стандарт сейсмической оценки, ремонта и укрепления кирпичных зданий — руководящие принципы / Bureau of Indian Standards (BIS). – New Delhi, BIS. – 2009.
263. IS 15988:2013. Indian Standard Seismic Evaluation and Strengthening of Existing Reinforced Concrete Buildings — Guidelines [Text] = Индийский стандарт сейсмической оценки и укрепления существующих железобетонных зданий — руководящие принципы / Bureau of Indian Standards (BIS). – New Delhi, BIS. – 2013.
264. Jia, J. Modern Earthquake Engineering: Offshore and Land-based Structures [Text] / J. Jia. – Springer-Verlag GmbH. – Berlin, Heidelberg, Germany. – 2017. – 848 p. https://doi.org/10.1007/978-3-642-31854-2_1.



265. Jirsa, J. Research on Seismic Rehabilitation of RC Structures – Past and Future [Text] = Исследование восстановления сейсмостойкости железобетонных конструкций — прошлое и будущее / J. Jirsa // Proceedings, US-Japan Symposium on Seismic Rehabilitation of Concrete Structures. – 2010.
266. Kanbur, R. Inequality in Asia and the Pacific : Trends, drivers and policy implications [Text] / R. Kanbur, Ch. Rhee, J. Zhuang // Co-publication of the Asian Development Bank and Routledge, Taylor & Francis Group. – 2014. – 412 p.
267. Kao, A. S. Nonstructural damage database [Text] = База данных повреждений от несущих элементов Report / A. S. Kao, T. T. Soong, V. Amanda // MCEER-99-0014, Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering. – Buffalo, NY, USA. – 1999.
268. Karantoni, F. Effectiveness of Seismic Strengthening Techniques for Masonry Buildings [Text] = Эффективность методов сейсмоусиления кирпичных зданий / F. Karantoni, M. Fardis // Journal of Structural Engineering, ASCE. – 1992. – 118(7). – P. 1884-1902.
269. Kausel, E. Wave Motion in Earthquake Engineering [Text] / E. Kausel, G. Manolis // Advances in Earthquake Engineering. WIT Press, Computational Mechanics Inc. – 2000. – 362 p.
270. Kehoe, B. E. Performance of Retrofitted Unreinforced Masonry Buildings [Text] = Технические характеристики усиленных неармированных кирпичных зданий / B. E. Kehoe // Proceedings of the 11th World Conference on Earthquake Engineering. – Acapulco, Mexico. – 1996. – Paper No. 1417.
271. Kelly, J. M. Earthquake-Resistant Design with Rubber [Text] / J. M. Kelly // University of California, 94804. – California, Richmond. – 1999.
272. Kelly, J. M. The role of damping in seismic isolation. Earthquake engineering and structural dynamics [Text] / J. M. Kelly. – 1999. – 28. – P.3-20.



273. Khakimov, S. A. Precast reinforced concrete frame panel system of series ИИС-04 [Text] = Панельная система со сборным железобетонным каркасом серии ИИС-04 / S. Khakimov, B. Nurtaev // Report #66, World-Housing Encyclopedia. – Earthquake Engineering Research Institute, Oakland, CA, USA. – 2002. www.world-housing.net.
274. Koh, C. G. Modeling of seismic isolation bearings including shear deformation and stability effects [Text] / C. G. Koh, J. M. Kelly // Applied Mechanics Review. – 1989. – 42(11). – P. 113-S120.
275. Kunnath, S. Performance-Based Seismic Design and Evaluation of Building Structures [Text] = Проектирование несущих конструкций зданий по заданным параметрам и оценка строительных конструкций / S. Kunnath [Ed. by W.F. Chen and E.M. Lui] // Chapter 5, Earthquake Engineering for Structural Design, – CRC Press, USA. – 2006.
276. Lindley, P. B. Plane strain rotation module for soft elastic blocks [Text] / P. B. Lindley // J. Strain Anal. – 1979. – Vol.14, N1. – P. 17-21.
277. Lindley, P. B. Plane-stress analysis of rubber at high strains using finite-elements [Text] / P. B. Lindley // J. Strain Anal. – 1971. – Vol.6, N1. – P. 45-52.
278. Lutman, M. Unreinforced Masonry Building [Text] = Неармированное кирпичное здание / M. Lutman, M. Tomažević // Report 73, Slovenia, World Housing Encyclopedia. – Earthquake Engineering Research Institute, Oakland, CA, USA. – 2003. <http://db.world-housing.net/building/73/>.
279. Matthews, J. G. Background to the Testing of a Precast Concrete Hollowcore Floor Slab Building [Text] = Данные об испытании здания со сборными бетонными многопустотными плитами перекрытий / J. G. Matthews, D. K. Bull, J. B. Mander // Conference Proceedings, 2003 Pacific Conference on Earthquake Engineering. – Christchurch, New Zealand. 2003.
280. Matthews, J. G. Hollow-core Floor Slab Performance following a Severe Earthquake [Text] = Функционирование многопустотных плит перекрытий после разрушительного землетрясения / J. Matthews // Doctor of Philosophy Thesis, University of Canterbury. – Christchurch, New Zealand. 2004.



281. Matthews, J. G. Investigating the Loadpaths of Floor Diaphragm Following Severe Damaging Earthquakes [Text] = Изучение траекторий действия сил на диафрагмы перекрытий после разрушительных землетрясений / J. G. Matthews, D. K. Bull, J. B. Mander // Conference Proceedings Combined Concrete Society and Ready Mix, TR24. – Rotorua, New Zealand. – 2001. – P. 122-131.
282. McKevitt, W. E. Nonstructural damage from the Northridge earthquake [Text] = Ущерб от несущих элементов во время землетрясения в Нортридже / W. E. McKevitt, P. A. M. Timler, K. K. Lo // Canadian Journal of Civil Engineering. – 1995. – 22(2). – P. 428-437.
283. Measuring Seismic Risk in Kyrgyz Republic, Development of Exposure Model [Text] = Измерение сейсмических рисков в Кыргызской Республике. Разработка модели воздействия / Arup and Partners International Ltd (Arup). World Bank. 240323_EX_EXP001. – 2016. – Rev. 1.
284. Mejia, L. G. Gravity Concrete Frame Buildings (Predating Seismic Codes) [Text] = Бетонные каркасные здания гравитационного типа (предшествующие нормы сейсмостойкого проектирования) / L. G. Mejia // Report 11, Colombia, World Housing Encyclopedia. – Earthquake Engineering Research Institute, Oakland, CA, USA. – 2002. <http://db.world-housing.net/building/11/>.
285. Melkumian, M. Base Isolation Retrofitting Design for the Existing 9-Story Large-Panel Apartment Building [Text] / M. Melkumyan // Armenian Association for Earthq. Eng., Melkumyan Seismic Techn. LLC. – Int. J. of Trend in Scient. Res. and Dev. – 2020. – Vol.4, Iss.4. – www.ijtsrd.com. ISSN: 2456-6470.
286. Meslem, A. Nonlinear Static Analysis [Text] = Расчет нелинейным статическим методом : Indo-Norwegian Training Programme on Nonlinear Modelling and Seismic Response Evaluation of Structures / A. Meslem // Indian Institute of Technology Roorkee, India. – 2014.



287. Methodology and Tools for Safety Assessment of Schools and Pre-Schools in Kyrgyzstan [Text] = Методология и инструменты оценки безопасности школ и дошкольных учреждений в Кыргызстане / United Nations Children's Fund. – UNICEF. – 2013.
288. Mexico Earthquake of September 19, 1985. Statistics of Damage and Retrofitting Techniques in Reinforced Concrete Buildings affected by the 1985 Earthquake [Text] = Землетрясение в Мехико 19 сентября 1985 года. Статистика повреждений и методов усиления железобетонных зданий, пострадавших от землетрясения 1985 года / [M. Jara, C. Hernandez, R. Garcia, F. Robles] // Earthquake Spectra. – 1989. – 5(1). – P. 145–151.
289. Moehle, J. P. State of Research on Seismic Retrofit of Concrete Building Structures in the US [Text] = Состояние исследований сейсмоусиления железобетонных конструкций зданий в США / J. P. Moehle // Proceedings of the US-Japan Symposium and Workshop on Seismic Retrofit of Concrete Structures – State of Research and Practice. – 2000.
290. Мрampatsikos, V. A Critical Review of the R.C. Frame Existing Building Assessment Procedure According to Eurocode 8 and Italian Seismic Code [Text] = Критический анализ процедуры оценки железобетонного каркасного здания существующей застройки в соответствии с положениями Еврокода 8 и нормами проектирования в сейсмостойком строительстве Италии / V. Мрampatsikos, R. Nascimbene, L. Petrini // Journal of Earthquake Engineering. – 2008. – 12(S1). – P. 52-82.
291. Murty, C. V. R. At Risk: The Seismic Performance of Reinforced Concrete Frame Buildings with Masonry Infills [Text] = Под угрозой: характеристики сейсмостойчивости зданий из железобетонного каркаса с кирпичным заполнением / [C. V. R. Murty, S. Brzev, H. Faison, et al.] // World Housing Encyclopedia. Publication WHE-2006-03. – Earthquake Engineering Research Institute, Oakland, CA, USA. – 2006. – 70 p. www.world-housing.net/tutorials/reinforced-concrete-frames-tutorials.



292. Murty, C. V. R. Earthquake Design Concepts. National Programme Earthquake Engineering Education [Text] / C. V. R. Murty, A. W. Charlson, S. A. Sanyal // National Information Centre of Earthquake Engineering. Indian Institute of Technology Kanpur. – Kanpur, India. – 2010. – 684 p.
293. Murty, C. V. R. Earthquake Tips – Learning Earthquake Design and Construction [Text] = Рекомендации по сейсмологии — изучаем проектирование и строительство сейсмостойких сооружений / С. V. R. Murty // Indian Institute of Technology Kanpur and Building Materials and Technology Promotion Council, India. – 2010.
294. Naeim, F. Lessons learned from performance of nonstructural components during the January 17, 1994 Northridge earthquake – Case studies of six instrumented multistory buildings [Text] = Уроки, извлеченные из функционирования несущих компонентов во время землетрясения 17 января 1994 года в Нортридже — исследования шести оснащенных многоэтажных зданий / F. Naeim // Journal of seismology and earthquake engineering. – 1999. – 2(1). – P. 45-57.
295. Naeim, F. The Seismic Design Handbook [Text] = Справочник по проектированию сейсмостойких конструкций / F. Naeim // 2nd Edition, Kluwer Academic Publisher, USA. – 2001.
296. Nakaki, S. D. Design Guidelines for Precast and Cast-In-Place Concrete Diaphragms [Text] = Руководство по проектированию сборных и монолитных бетонных диафрагм / S. D. Nakaki // EERI professional fellowship report, Earthquake Engineering Research Institute, Oakland, CA, USA. – 2000.
297. Newmark, N. M. Earthquake Spectra and Design [Text] / N. M. Newmark, W. J. Hall // Earthquake Engineering Research Institute. National Science Foundation. – 1982. – University of Illinois at Urbana-Champaign. – 103 p.



298. Nikolic-Brzev, S. Seismic Upgrade Techniques for Concrete Reservoirs Canadian Experience [Text] = Методы сейсмоусиления бетонных резервуаров — опыт Канады / S. Nikolic-Brzev, J. Sherstobitoff // Paper 255, Proceedings of the Sixth US National Conference on Earthquake Engineering, Seattle, WA, USA. – 1998.
299. NIST GCR 10-917-5. Nonlinear Structural Analysis for Seismic Design: A Guide for Practicing Engineers [Text] = Нелинейный расчет при проектировании сейсмостойких конструкций: руководство для инженеров-практиков / G.G. Deierlein, A.M. Reinhorn, M.R. Willford // NEHRP Seismic Design Technical Brief No. 4. – National Institute for Standards and Technology. – 2010.
300. NIST GCR 13-917-24. Seismic Design of Steel Special Concentrically Braced Frame Systems: A Guide for Practicing Engineers [Text] = Сейсмостойкое проектирование систем стальных специальных соосно-связанных жестких каркасов: Руководство для инженеров-практиков / R. Sabelli, C. W. Roeder, J. F. Hajjar // NEHRP Seismic Design Technical Brief No. 8. – National Institute for Standards and Technology, USA. – 2013.
301. NIST GCR 16-917-42. Seismic Design of Cast-in-Place Concrete Diaphragms, Chords, and Collectors: A Guide for Practicing Engineers [Text] = Проектирование сейсмостойких монолитных бетонных диафрагм, поясов и коллекторов: руководство для инженеров-практиков / J. P. Moehle, J. D. Hooper, Meyer T. R. // Second Edition, NEHRP Seismic Design Technical Brief No. 3. – The National Institute of Standards and Technology, Gaithersburg, MD, USA. – 2016.
302. NIST GCR 17-917-47. Seismic Design of Precast Concrete Diaphragms: A Guide for Practicing Engineers [Text] = Проектирование сейсмостойких сборных бетонных диафрагм: руководство для инженеров-практиков / S. K. Ghosh, N. M. Cleland, C. J. Naito // NEHRP Seismic Design Technical Brief No. 13. – The National Institute of Standards and Technology, Gaithersburg, MD. – 2017.



303. NIST GCR 97-724-1. Development of Procedures to Enhance the Performance of Rehabilitated URM Buildings [Text] = Процедуры, повышающие эффективность восстановленных неармированных кирпичных зданий / Building and Fire Research Laboratory, National Institute of Standards and Technology, Report. – Gaithersburg, Maryland, USA. – 1997.
304. Northridge Earthquake Reconnaissance Report [Text] = Отчет об изучении землетрясения в Нортридж / [J. A. Norton, A. B. King, D. K. Bull, et al.] // Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering. – 1994. – Vol. 27, No.4. – P. 235-339.
305. NSZ 3101:2006. Concrete Structure Standard Part 1: The design of concrete standards [Text] = Стандарт бетонных конструкций. Часть 1: Спецификация бетона / Standards New Zealand SNZ. – Wellington, New Zealand. – 2006.
306. On the Efficiency of Use of Seismic Isolation in Antiseismic Construction [Text] / T. Belash, U. Begaliev, S. Orunbaev, M. Abdybaliev // American J. of Env. Sc. And Eng. – 2019. – Vol.3 – No.4. – P. 66-74. – doi:10.11648/j.ajese.20190304.11.
307. Otani, S. Earthquake resistant design of reinforced concrete buildings: past and future [Text] / S. Otani // J. Adv. Concr. Technol. – 2004. – 2(1). – P. 3–24.
308. Paci-Green, R. Safer Schools, Resilient Communities: A Comparative Assessment of School Safety after the 2015 Nepal Earthquakes [Text] = / R. Paci-Green, B. Pandey, R. Friedman // Risk RED. – 2015. <http://riskred.wix.com/riskrednepal#!reports/c1qbl>.
309. Pandey, B. Performance of School Buildings. Report on Earthquake Reconnaissance of the M7.8 Gorkha, Nepal Earthquake on April 25, 2015 and its Aftershocks [Text] = Характеристики зданий школ. Отчет об исследовании землетрясения магнитудой 7,8 в Горкха, Непал, 25 апреля 2015 года и афтершоков / B. Pandey // Canadian Association for Earthquake Engineering. – Vancouver, Canada. – 2017.



310. Parolai, S. Preface: Earthquake Model Central Asia: seismic hazard and assessment in Central Asia [Text] / S. Parolai, J. Zschau, U. Begaliev // Annals of Geophysics. Special Issue. Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia. – 2015. – No. 58, #1. S0101.
311. Paulay, T. Seismic Design of Concrete and Masonry Buildings [Text] = Проектирование сейсмостойких бетонных и каменных зданий / Т. Paulay, М. J. N. Priestley // John Wiley and Sons, Inc. –New York, USA. – 1992. – 744 p.
312. Performance of nonstructural components during the 27 February 2010 Chile Earthquake [Text] = Функциональность ненесущих элементов во время землетрясения в Чили 27 февраля 2010 года / [E. Miranda, M. Gilberto, R. Rodrigo, et al.] // Earthquake Spectra. – 2012. – 28(S1). – P. S453-S471.
313. Petal, M. A. Urban Disaster Mitigation and Preparedness: the 1999 Kocaeli Earthquake [Text] = Смягчение последствий стихийных бедствий в городах и готовность к ним: землетрясение в Коджаэли в 1999 году : Ph.D. dissertation / M.A. Petal. – University of California, Los Angeles, CA, USA. – 2004.
314. Ptilakis, K. Recent Advances in Earthquake Engineering in Europe [Text] / K. Ptilakis // Geotechnical, Geological and Earthquake Engineering 46. – Springer International Publishing AG, part of Springer Nature 2018. – 691 p., <https://doi.org/10.1007/978-3-319-75741-4>
315. Porter, K. A. A Taxonomy of Building Components for Performance-Based Earthquake Engineering [Text] = Таксономия компонентов зданий для инженерной сейсмологии на основе заданных параметров / К. А. Porter // PEER Report 2005/03. Pacific Earthquake Engineering Research Center, College of Engineering. – University of California, Berkeley, CA, USA. – 2005.



316. Porter, K. A. Guidelines for component-based analytical vulnerability assessment of buildings and nonstructural elements [Text] = Руководство по аналитической компонентной оценке уязвимости зданий и несущих элементов / [K. Porter, K. Farokhnia, D. Vamvatsikos, et al.] // GEM Technical Report 2014□1. – GEM Foundation, Pavia, Italy. – 2014. – V1.0.0. – 102 p.
317. Postearthquake Handling of Buildings [Text] / [S. K. Jain, C. V. R. Murty, A. Jaiswal, et al.] // Earthquake Spectra. – 2002. – 18(S1). – P. 297-317.
318. Preparation of Feasibility Studies and Designs for Improved Energy Efficiency and Seismic Safety of Pilot Schools and Kindergartens in Balykchy and Toktogul, School No. 5 “Aitmatova”– Balykchy- Detail Design – Technical Report – Section 1: General Part. – Section 2: Structural Retrofit Part [Text] = Подготовка технико-экономических обоснований и проектов повышения энергоэффективности и сейсмической безопасности пилотных зданий школ и детских садов в Балыкчи и Токтогуле, Школа № 5 им. Айтматова — Балыкчи — Детальный проект — Технический отчет — Раздел 1: Общая часть — Раздел 2: Конструктивное усиление / JV ALL Ingegneria and AIRES Ingegneria. JSC Promproject. – Bishkek. – 2017.
319. Priestley, M. J. N. Design of Seismic Retrofit Measures for Concrete and Masonry Structures [Text] = Проектирование сейсмоусиления бетонных и кирпичных конструкций / M. J. N. Priestley, F. Seible // Construction and Building Materials. – 1995. – 9(6). – P. 365-377.
320. Proceedings of the 16th European Conference on Earthquake Engineering [Электронный ресурс]. – USB-card (8.0 Gb). – EAEE ;ETAM ; Aristotel Univ. of Thessaloniki, SDGEE. – Thessaloniki, EAEE, 2018. – 1 USB-card. www.16ecee.org.
321. Proceedings of the 16th World Conference on Seismic Isolation, Passive Energy Dissipation and Active Control of Vibrations of Structures [Text] / JAVIT ; ASSISI ; ASME ; JSME ; JSCE ; AIJ ; JAEE ; JSSI. – Saint-Peterburg, 2005. – 237 p.



322. Proceedings of the 7th International Seminar on Seismic Isolation, Passive Energy Dissipation and Active Control of Vibrations of Structures [Text] / GLIS ; ENEA; EAEE ; ANPA. – Assisi, 2001. – Vol. 1. – 936 p. – Vol. 2. – 500 p.
323. Proceedings of the 8th World Seminar on Seismic Isolation, Passive Energy Dissipation and Active Control of Vibrations of Structures [Text] / Ed. By M. Melkumyan // dedicated to the 15th Anniversary of the 1988 Spitak Earthquake. ASSISI ; AUA ; TG5 EAEE ; AAEE. – Yerevan, 2003. – 721 p.
324. Proceedings of the 9th World Seminar on Seismic Isolation, Passive Energy Dissipation and Active Control of Vibrations of Structures [Text] / JAVIT ; ASSISI ; ASME ; JSME ; JSCE ; AIJ ; JAEE ; JSSI. – Kobe, 2005. – Vol. 1. – 667 p. – Vol. 2. – 522 p.
325. Proença, J. M. Strengthening of Masonry Wall Load Bearing Structures with Reinforced Plastering Mortar Solution [Text] = Усиление несущих кирпичных конструкций с армированным штукатурным раствором / [J. M. Proença, A. S. Gago, A. M. Andre, et al.] // Proceedings of the 15th World Conference on Earthquake Engineering. – Lisbon, Portugal. – 2012. – No. 1830.
326. Reconnaissance report of the February 28, 2001 Nisqually Seattle-Olympia earthquake [Text] = Отчет об исследовании землетрясении 28 февраля 2001 года в Нискволли, Сиэтл-Олимпия / [A. Filiatrault, C.-M. Uang, B. Folz, et al.] // Department of structural engineering, University of California. – San Diego, La Jolla, CA. – 2001.
327. Reitherman, R. K. Earthquakes and engineers. An international history [Text] / R. K. Reitherman // American Society of Civil Engineers. – ASCE, Reston, VA, U.S.A. – 2012. – 764 p.
328. Repair and Strengthening Guide for Earthquake Damaged Low-Rise Domestic Buildings in Gujarat, India [Text] = Руководство по ремонту и укреплению малоэтажных жилых зданий, пострадавших от землетрясений / Gujarat Relief Engineering Advice Team (GREAT). – GREAT India: 2001.



329. Retrofitting of Concrete Structures by Externally Bonded FRPs, with Emphasis on Seismic Applications [Text] = Усиление железобетонных конструкций фиброармированным полимером с наружным креплением с акцентом на применениях для повышения сейсмостойкости / International Federation for Structural Concrete (FIB). – FIB Bulletin. Lausanne, Switzerland. – 2006. – No. 35.
330. Robinson, R. Insolated examples [Text] / R. Robinson // J. Civil Engineering. – 1989. – Vol.59. N11. – P. 64-69.
331. Saito, K. Using High-Resolution Satellite Images for Post-Earthquake Building Damage Assessment: A Study Following the 26 January 2001 Gujarat Earthquake [Text] / K. Saito, R. J. S. Spence, Ch. Going, M. Markus // Prof. J. of the Earthq. Eng. Res. Institute. Earthquake Spectra. – 2004. – Vol. 20, No. 1. – P. 145-169.
332. SAP2000 Three Dimensional Static and Dynamic Finite Element Analysis and Design of Structures : Getting started Basic Analysis Reference Tutorial Manuals. – Structural and Earthquake Engineering Software. – Computers and Structures, Inc. – Berkeley, California, USA. – 2010. – 154 p.
333. Seismic Assessment and Retrofit of Reinforced Concrete Buildings [Text] = Оценка сейсмостойкости и усиление железобетонных зданий / State-of-the-art report. International Federation for Structural Concrete. – FIB Bulletin. Lausanne, Switzerland. – 2003. – No. 24.
334. Seismic Performance of Hollow Core Floor Systems: Guidelines for Design Assessment and Retrofit. Preliminary Draft – April 2009 [Text] = Сейсмостойкость многопустотный перекрытий: рекомендации по проектной оценке и усилению. Предварительный проект — апрель 2009 года / Structural Engineering Society New Zealand. New Zealand Society for Earthquake Engineering and New Zealand Concrete Society, Department of Building and Housing. – SESOC, New Zealand. – 2009.
<https://www.nzsee.org.nz/db/PUBS/HollowCoreFloorSystems.pdf>.



335. Seismic Response of Nonstructural Components. Built to resist earthquakes [Text] = Реакция ненесущих компонентов на сейсмические воздействия. Устойчивость к землетрясениям : Briefing paper 5. / Applied Technology Council and SEAOC Joint Venture. – Redwood City, CA. – 1999.
336. Seismic Vulnerability Assessment of Low-Rise Reinforced Concrete Buildings Affected by the 2015 Gorkha, Nepal Earthquake [Text] = Оценка сейсмической уязвимости малоэтажных железобетонных зданий, подверженных землетрясению в Горкха, Непал в 2015 года / S. Brzev, B. Pandey, D.K. Maharjan, C. Ventura // Earthquake Spectra, Special Issue on the 2015 Gorkha, Nepal earthquake. – 2017. – Vol. 33, No. S1. – P. S275-S298.
337. Seismic vulnerability index for low rise composite reinforced concrete and masonry buildings in Nepal [Text] = Оценка сейсмической уязвимости малоэтажных композитных железобетонных и каменных зданий в Непале / S. Brzev, B. Pandey, D. K. Maharjan, C. Ventura // Proceedings of 16th World Conference on Earthquake Engineering, Santiago. Paper No. 3522, Chile. – 2017. – No. 3522.
338. Snow, B. Seismic Reinforcing of Masonry Walls with Shotcrete [Text] = Сейсмоусиление кирпичных стен торкретбетоном / B. Snow // Shotcrete Magazine, November. – 1999. – P. 14-16.
339. Sorrentino, L. The early entrance of dynamics in earthquake engineering: Arturo Danusso's contribution [Text] / L. Sorrentino // ISET Journal of Earthquake Technology. – 2007. – Paper No. 474. – Vol. 44, No. 1, March 2007. – P. 1–24.
340. Standard for Seismic Evaluation of Existing Reinforced Concrete Buildings. Guidelines for Seismic Retrofit of Existing Reinforced Concrete Buildings. Technical Manual for Seismic Evaluation and Seismic Retrofit of Existing Reinforced Concrete Buildings [Text]: Japan Building Disaster Prevention Association. Transl. by Building Research Institute. – Tokyo, JBDPA, 2001. – 290 p.



341. Sugano, S. Seismic Strengthening of Existing Reinforced Buildings in Japan [Text] = Сейсмоусиление существующих армированных зданий в Японии / S. Sugano // Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering. – 1981. – 14(4). – P. 209–222.
342. Sullivan, T. J. A Model Code for the Displacement-Based Seismic Design of Structures : DBD12 [Text] = Типовые нормы для проектирования сейсмостойких конструкций на основе перемещений / T. J. Sullivan, M. J. N. Priestley, G. M. Calvi // IUSS Press. – Pavia, Italy. – 2012.
343. Taghavi, S. Response Assessment of Nonstructural Building Elements [Text] = Оценка реакции ненесущих элементов здания / S. Taghavi, E. Miranda // PEER 2003/05, Pacific Earthquake Engineering Research Center. – Richmond, CA, USA. – 2003.
344. Taniwangsa, W. Seismic Performance of a Base-Isolated Demonstration Building [Text] / W. Taniwangsa // Prof. J. of the Earthq. Eng. Res. Institute. Earthquake Spectra. – 2002. – Vol. 18, No. 4. – P. 777-793.
345. Thermou, G. E. Seismic Retrofit Schemes for RC Structures and Local–Global Consequences [Text] = Схемы сейсмоусиления железобетонных конструкций и последствия на локальном и глобальном уровне / G. E. Thermou, A. S. Elnashai // Prog. Structural Engineering Materials. – 2006. – No. 8. – P. 1-15.
346. Towards a cross-border exposure model for the Earthquake Model Central Asia [Text] / [M. Wieland, S. Parolai, U. Begaliev, et al.] // Annals of Geophysics. Special Issue. – 2015. – No. 58, #1, S0106. – P. 1-8.
347. Towards an improved seismic risk scenario for Bishkek, Kyrgyz Republic [Text] / [D. Bindi, M. Mayfield, Begaliev U., et al.] // Soil Dynamics and Earthquake Engineering. Elsevier Science Publishing Company, Inc. – 2011. – V. 31, #3. – P. 521-525.



348. Trifunac, M. D. Early history of the response spectrum method, historical review [Text] / M. D. Trifunac // Soil. Dyn. Earthq. Eng. – 2008. – No.28. – P. 676–685.
349. Tsionis, G. Seismic Strengthening of RC Buildings [Text] = Сейсмоусиление железобетонных зданий / G. Tsionis, R. Apostolska, F. Taucer // Institute for the Protection and Security of the Citizen, Joint Research Centre, European Commission. – Ispra, Italy. – 2014. – 70 p.
350. Uniform Building Code 1997. International Conference of Building Officials. California, USA. – 1997. – Vol. 1-3. (CD).
351. Uranova, S. K. Single-family brick masonry house = Кирпичный дом для одной семьи [Electronic resource] / S. K. Uranova, U. T. Begaliev // Report #36, World-Housing Encyclopedia. Earthquake Engineering Research Institute. – Oakland, EERI. – 2002. www.world-housing.net.
352. Uranova, S. K. Two-story unreinforced brick masonry building with wooden floors [Text] = Двухэтажное здание, построенное методом неармированной кирпичной кладки, с деревянными перекрытиями / S. K. Uranova, U. T. Begaliev // Report #41, World-Housing Encyclopedia, Earthquake Engineering Research Institute. – EERI. Oakland, CA, USA. – 2002. www.world-housing.net.
353. Wada, A. Buckling-Restrained Braces and Applications [Text] / A. Wada, T. Takeuchi // Japan Society of Seismic Isolation. – 2018. – 241 p.
354. Wylie, L. A. Performance of Engineered Structures, Chapter 6, Special Supplement: Armenia Earthquake Reconnaissance Report [Text] = Функционирование инженерных конструкций. Глава 6, Специальное дополнение: Отчет об изучении землетрясений в Армении / L. A. Wylie, H. S. Lew // Earthquake Spectra. – 1989. – Vol. 5, No. S1. – P. 70-92.
355. Yashinsky, M. Fundamentals of Seismic Protection for Bridges [Text] / M. Yashinsky, M. J. Karshenas // Earthquake Engineering Research Institute. Federal Emergency Management Agency. – 2003. – EERI, MNO-9. – 184 p.



356. Zhang, D. Establishment of performance-based seismic design factors for precast concrete floor diaphragms [Text] = Определение параметров сейсмостойкого проектирования для проектирования сборных бетонных диафрагм перекрытий на основе заданных параметров несущих конструкций / D. Zhang, R. B. Fleischman // Earthquake Engineering and Structural Dynamics. – 2016. – Vol. 45, No. 5.



Приложение А

Характеристика виброизмерительного преобразователя СТД-2060

1 Общие указания

1.1 Перед эксплуатацией преобразователя виброизмерительного СТД-2060 (далее – преобразователь или изделие) необходимо ознакомиться с руководством по эксплуатации.

1.2 Формуляр входит в комплект поставки изделия и должен постоянно находиться при нем.

1.3 Все записи в формуляре производится только несмываемым чернилами, отчетливо и аккуратно. Подчистки, помарки и незаверенные уполномоченными лицами исправления не допускаются.

2 Основные технические данные

2.1 Изделие предназначено для автоматической защиты промышленных агрегатов от опасных вибраций по виброускорению/виброскорости.

2.2 Область применения преобразователя – контроль СКЗ виброскорости/виброускорения во взрывоопасных зонах класса В-1 и в наружных установках класса В-1 по классификации ПУЭ гл. 7.3, где по условиям эксплуатации возможно образование взрывоопасных смесей газов и паров с воздухом категории ПА группы взрывоопасности Т3, Т4, Т5, Т6.

2.3 Основные технические характеристики представлены в таблице 1, остальные технические данные изделия приведены в руководстве по эксплуатации КЕДР. 468189.001 РЭ.

Таблица А.1 - Основные технические характеристики СТД- 2060

№	Наименование	Значение
1	Количество измерения вибрации	6
2	Количество каналов измерения частоты вращения	1
3	Количество реле (дискретных выходов)	2
4	Рабочий диапазон частот при измерении вибрации, Гц	2...10000
5	Неравномерность АЧХ, дБ, не более	0,2
6	Рабочий диапазон измерения СКЗ виброскорости, мм/с	0...70
7	Рабочий диапазон измерения виброускорения, g	0...35
8	СКЗ собственного шума при измерении вибрации, мм/с, не более ¹	0,05
9	Рабочий диапазон измерения скорости вращения, об/мин	60...18000
10	Период вычисления параметров, с	0,4
11	Рабочий диапазон температур, °С	от минус 40 до плюс 55
12	Габаритные размеры, мм ¹	220x145x50
13	Масса, кг, не более	3,4

Приложение Б

Характеристики вибромашины и регистрирующей аппаратуры

Б.1 Вибромашина В-3 (рис.Б.1) имеет комплект оборудования для вибрационных испытаний и включает следующие характеристики:

- вибромашина В-3 с общим весом 3,0т;
- полное загрузке вибромашины составляет 1,23т;
- двигатели постоянного тока мощностью 11, 18 и 55 кВт;
- три двуххвальных виброблоков с горизонтальными осями вращения рычагов;
- доборные грузы – дебалансы 32 шт., навешиваемые на рычаги вибраторов;
- пульт управления, позволяющий плавно регулировать частоту вращения вала двигателя.

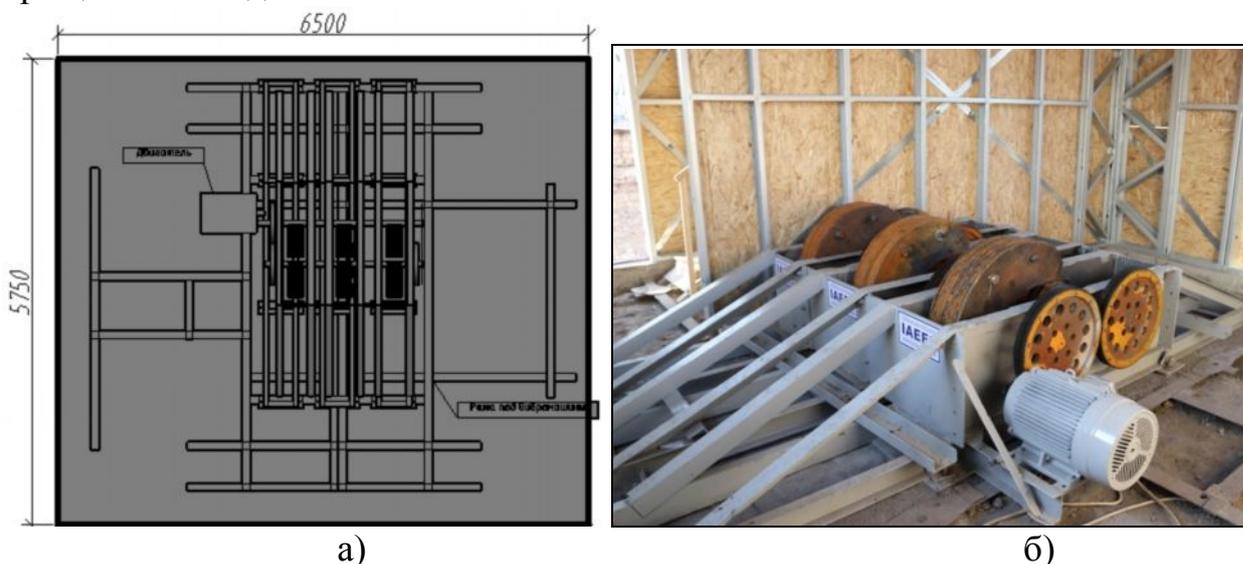


Рис.Б1 а) схема вибромашины; б) общий вид вибромашины.

Б.2 Регистратор «РС-16» (в дальнейшем – регистратор) предназначен для регистрации электрических сигналов, в том числе поступающих с выходов акселерометров и сейсмоприемников. На рисунке Б.2 приведена структурная схема регистратора.

Регистратор имеет следующие основные параметры:

Количество каналов	16
Диапазон регистрируемых частот, Гц	0÷25
Диапазон входных напряжений, мВ	0,005÷2500
Частота среза, Гц	25;
Разрядность АЦП, бит	24
Входное сопротивление каналов, не менее, МОм	1
Диапазон частот дискретизации, Гц	0,61÷625
Выходные напряжения для питания датчиков, В	6
Ток ограничения в цепях питания датчиков, мА	30

Габаритные размеры регистратора, не более, мм	420x330x110
Масса регистратора, не более, кг	4,5
Мощность, потребляемая от источника питания, не более, Вт	3,3

Б.3 Регистратор содержит восьмиканальный модуль, два микроконтроллера МК, контроллер шины USB, оперативное запоминающее устройство ОЗУ, флэш-память ФП и источники питания с аккумуляторной батареей, работающей в буферном режиме (на схеме не показаны).

Каждый канал содержит усилитель ДУ с дифференциальными входами и фильтр нижних частот ФНЧ с частотой среза 25 Гц (затухание 20 дБ на декаду) и двадцати четырехбитный аналого-цифровой преобразователь АЦП.

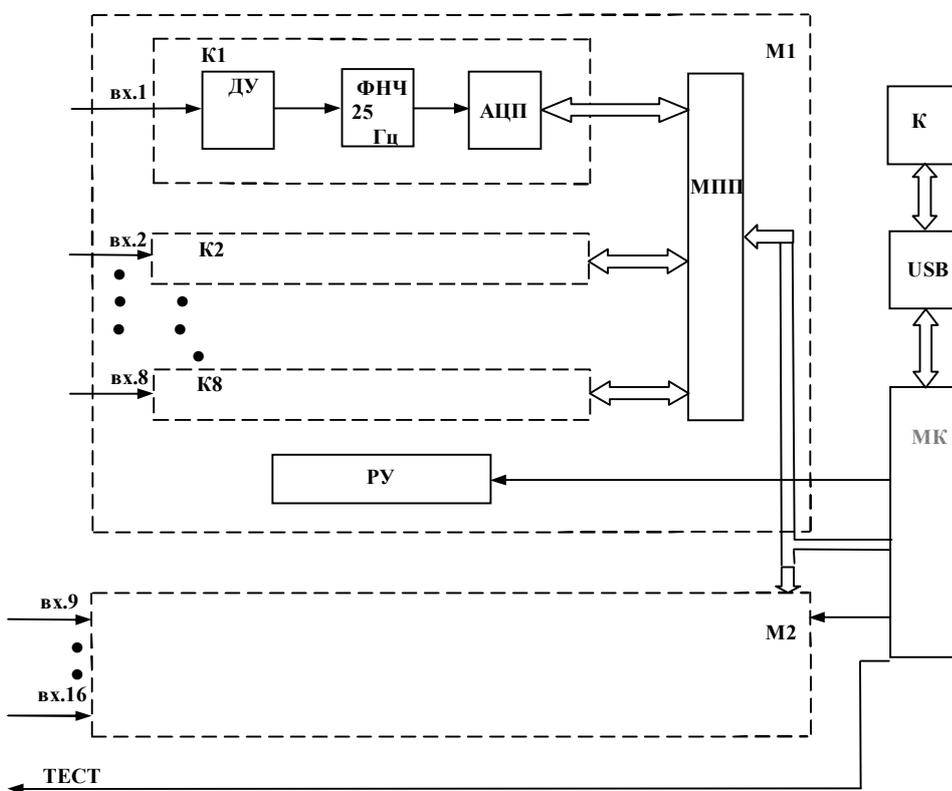


Рис.Б.2 Структурная схема РС-16

M1, M2 – восьмиканальные модули усиления и преобразования; МК – микроконтроллер; USB – контроллер шины USB; К – компьютер; K1...K8 – каналы; МПП – магистральный приемопередатчик; РУ – регистр управления; ФНЧ – фильтр нижних частот; ДУ – дифференциальный усилитель; АЦП – аналого-цифровой преобразователь.

На рис.Б.3 приведена нормализованная характеристика фильтра для частоты дискретизации 1 Гц.

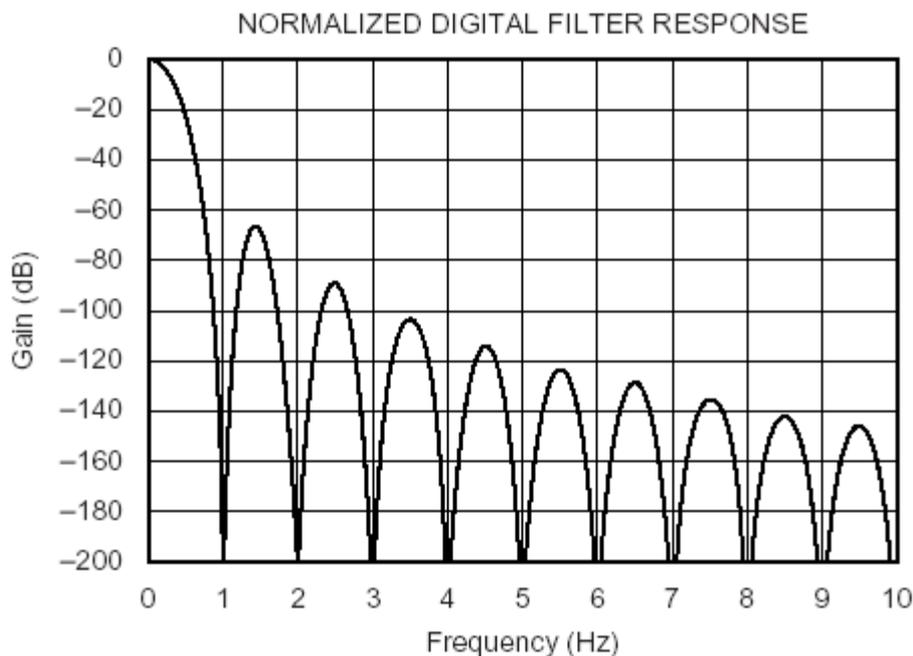


Рис.Б.3 Нормализованная характеристика фильтра АЦП

Питание каждой пары датчиков осуществляется от отдельного стабилизатора. Для предотвращения отключения записи в случае короткого замыкания стабилизаторы снабжены системой защиты по току.

Данные, соответствующие дискретным значениям сигналов, поступают из АЦП через магистральные приемопередатчики МПП в микроконтроллер МК1, из которого через микроконтроллер МК2, контроллер шины USB передаются в ОЗУ и ФП.

После выявления события данные из ОЗУ переписываются во флэш-память, данные, поступающие после события в течение заданного оператором времени записываются напрямую во флэш-память.

Данные из флэш-памяти могут быть переданы через контроллер МК2 и контроллер шины USB в компьютер.

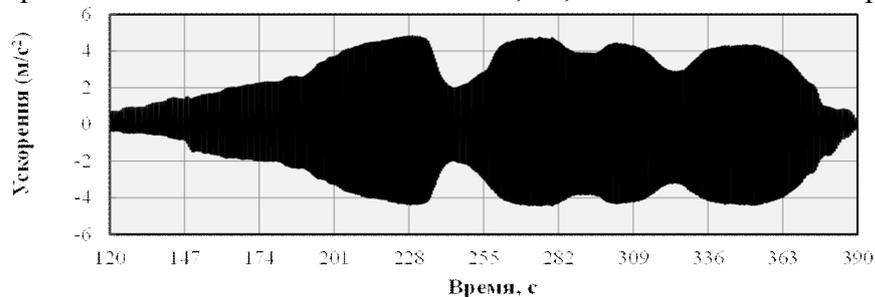
Питание регистратора осуществляется от внешнего источника с выходным напряжением 16 В. Источник должен обеспечивать ток нагрузки не менее 1,5 А, т.к. от этого источника обеспечивается подзарядка встроенной аккумуляторной батареи, работающей в буферном режиме.



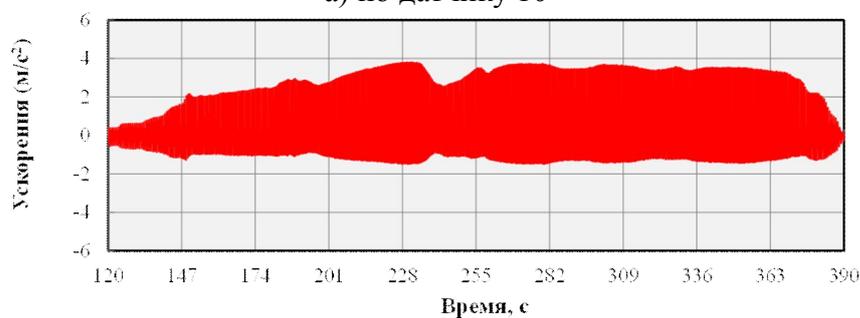
Приложение В

Инструментальные записи, характеризующие интенсивность колебаний платформы и здания-представителя

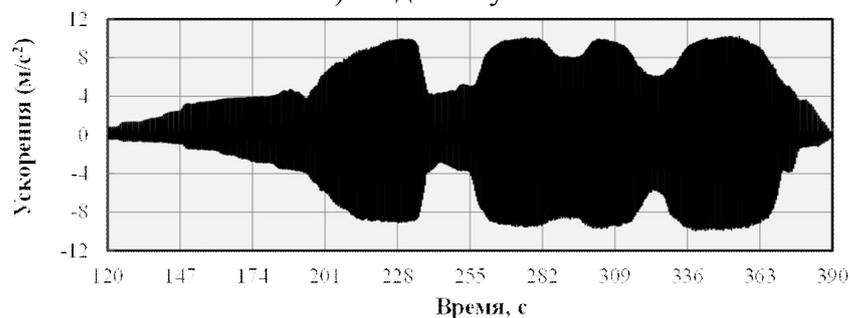
Инструментальные записи колебаний платформы и здания-представителя в ускорениях и перемещениях на этапах испытаний II, III, V и VII показаны на рис.В.1-В.14.



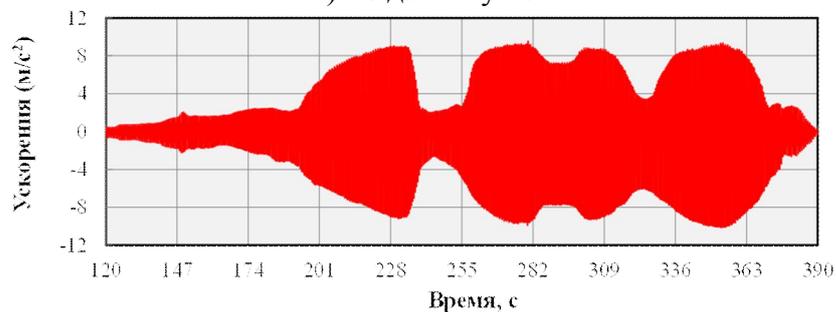
а) по датчику 10



б) по датчику 12

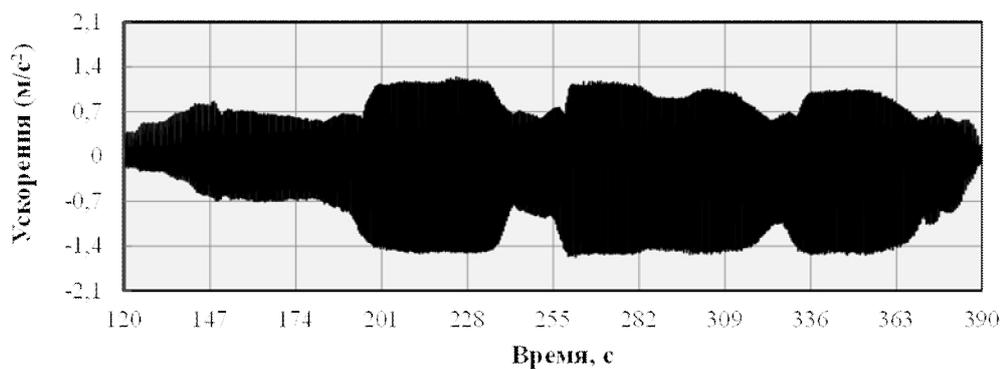


в) по датчику 16

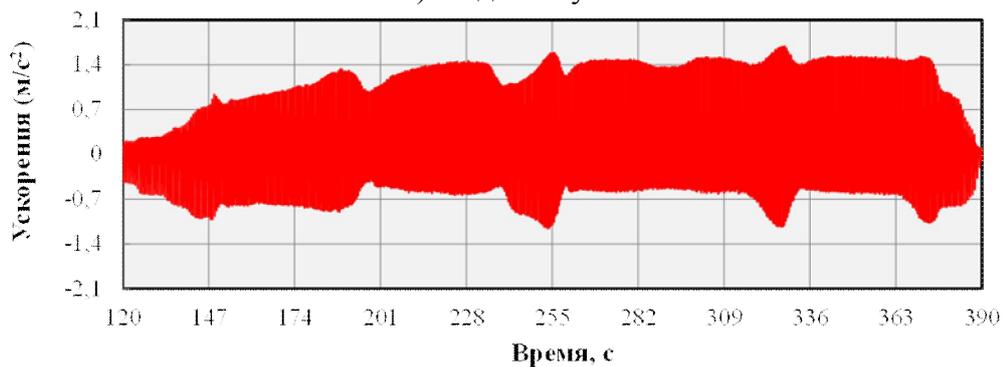


г) по датчику 14

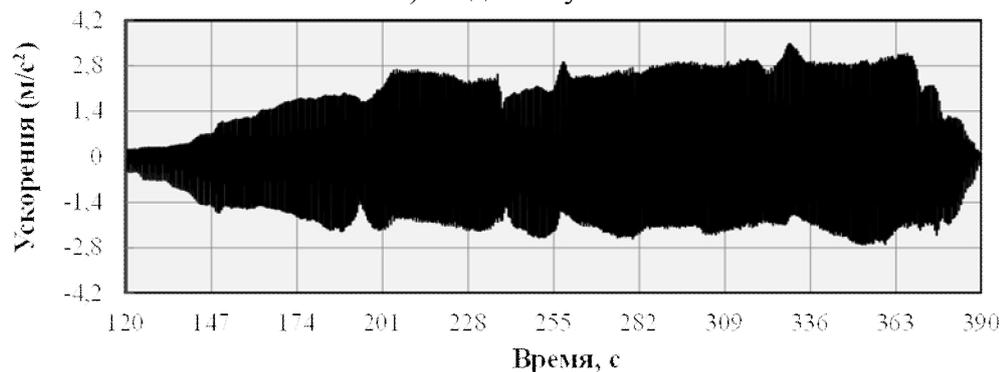
Рис. В.1 – Записи колебаний на этапе испытаний II в ускорениях:
а) платформы по оси 2; б) платформы по оси 1; в) здания-представителя в уровне покрытия по оси 2; г) здания-представителя в уровне покрытия по оси 1.



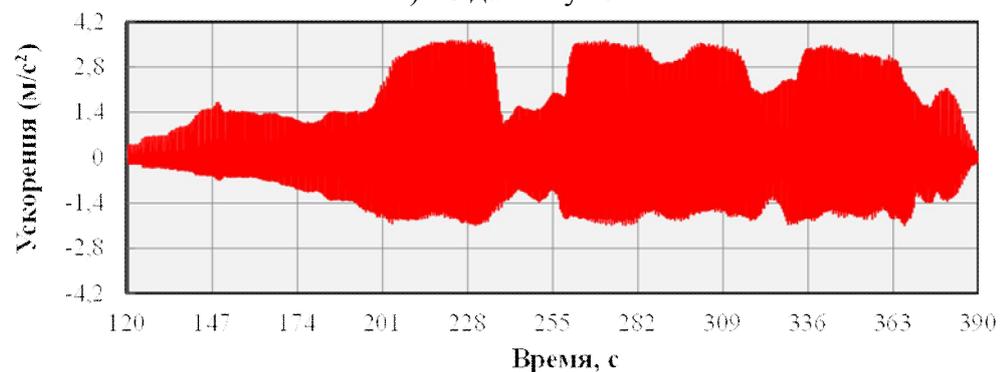
а) по датчику 9



б) по датчику 11

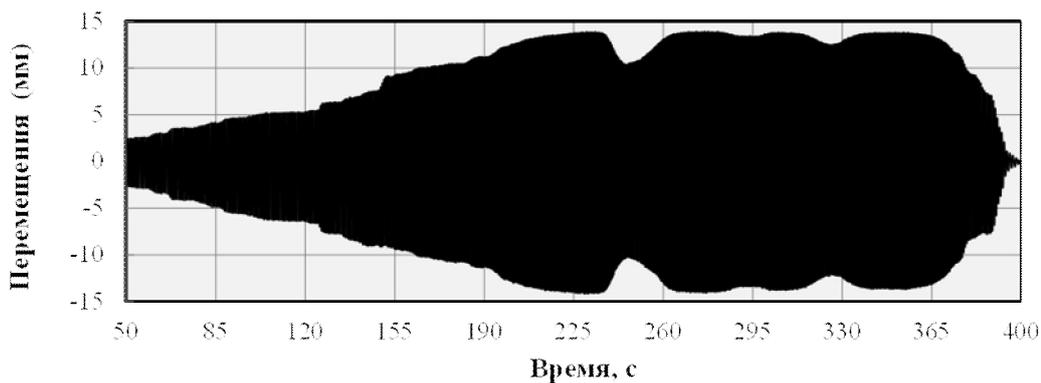


в) по датчику 15

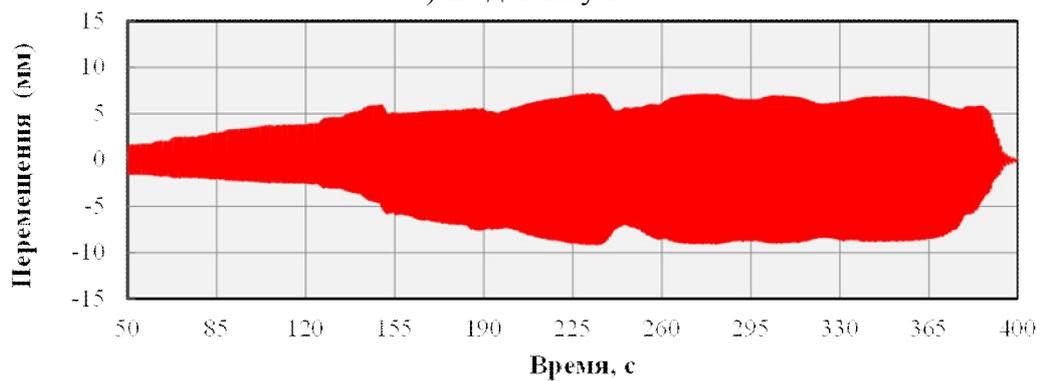


г) по датчику 13

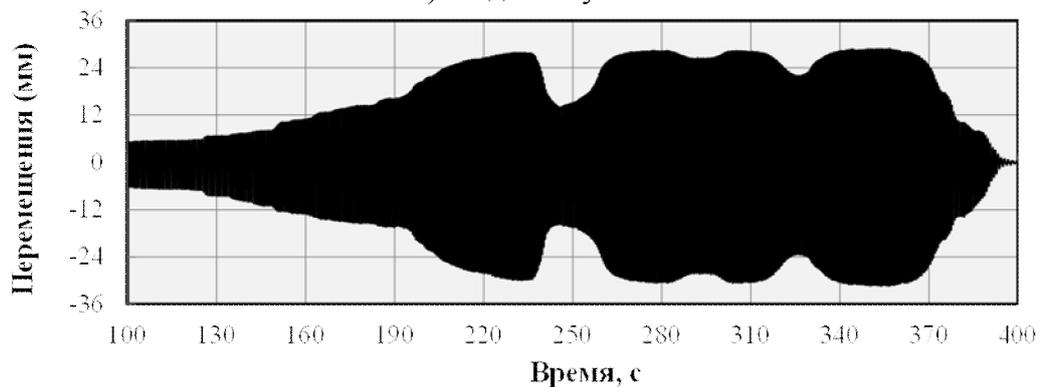
Рис. В.2 – Записи колебаний на этапе испытаний II в ускорениях:
а) платформы по оси А; б) платформы по оси Б; в) здания-представителя в уровне покрытия по оси Б; г) здания-представителя в уровне покрытия по оси А.



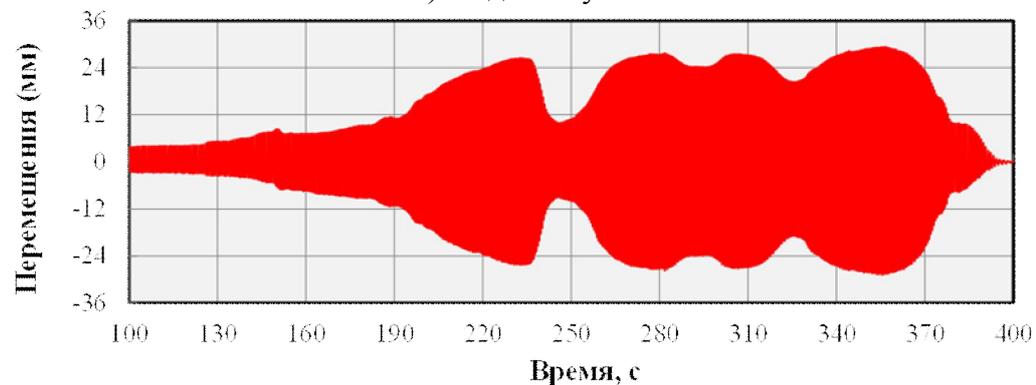
а) по датчику 10



б) по датчику 12

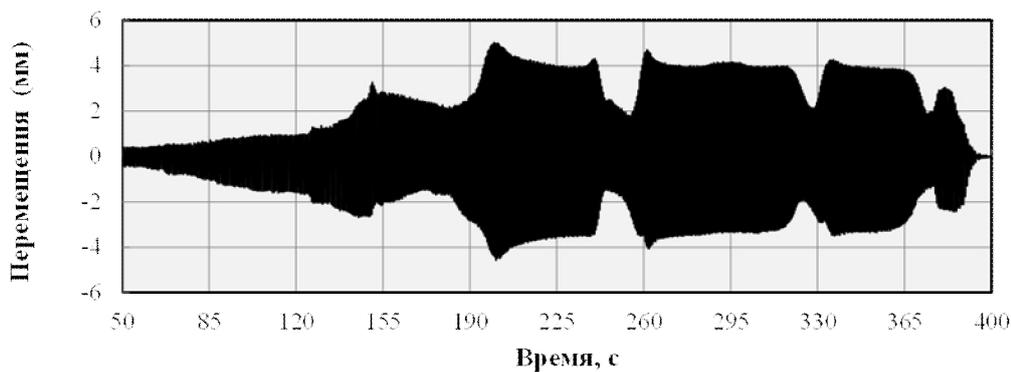


в) по датчику 16

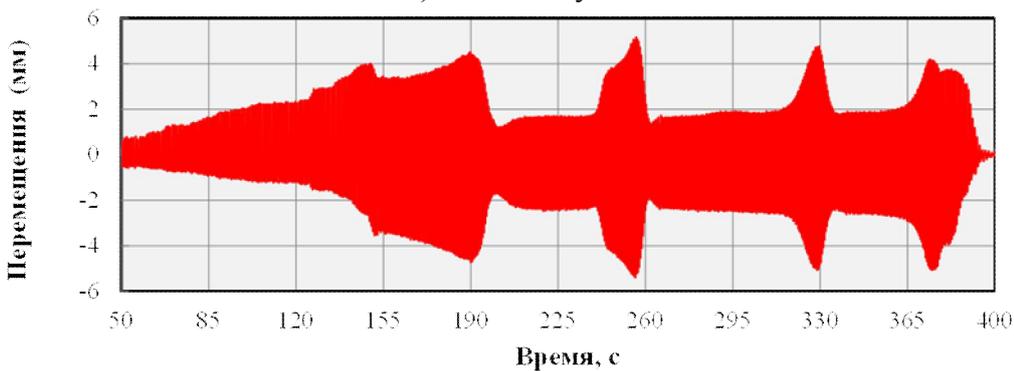


г) по датчику 14

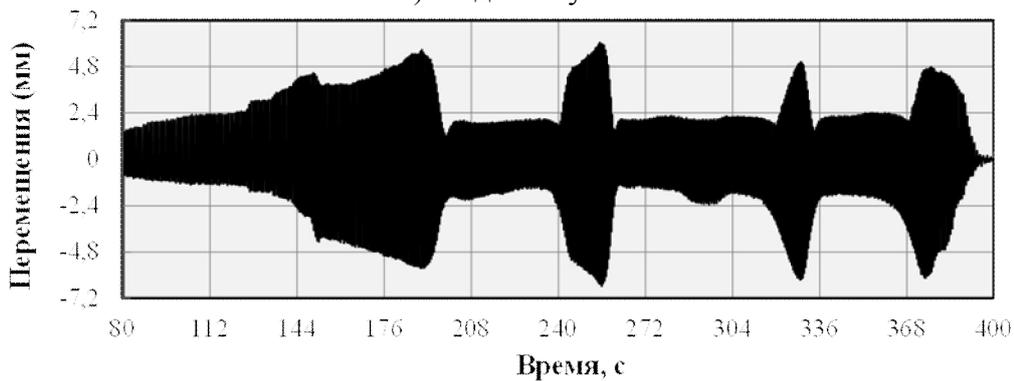
Рис. В.3 – Записи колебаний на этапе испытаний II в перемещениях: а) платформы по оси 2; б) платформы по оси 1; в) здания-представителя в уровне покрытия я по оси 2; г) здания-представителя в уровне покрытия по оси 1.



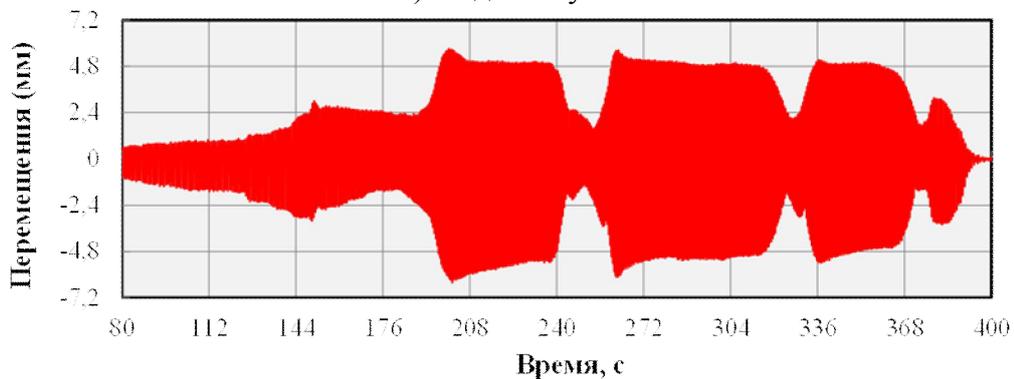
а) по датчику 9



б) по датчику 11

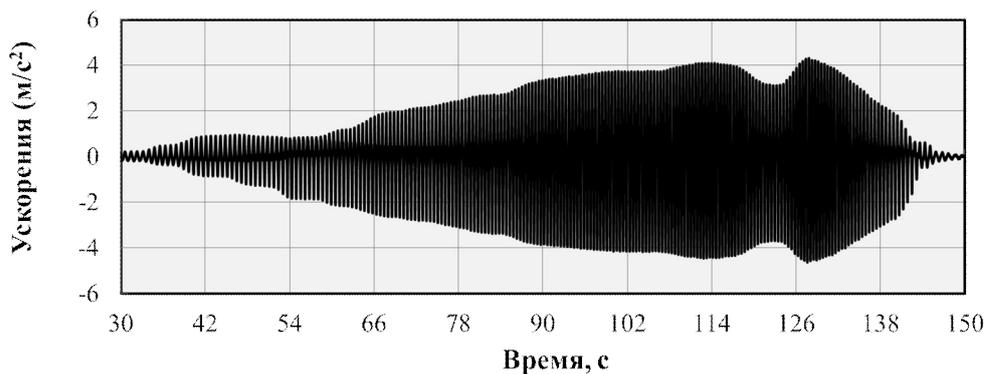


в) по датчику 15

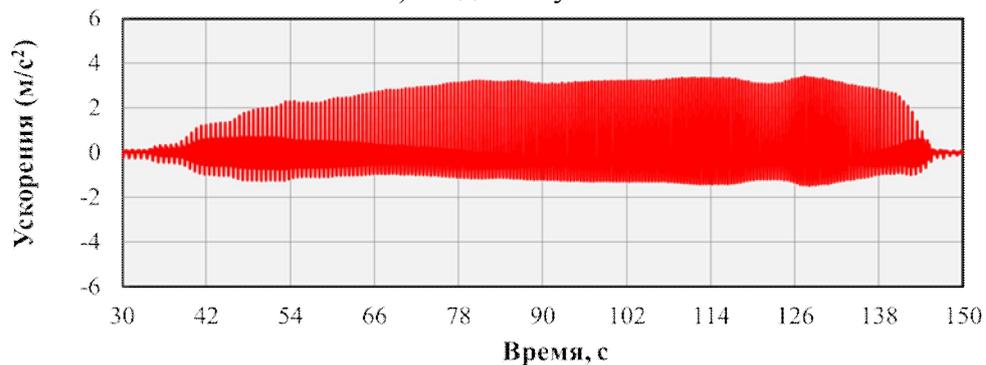


г) по датчику 13

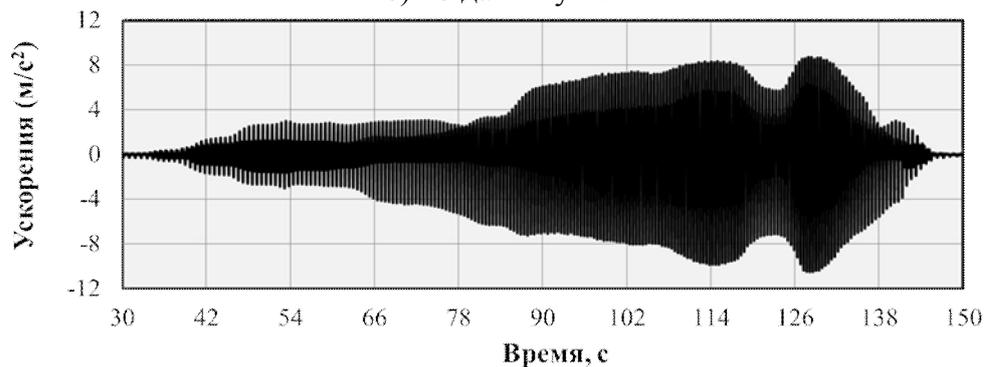
Рис. В.4 – Записи колебаний на этапе испытаний II в перемещениях:
а) платформы по оси А; б) платформы по оси Б; в) здания-представителя в уровне покрытия по оси Б; г) здания-представителя в уровне покрытия по оси А.



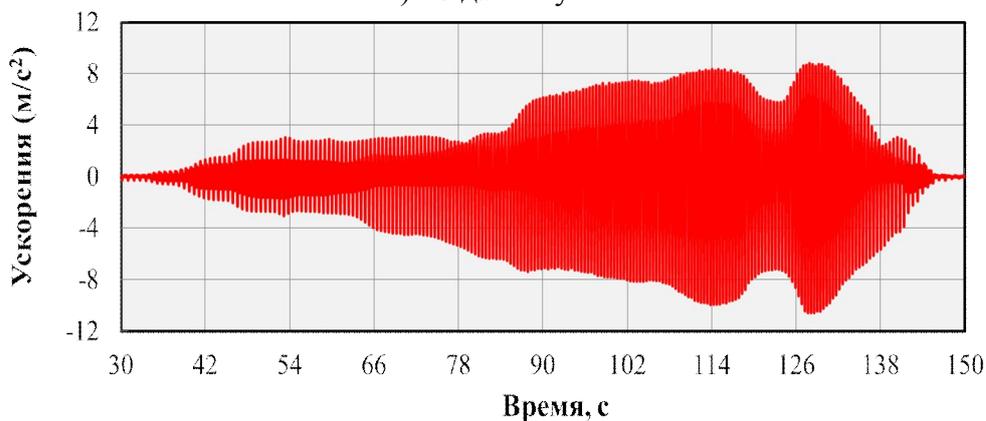
а) по датчику 10



б) по датчику 12

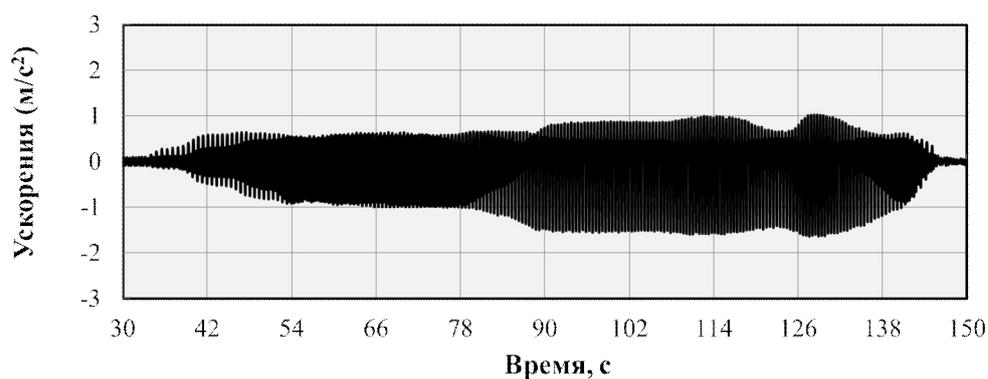


в) по датчику 14

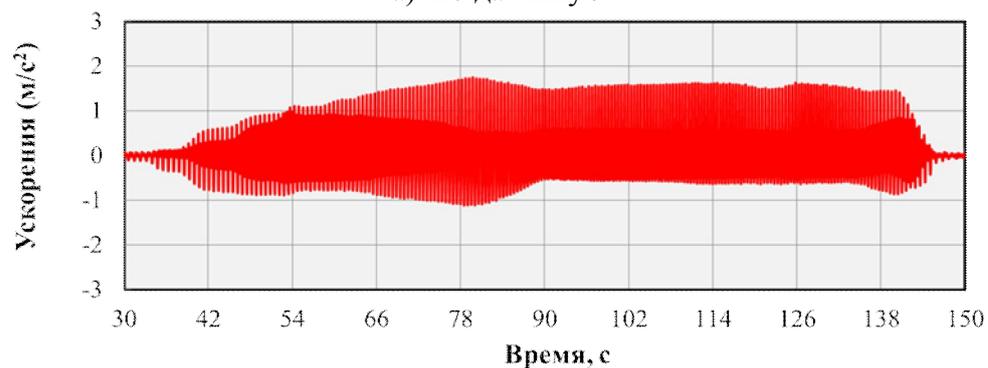


г) по датчику 16

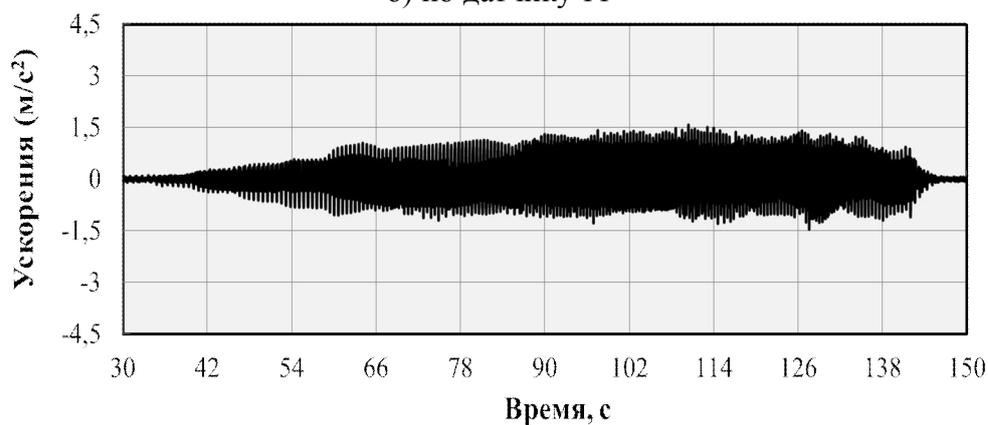
Рис. В.5 – Записи колебаний на этапе испытаний III в ускорениях:
а) платформы по оси 2; б) платформы по оси 1; в) покрытия по оси 2; г) покрытия по оси 1



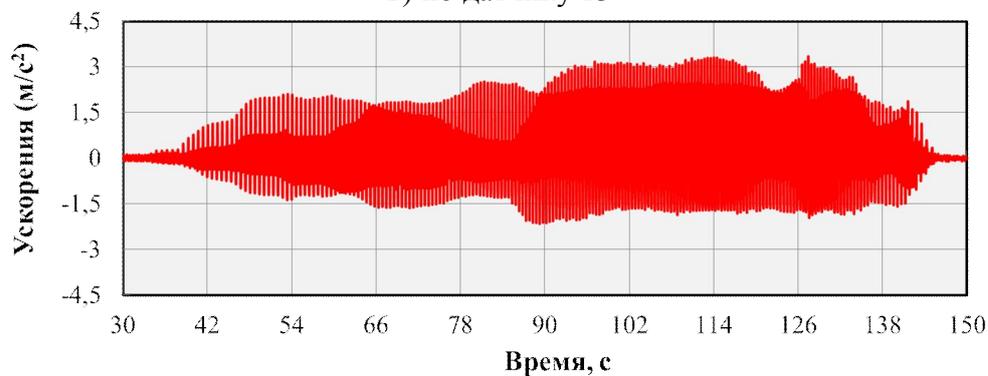
а) по датчику 9



б) по датчику 11

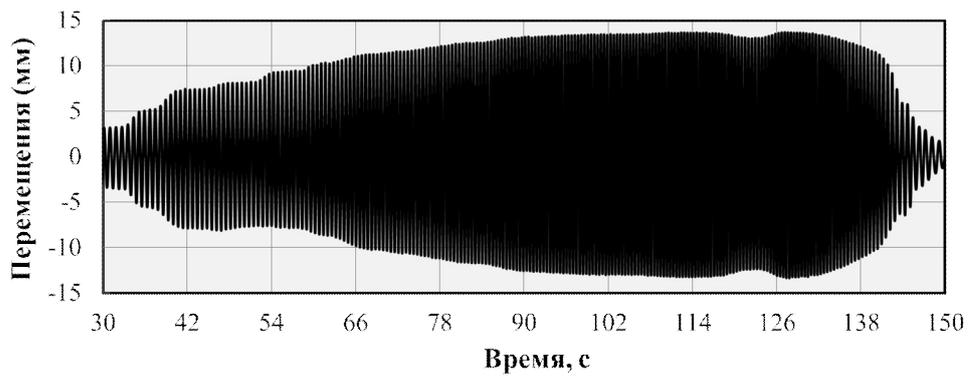


в) по датчику 13

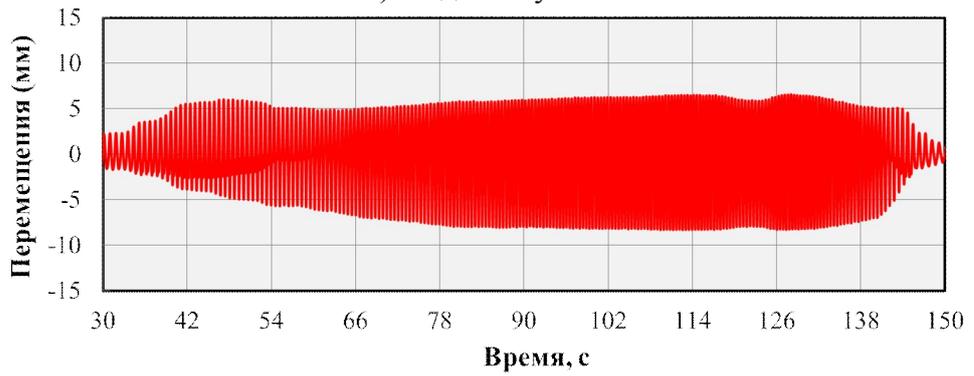


г) по датчику 15

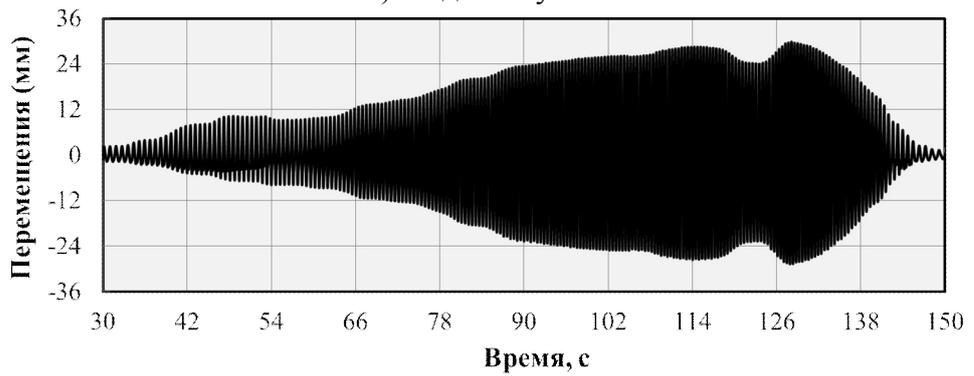
Рис. В.6 – Записи колебаний на этапе испытаний III в ускорениях:
а) платформы по оси А; б) платформы по оси Б; в) покрытия по оси Б;
г) покрытия по оси А;



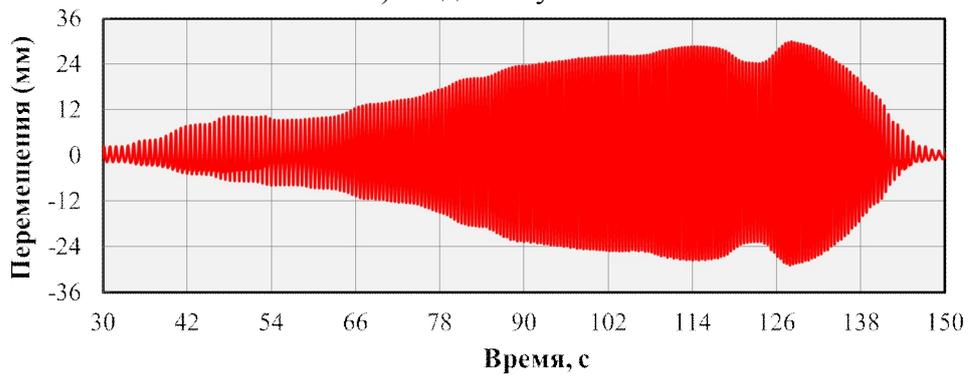
а) по датчику 10



б) по датчику 12

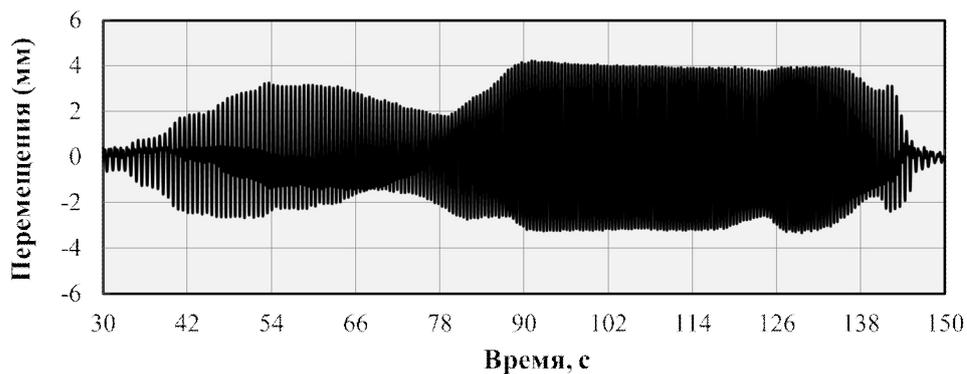


в) по датчику 14

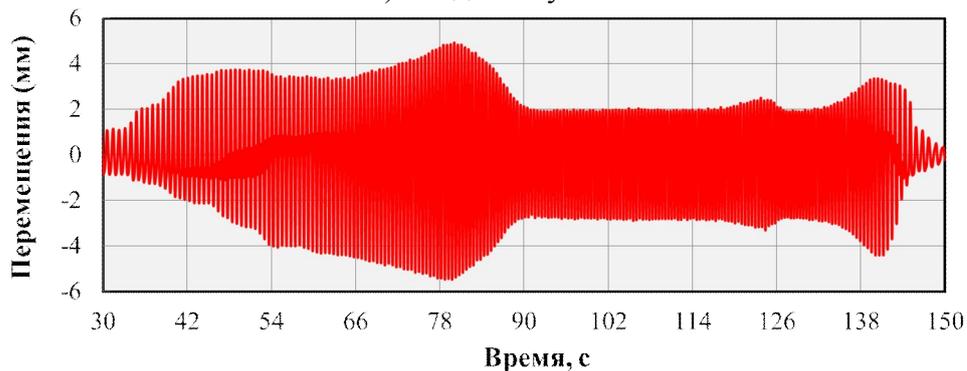


г) по датчику 16

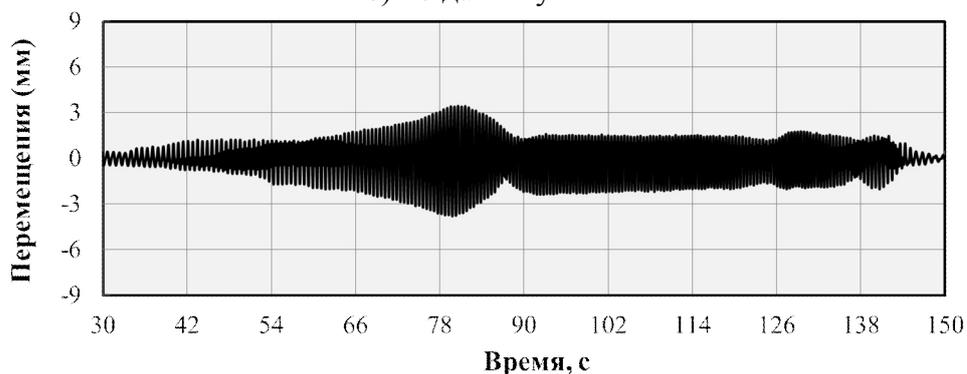
Рис. В.7 – Записи колебаний на этапе испытаний III в перемещениях:
а) платформы по оси 2; б) платформы по оси 1; в) покрытия по оси 2;
г) покрытия по оси 1



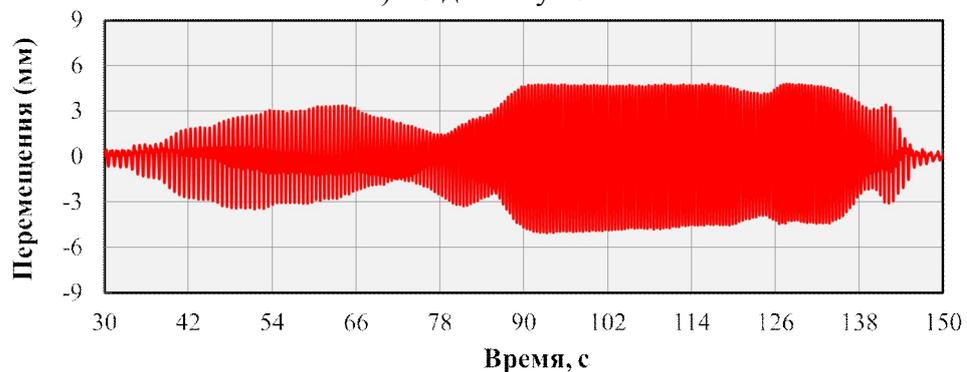
а) по датчику 9



б) по датчику 11

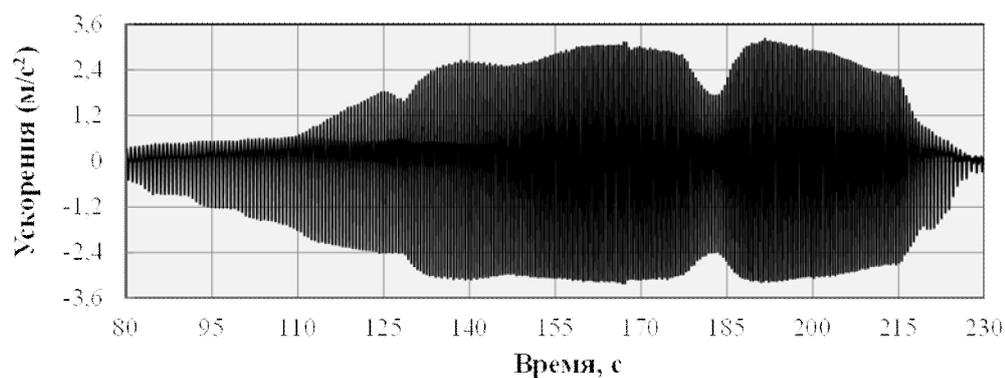


в) по датчику 13

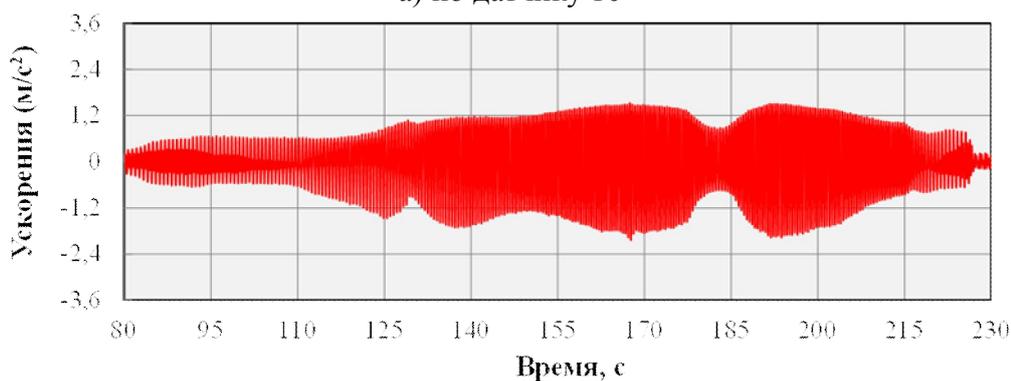


г) по датчику 15

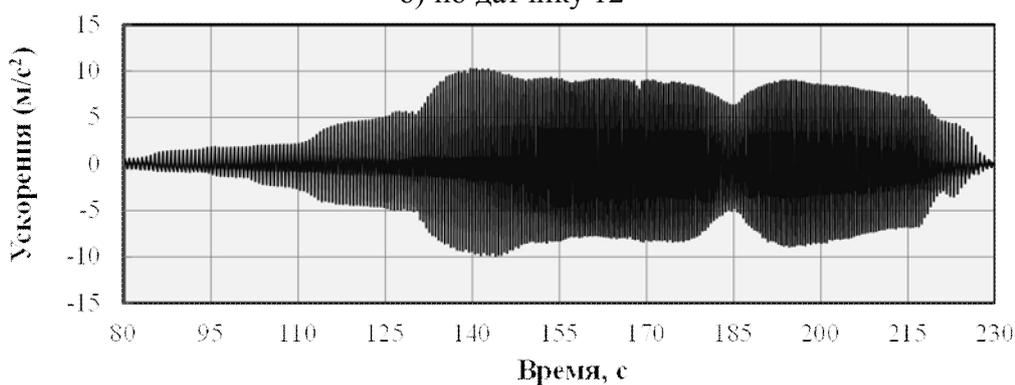
Рис. В.8 – Записи колебаний на этапе испытаний III в перемещениях:
а) платформы по оси А; б) платформы по оси Б; в) покрытия по оси Б;
г) покрытия по оси А



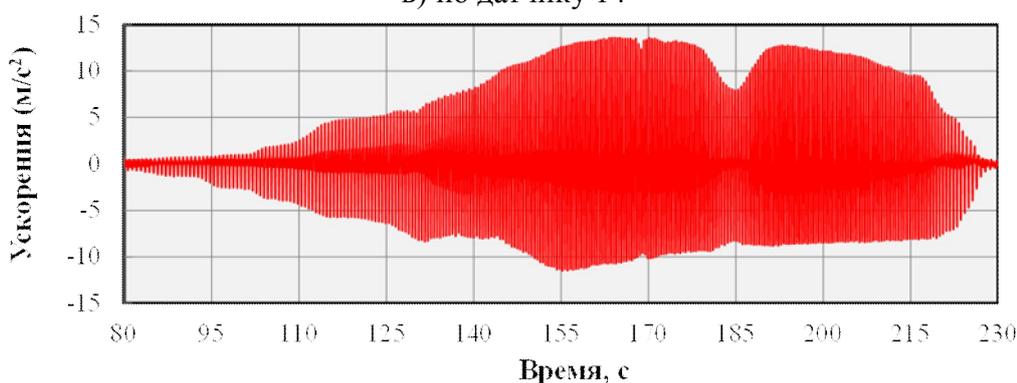
а) по датчику 10



б) по датчику 12

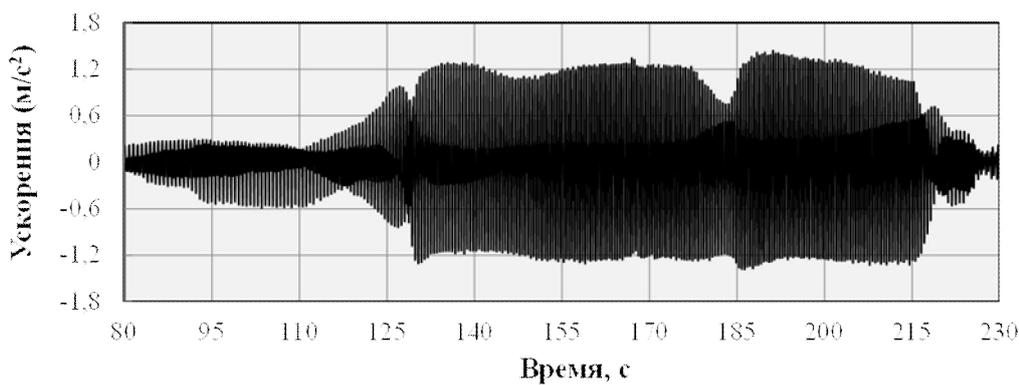


в) по датчику 14

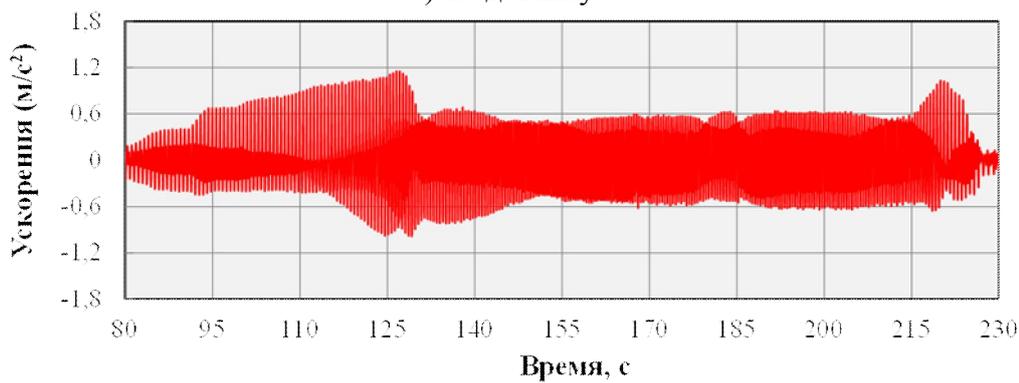


г) по датчику 16

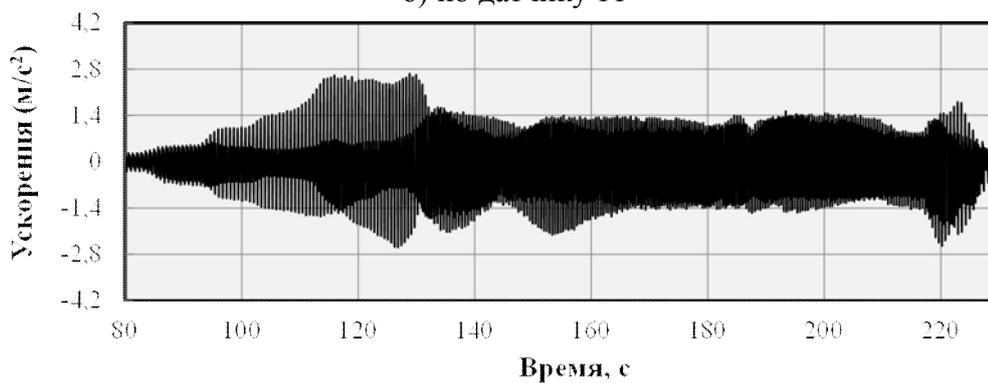
Рис. В.9 – Записи колебаний на этапе испытаний V в ускорениях:
а) платформы по оси 2; б) платформы по оси 1; в) здания-представителя в уровне покрытия я по оси 2; г) здания-представителя в уровне покрытия по оси 1.



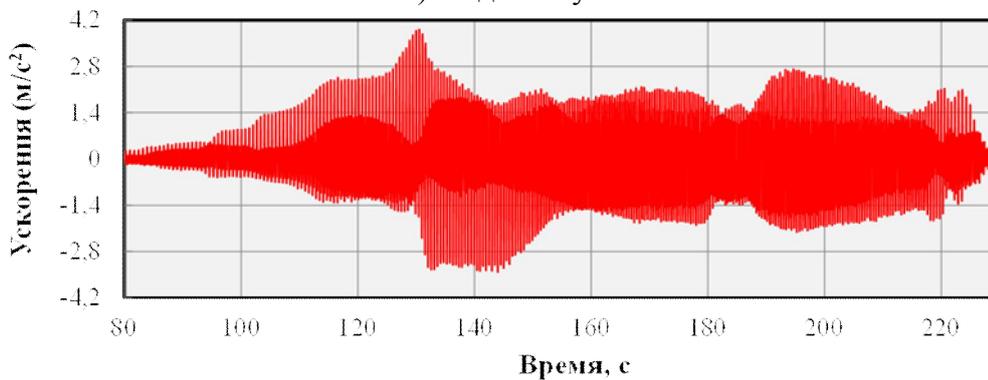
а) по датчику 9



б) по датчику 11

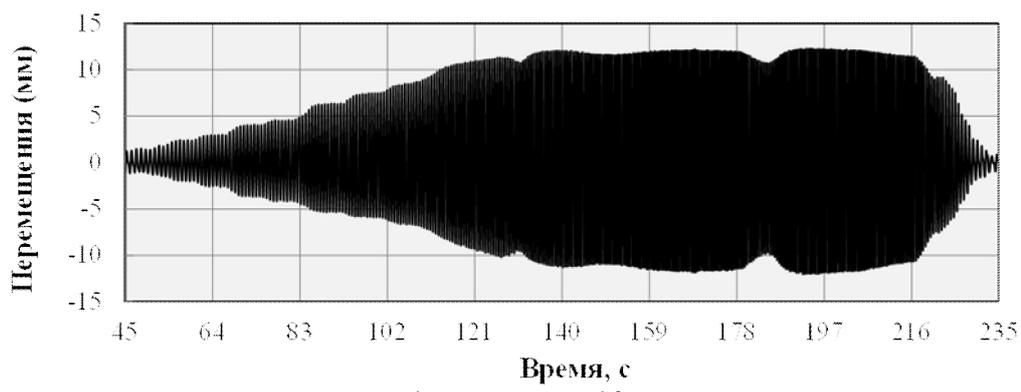


в) по датчику 13

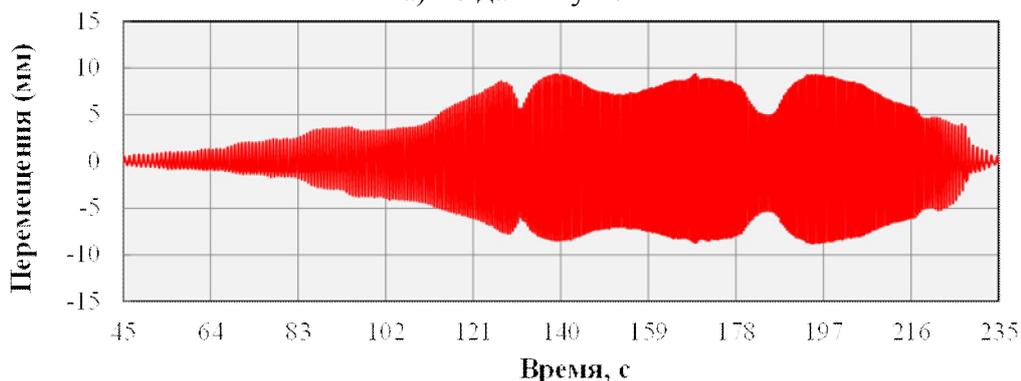


г) по датчику 15

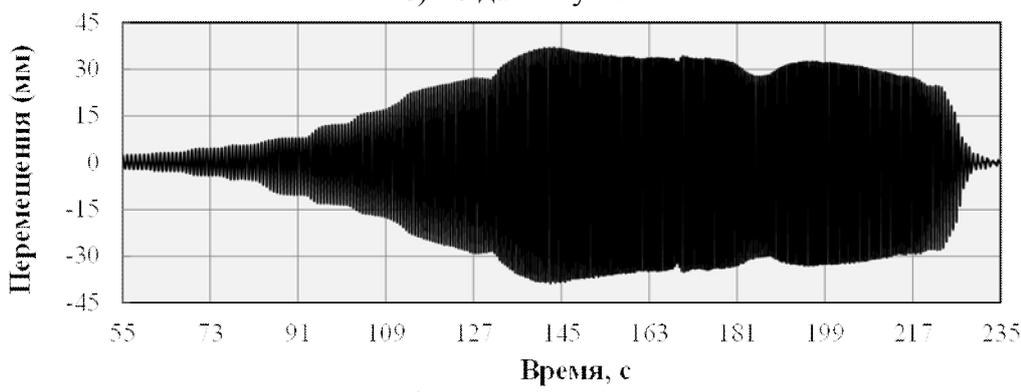
Рис. В.10 – Записи колебаний на этапе испытаний V в ускорениях:
а) платформы по оси А; б) платформы по оси Б; в) здания-представителя в уровне покрытия по оси Б; г) здания-представителя в уровне покрытия по оси А.



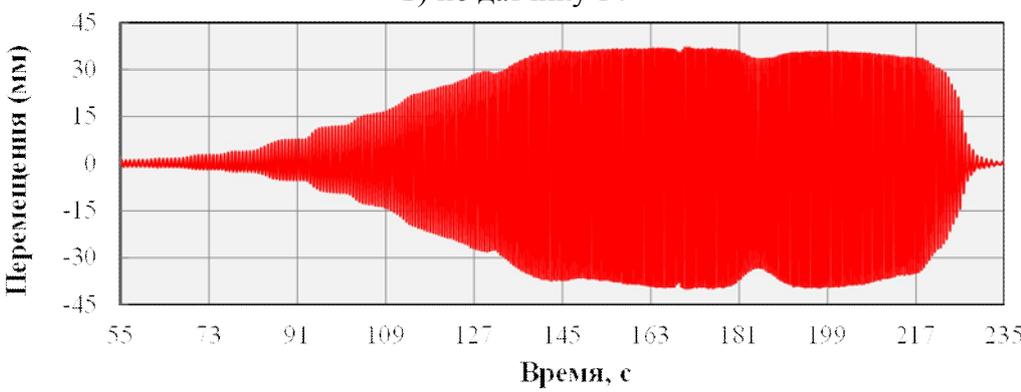
а) по датчику 10



б) по датчику 12

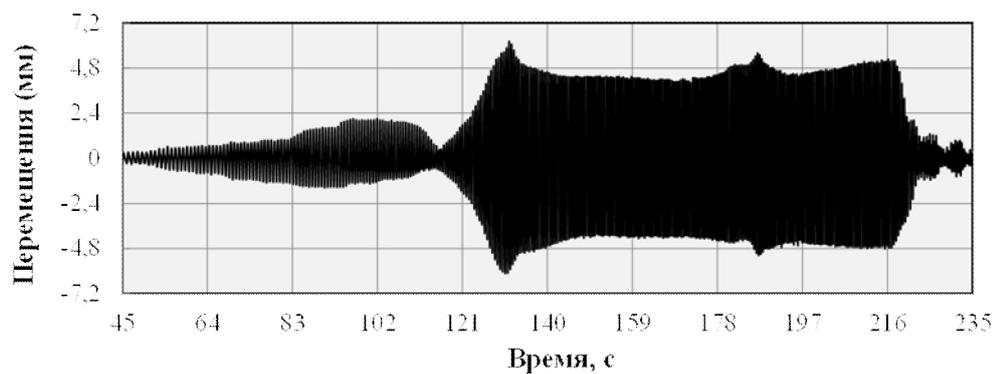


в) по датчику 14

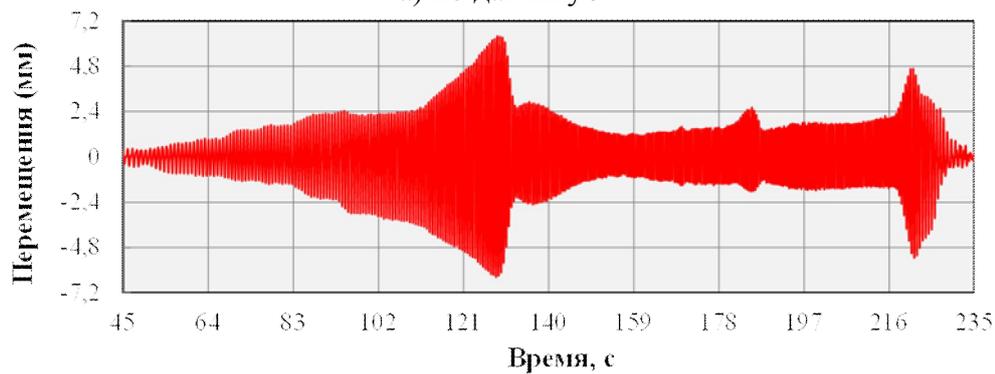


г) по датчику 16

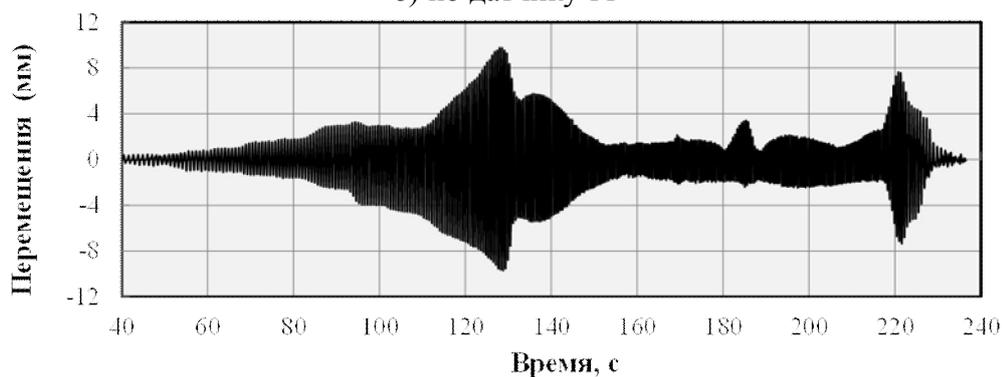
Рис. В.11 – Записи колебаний на этапе испытаний V в перемещениях: а) платформы по оси 2; б) платформы по оси 1; в) здания-представителя в уровне покрытия по оси 2; г) здания-представителя в уровне покрытия по оси 1.



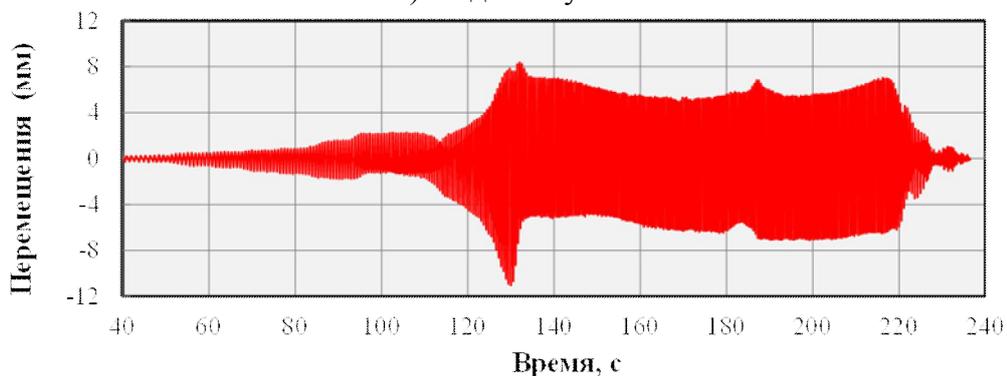
а) по датчику 9



б) по датчику 11

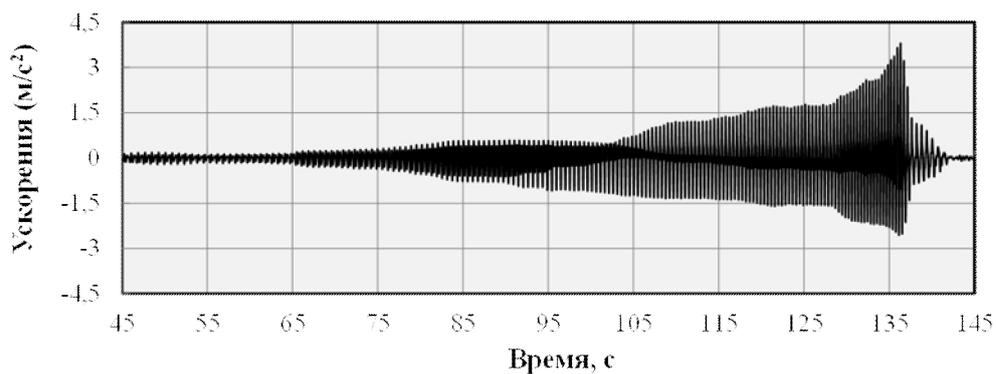


в) по датчику 13

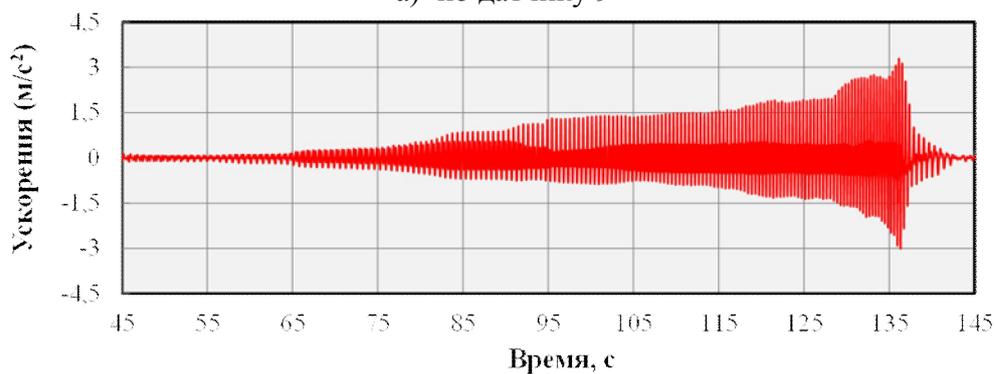


г) по датчику 15

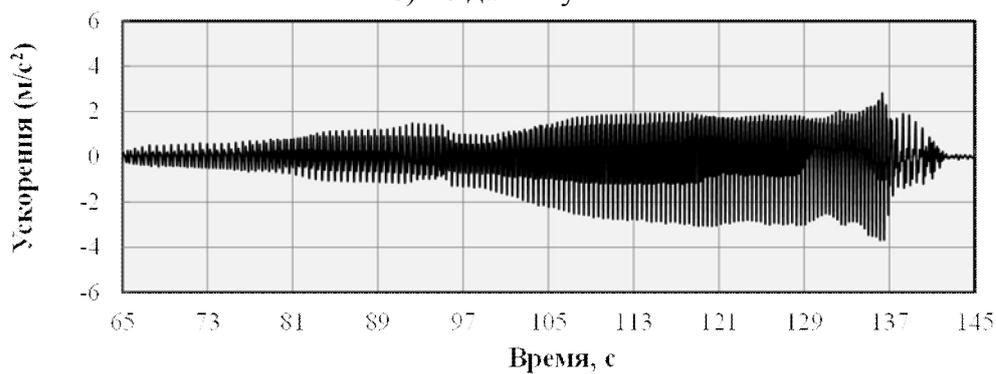
Рис. В.12 – Записи колебаний на этапе испытаний V в перемещениях: а) платформы по оси А; б) платформы по оси Б; в) здания-представителя в уровне покрытия по оси Б; г) здания-представителя в уровне покрытия по оси А.



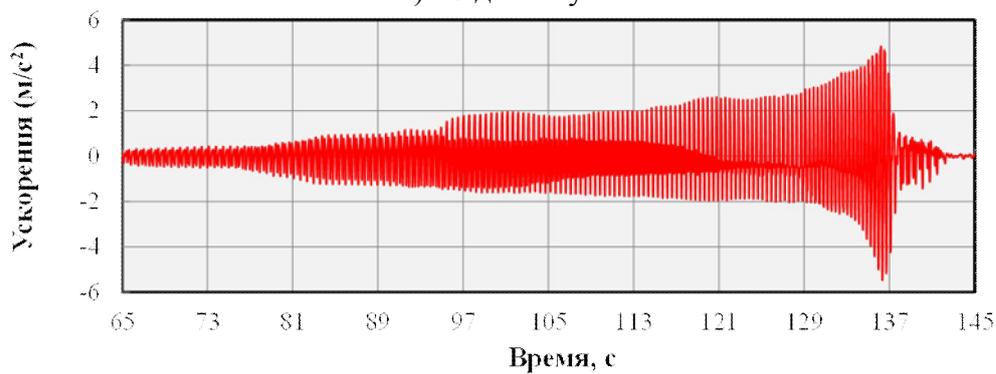
а) по датчику 9



б) по датчику 11

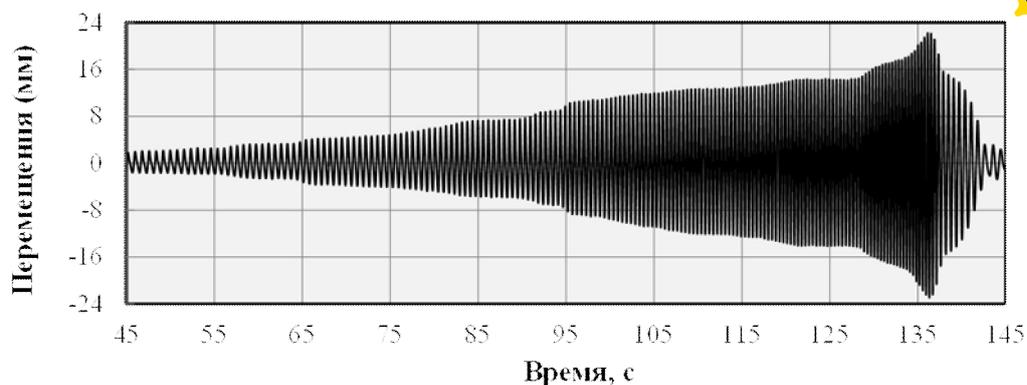


в) по датчику 1

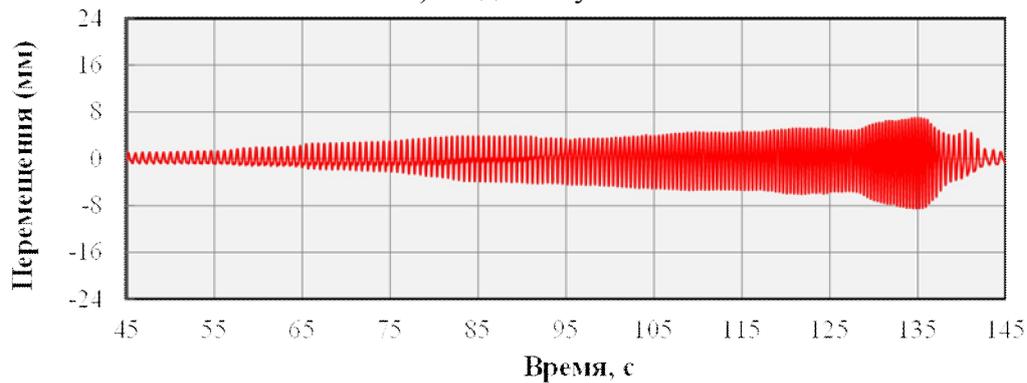


г) по датчику 3

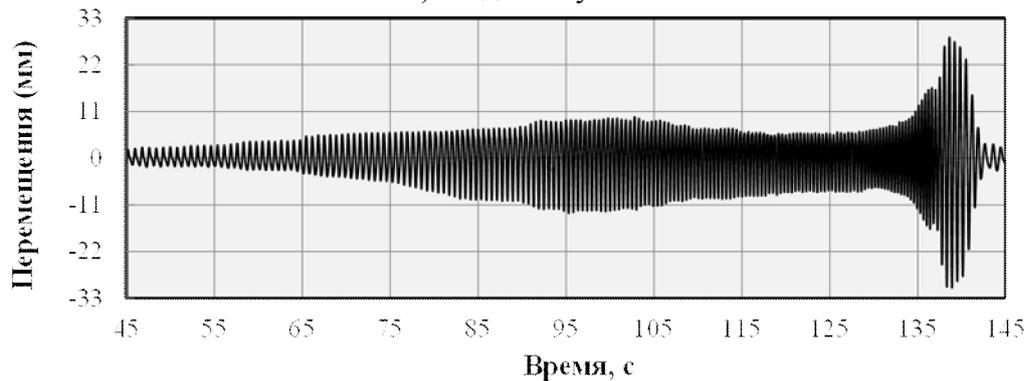
Рис. В.13 – Записи колебаний на этапе испытаний VII в ускорениях:
а) платформы по оси А; б) платформы по оси Б; в) покрытия по оси Б;
г) покрытия по оси А



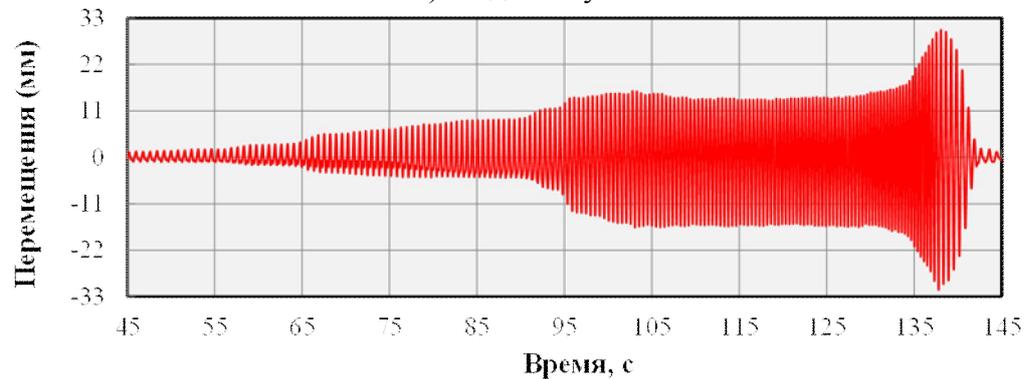
а) по датчику 10



б) по датчику 12



в) по датчику 2



г) по датчику 4

Рис. В.14 – Записи колебаний на этапе испытания VII в перемещениях:
а) платформы по оси 2; б) платформы по оси 1; в) покрытия по оси 2;
г) покрытия по оси 1



Приложение Г
Акты о реализации научных результатов,
полученных в диссертации

