

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	42
1.3	Поведение зданий с системами сейсмозащиты при сейсмическом воздействии	54
1.4	Экспериментальные исследования в сейсмостойком строительстве	58
1.5	Особенности международных и национальных норм в области сейсмостойкого строительства	61
	Заключение по главе 1	69
ГЛАВА 2	МЕТОДЫ ПРОВЕДЕНИЯ ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНО- ТЕОРЕТИЧЕСКИХ ИССЛЕДОВАНИЙ	71
2.1	Методика определения сейсмичности площадки строительства и расчетной сейсмической нагрузки	71
2.2	Способ «инженерное лечение» на основе оценки сейсмической уязвимости зданий существующей застройки	85
2.3	Метод разработки математической модели здания с системой сейсмоизоляции	102
2.4	Методика исследования вибрационных воздействий на макет здания с резинометаллическими элементами	111
2.5	Методика динамических испытаний платформы для исследования зданий разных конструктивных решений	113
2.6	Методика натурных испытаний здания на платформе	118

	Заключение по главе 2	123
ГЛАВА 3	РАЗРАБОТКА ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНО-ТЕОРЕТИЧЕСКОЙ ОСНОВЫ РАСЧЕТА ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ НА СЕЙСМИЧЕСКИЕ ВОЗДЕЙСТВИЯ	125
3.1	Определение сейсмической опасности площадки строительства	125
3.2	Определение расчетных сейсмических нагрузок на здания и сооружения	128
3.3	Расчет и конструирование несущих конструкций зданий по линейным анализам для применения способа «инженерное лечение»	131
3.4	Усиление несущих конструкций зданий способом «инженерное лечение»	140
	Заключение по главе 3	146
ГЛАВА 4	ПОВЕДЕНИЕ ЗДАНИЯ НА ОСНОВЕ МОДЕЛИРОВАНИЯ ДИНАМИЧЕСКИХ ХАРАКТЕРИСТИК КОНСТРУКЦИЙ	148
4.1	Определение динамического поведения зданий разных конструктивных систем	148
4.2	Расчет сейсмической нагрузки на здание с учетом сейсмической опасности площадки строительства	157
4.3	Математическая модель здания с резинометаллическими опорами	164
4.4	Расчет распределения усилий надпорной части здания при воздействии сейсмических нагрузок	172
4.5	Определение критического воздействия сейсмических колебаний на здание с системой сейсмоизоляции	174
	Заключение по главе 4	178

ГЛАВА 5	ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНО-ТЕОРЕТИЧЕСКИЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ЗДАНИЯ И ИСПЫТАТЕЛЬНОЙ ПЛАТФОРМЫ НА СЕЙСМИЧЕСКИЕ ВОЗДЕЙСТВИЯ	180
5.1	Экспериментальные исследования макета здания с резинометаллическими опорами	180
5.2	Экспериментальные исследования платформы на интенсивные и крутильное воздействие динамических нагрузок	182
5.3	Экспериментальные исследования платформы на гашение сейсмических колебаний	193
5.4	Динамические параметры колебаний платформы для испытания узлов и конструкций зданий	211
5.5	Апробация платформы и натурные динамические испытания здания из легких стальных тонкостенных конструкций	213
	Заключение по главе 5	228
ГЛАВА 6	ТЕХНИКО-ЭКОНОМИЧЕСКАЯ ОЦЕНКА РАСЧЕТА И УСИЛЕНИЯ ЗДАНИЙ	230
6.1	Технико-экономическая эффективность расчета зданий с учетом пиковых ускорений грунтов	230
6.2	Технико-экономическая эффективность усиления зданий способом инженерного лечения конструкций зданий	235
6.3	Технико-экономическая эффективность применения сейсмоизолирующих опор	240
6.4	Технико-экономическая эффективность применения активной системы сейсмозащиты в виде	

	резинометаллических опор под здания новой и существующей застройки	251
6.5	Технико-экономическая эффективность проведения экспериментальных исследований зданий	254
	Заключение по главе 6	255
	ЗАКЛЮЧЕНИЕ	257
	СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ	261
	ПРИЛОЖЕНИЯ	
	Приложение А. Характеристика виброизмерительного преобразователя СТД-2060	309
	Приложение Б. Характеристики вибромашины и регистрирующей аппаратуры	310
	Приложение В. Инструментальные записи, характеризующие интенсивность колебаний платформы и здания-представителя	313
	Приложение Г. Акты о реализации научных результатов, полученных в диссертации	327

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, в которых были разработаны стандарты, нормы, пособия и руководства по восстановлению зданий существующей застройки после землетрясений. Например, стандарты 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 быть запроектированы в соответствии с требованиями действующих строительных норм, возведены с применением современных технологий и управляться таким условием, чтобы за весь период эксплуатационного срока был обеспечен и сохранен необходимый минимальный уровень надежности и долговечности. Качество управления и эксплуатации должны определить экономическую эффективность функционирования существующего здания.

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 и 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 31-02:2018);

- 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, деформирующих и вязкоупругих 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 строительно-монтажных 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, позволяющего 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 по дистанционным и наземным исследованиям Земли (Бишкек-2014); международной научно-практической конференции, посвященной 65-летию начала подготовки инженеров-строителей и архитекторов ФПИ-КГУСТА и республиканской научно-практической конференции, посвященной проблемам и путям решений современных технологий строительства зданий (Бишкек-2019).

Достоверность результатов работы обоснована применением экспериментально-теоретических исследований и вероятностных методов математического моделирования зданий и обработкой результатов исследований на программных комплексах; допущений механики 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» (ОсОО «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 шести глав, заключений и рекомендаций, списка использованных источников и приложений. Текстовая часть на 308 страницах и приложения на 26 страницах. В работе содержится 30 таблиц, 129 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 КР 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].

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 уровень сейсмической безопасности более 80% всех исследованных детских садов и школ являются низкими. В целом, девять из десяти школьных учреждений не соответствуют требованиям по несущей способности конструкций и нуждаются в усилении.

В связи с этим Министерство образования и науки КР разработало государственную программу по безопасности школ и детских учреждений для внедрения мер защиты и повышения уровней безопасности образовательных учреждений [29]. Программа направлена на решение вопросов реконструкции и усиления школьных зданий для повышения их сейсмической 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, У. Робинзон, 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 Центральной Азии, является зоной высокой сейсмической опасности, где здания и сооружения могут воспринимать сейсмические воздействия от сильных землетрясений. Действующая карта сейсмического микрорайонирования от 2018 года разработана детерминистским методом, внесены все населенные пункты Республики, указаны значения пиковых ускорений грунтов для скалы и сейсмическую интенсивность в баллах (7, 8, 9 баллов) по шкале, разработанной группой специалистов и утвержденной Госстроем КР в СН КР 20-02:2018. Прямое сравнение данных MSK-64, использованных в странах СНГ, и подход оценки сейсмической опасности строительной площадки по пиковым ускорениям грунтов (ПГУ) при землетрясении, представленное в долях g (ускорение свободного падения). Значения ПГУ установлены требованиями действующих строительных норм и правил и зависит от расстояния строительной площадки до очага землетрясения (сейсмогенерирующим разломам) и прогнозируемой вероятности превышения. В США и Канаде, например, используется вероятность превышения через 50 лет составляет 2%. Уровень интенсивности землетрясений в США и других странах сопоставляется со значениями ПГУ, при этом могут применять по данным модифицированной шкалы Меркалли. Интенсивность землетрясений по модифицированной шкале Меркалли имеет значения чуть ниже, чем данные шкалы MSK-64. Например, интенсивность землетрясения IX по шкале Меркалли (меньше, чем уровень интенсивности 9 по MSK-64), который соответствует величине ПГУ равной не менее $0,65 g$ [68]. Для определения расчетной сейсмической нагрузки для

строительной площадки в г. Анкоридж (самое сейсмоопасное место в США, Аляска) значение ПГУ составляет 0,4 g [75]. По экспериментально-теоретическим результатам прогнозирования, во многих населенных пунктах Кыргызской Республики с интенсивностью 9 баллов по шкале MSK-64 могут быть землетрясения магнитудой 7,5 по шкале Рихтера, приравненное на более 0,5g [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 следующие землетрясения с соответствующими магнитудами М: Байсоорунское 1990 года (М=6,3), Суусамырское 1992 года (М=7,3) и Кочкоратинское 1992 года (М=6,1), Алайское 2008 года (М=6,7), Кадамжайское 2011 года (М=6,1), Текес-Тюпское землетрясение 2013 года (М=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. Зона сильных землетрясений расположена вдоль Заалайского хребта. Площадь 9-балльных сотрясений составляет 20%, 8-балльных — более 30% всей территории страны [2].

Анализируются основные сейсмоактивные зоны, где произошли сильные землетрясения на сейсмогенерирующих активных разломах, территории Кыргызской Республики: Северо-Тянь-Шаньская; Сон-Кульская; Чаткало-Ферганская; Южно-Ферганская зоны, в которых зафиксированы и описаны последствия катастрофических землетрясений [2].

В Северо-Тянь-Шаньской зоне вблизи населенных пунктов, в числе которых: Беловодск (1885), Верный (1887) интенсивностью 9 баллов; Кемин (1911) и Чилик (1889) интенсивностью 10 баллов; Кемин и Чу (1938), Сарыкамыш (1970), Жаналаш и Тюп (1978), Байсоорун (1990) интенсивностью 8-9 баллов; Кочкор (2006) интенсивностью 7 баллов. В пределах зоны Северного Тянь-Шаня, по сейсмологи сгруппировали несколько сейсмоактивных участков: Кемино-Чиликский или Северо-Иссык-Кульский, Сарыкамышский, Южно-Иссык-Кульский и Южно-Чуйский [2]. Сейсмическая активность в перечисленных районах можно рассмотреть на одинаковом уровне.

Сильное Суусамырское землетрясение интенсивностью 9 баллов произошло в Сон-Кульской зоне, которая расположено в пределах центрального Тянь-Шаня и по течению реки Нарын. Сон-Кульская зона охватывает южные склоны хребтов Молдо-Тоо и Джумгало-Суусамырская.

Эпицентры сильных землетрясений интенсивностью 9 и более баллов скапливаются в сейсмоактивном участке, имеющее название Фергано-Чаткальск, в пределах которой Чаткало-Ферганская сейсмоактивная зона, и еще активной является Сары-Челекский узел с сейсмической активностью. Чаткальское землетрясение (1946) интенсивностью 9-10 баллов связана с сейсмической генерацией Сары-Челекского узла. В Чаткало-Ферганской зоне выделены следующие три сейсмоактивных узлов: Сары-Челек-Чаткальский, Нарынский и Карасуйский. Последние прилегают к Атойнокскому, Чаткальскому и Ферганскому хребтам. В Южной части Чаткало-Ферганской зоны в разные годы произошли 7, 8 и 9 балльные землетрясения: Ошское (1883), Аимское (1903), Наманганское (1927), Чустское (1908), Джалал-Абадское (1926), Маркансуйское (1962), Папское (1984) [2].

В Южно-Ферганской зоне произошли землетрясения: Баткенское, 8-9 баллов (1977), Эски-Ноокатское, 8 баллов (1907), Ферганское, 8 баллов, Баткенское, 8 баллов (2007), Алайское, 8 баллов (2008), Кадамжайское, 8 баллов (2011). Землетрясения, произошедшие в Южно-Ферганской зоне, доказывают сейсмическую активность Ферганской долины, где густонаселенность в несколько раз больше чем другие районы страны.

Очаги землетрясений на территории Кыргызской Республики в основном залегают в глубинах 5-30км и по участкам выявлены разные глубины: в Южно-Чуйском участке 20-25км, Северо-Ферганском участке 20-25км, Южно-Ферганской зоне 20-25км, Кемино-Чиликском участке 25-30км, Фергано-Чаткальском участке 25-30км.

В результате анализа распространения сейсмических волн от сейсмогенерирующих активных разломов выявлены ряд главных сейсмогенных структур и линеаментов.

Многие сильные и катастрофические землетрясения магнитудой более 8,0 произошли в основном в двух крупных зонах, это Южно-Тянь-Шаньская и Северо-Тянь-Шаньская зоны

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, ⁰⁵	72, ⁰⁸	2 группа интенс.
Беловодское (9–10)	03.07.1885	42, ⁰⁷	74, ⁰¹	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-Атинское (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 (~810км²) 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 $M_{LH} = 6,1$.

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. Повреждения получили юолее 2500 жилых домов и владельцы получили от государство разные помощи. Волна распространилась по территории Кочкорского и Тонского 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 16,0км магнитудой 6,0. Афтершоки продолжались до конца января, самое сильное из них достигала магнитуды 5,2. Территория охвата оказалась в трех стран южного региона – Кыргызской Республики, Таджикистана и Узбекистана. Таджикский анклав Ворух, расположенный внутри территории Кыргызской Республики получил больше повреждений 57 домов и зданий разрушены. 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. Местный активный разлом в районе гор Тянь-Шаня и Памира вызвал колебание в 21.52 часов на глубине 27,0км магнитудой 6,7 по шкале Рихтера. Разрушено 144 здания, погибли 75 человек, в т.ч. 42 детей, в больницах лечились 142 человека, из них 93 дети. 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 разной магнитуды, максимальные из них 4,9, 5,2.

Кадамжайское землетрясение 20 июля 2011 года. Два землетрясения ($M=6,1$ по шкале Рихтера) распространилась на территории Кыргызстана, Узбекистана, Таджикистана, Казахстана и Китая [75]. Гипоцентр на глубине 20 км и эпицентр находился на территории Кадамжайского района Баткенской области (поселок Кан) , вблизи границы Узбекистана. В Узбекистане погибли 13 и 86 человек получили медицинскую помощь. 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. Повреждения получили более 100 жилых домов, расположенных в Тюпском районе Кыргызской Республики. Выделены 33,0млн.сом для компенсации последствий землетрясения.

Жертвами землетрясений 2015 года в Китае, Афганистане и Пакистане стали более 1,5тыс. человек. При землетрясении 2015 года в Непале погибли более 3,0 тыс. человек, пострадали более 7000 жителей [308, 336, 337].

1.1.2 Общие закономерности повреждений конструкций и дефекты 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 причиной может стать воздействие более сильного разрушительного землетрясения, которые превышают расчетные силы, приведенные в утвержденных картах, запроектированные и возведенные с отклонениями и недоработками от требований строительных норм и правил, называется дефектами сейсмостойкости.

Дефекты сейсмостойкости встречаются в зданиях старой застройки, и являются характерными для определенных конструктивных типов зданий. Так, дефекты зданий со стенами из кирпичной кладки или комплексной конструкции

отличаются от дефектов зданий с железобетонным каркасом. Ниже приведены часто встречающиеся дефекты для зданий разной конструктивной системы, приведенная в Руководстве FEMA 547 [243] и в Практическом пособии [39, 40, 144] приведена ниже.

Дефекты сейсмостойкости могут проявляться на уровне i) определения сейсмичности площадки строительства, ii) выбора 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 возможны из-за некачественного уплотнения грунта и эксплуатации, или допущений в самом процессе уплотнения грунта, не соблюдения технологии земляных работ при подготовке основания. К дефектам фундаментной конструкции относится недостаточная несущая способность или сопротивление фундамента сдвигающим силам. 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. Чрезмерная гибкость несущих конструкций приведет к неопределимым повреждениям ненесущих конструктивных элементов (перегородок, ограждений, стекол 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; торцовая часть здания поведет себя отдельно изолированно, из-за которого возникают нелинейные движения, кручения, появляются трещины и 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 плоскости (поперечные смещения) или по вертикали. Распространенным, так называемым классическим, отклонением в зданиях со стенами из кирпичной кладки, считается несимметричность главных осей несущей конструктивной системы в плане здания. При этом возникает эффект кручения и нелинейное поведение дает увеличиваться распространению сейсмического воздействия на отдельные конструкции. 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, в зависимости от конструктивного решения, могут быть разными при загрузении собственными сил и горизонтальных сейсмических воздействий. Для кирпичных стен или комплексной конструкции каменная стена выполняет функцию стены-диафрагмы и жестко соединяется с фундаментом, перекрытиями и покрытиями. Передача сейсмических нагрузок для каждой стеновой диафрагмы в вертикальном направлении должна быть непрерывной, начиная с покрытия до 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 перекрытия на 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, структуры из деревянных брусев, балок, балочных перекрытий, кровельное покрытие из стальных гофрированных листов 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 смещений или деформаций во время землетрясения, отсеки могут соударяться. Соударения опасны при условии, что примыкающие отсеки имеют разные уровни перекрытия и 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 ненесущих 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. 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 анализируются по предельным состояниям 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 в 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 гг. 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 [40].

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 [40]:

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 [40].

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. Особенно 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 [149], 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- груп	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	

Продолжение табл.1.2

3.2	Сборные крупнопанельные здания со стыковыми соединениями панелей и плит перекрытия на сварке закладных деталей - Серия 464	КУ-3.2		ТА-4	TU-8.1	
3.3	Здания безригельное со сборным каркасом (колонны и перекрытия) - Серия КУБ	КУ-2.8				
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	КУ-9.5		ТА-11.1	TU-1.1	UZ-1, UZ-2
EMCA-5 – Деревянные здания						
5.1	Здания с несущими конструкциями деревянной рамы	КУ-9.7		ТА-10		UZ-23
5.2	Здания с деревянными рамами и глинистым заполнением	КУ-9.6		ТА-11.3	TU-1.2	UZ-15
EMCA-6 – Здания из металлических конструкций						
6	Здания из металлических конструкций	КУ-8			TU-9	UZ-24

1.1.4 Методы усиления конструкций зданий существующей застройки

При разработке проектов ремонтно-восстановительных работ в 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 м², (расход стали — около 25-40 кг, цемента — около 40-60 кг на 1 м² общей площади усиливаемого здания). Трудозатраты составляют примерно 1-3 чел/дня на 1 м².

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

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 для восприятия сейсмических сил. Усиление аналитически подобранных узлов и конструкций для сопротивления к поперечным силам называется способом «инженерное лечение» 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 и 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 виде систем сейсмоизоляции зданий и сооружений

При проектировании и расчете активных систем сейсмоизоляции в соответствии с требованиями руководств и строительных норм, резинометаллические опоры 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 были 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 РМО в 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, чем предельно допускаемые перемещения.

Из стран СНГ производство и экспериментальная установка резинометаллических опор сильно развита в Армении, где также устанавливаются резиновые и РМО 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 более 50 многоэтажных зданий с системами сейсмозащиты. Экспериментально доказано уменьшение ускорений надопорной 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. Мелкумянном [285], П.М. Задояном, В.Г. Арзуманяном, Г.Х. Варданяном и Т.Е. Нерсесяном [100] разработан проект 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 «Лира». 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 естественное значение периода колебания T до 1,1с.

Изоляция здания увеличила собственный период колебания на 215%, собственную частоту в горизонтальном направлении соответственно уменьшила с 2,85 Нз до 0,9 Нз. Сейсмическая нагрузка и максимальное перемещение соответственно были равны 94,3 т и 1,6 мм (уменьшены на 41 и 61%) (рис.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.

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.

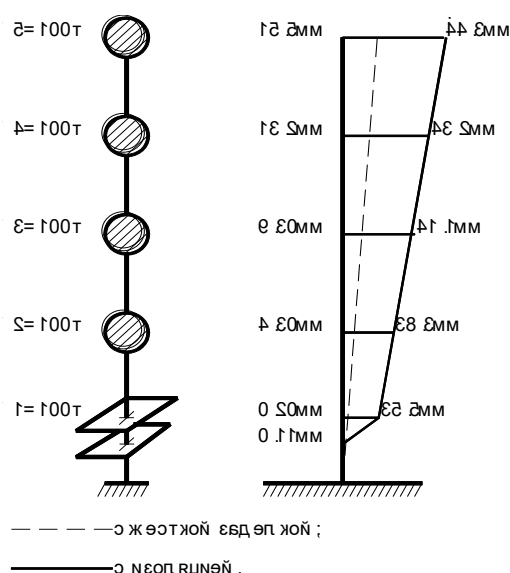


Рисунок 1.2 – Расчетная модель и собственная форма колебания

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 ГИССИП Госстроя КР). Построено одно жилое здание с выключаяющимися 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 (ныне 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 с активной системой сейсмозащиты в виде скользящего пояса S_{ik} , соответствующая i -му тону собственных колебаний определяется в предположении упругого деформирования конструкций по следующим выражениям

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

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

где все коэффициенты принимаются согласно требований действующего во время разработки руководящего документа строительных норм и правил СНиП П-7-81* [148].

Коэффициент редукции K_3 или снижения амплитуд горизонтальных ускорений A , определяемый из условия не превышения суммарной перерезывающей силы надпорной части 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 при скольжении опор; в качестве пластины рекомендован фторопласт (фторлона-4) и нержавеющая сталь. Натурными или модельными экспериментально-теоретическими исследованиями определены значения коэффициента трения. Для фторопласта рекомендуется принимать равным $f_{mp}=0,1$;

$\sum_{k=1}^n Q_k$ - сумма вертикальных нагрузок от конструкций надпорной части всего здания;

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

n - число сосредоточенных масс консоли.

Для анализа скольжения по поясу (этап II) при учете одного компонента сейсмического воздействия в качестве расчетной принимается жесткое защемление консольной схемы относительно поворота и упругой в уровне скользящего пояса в направлении горизонтальных перемещений. При единичных нагрузках определяются коэффициенты податливости δ_{jk}^{II} .

Коэффициент определяется в уровне скользящего пояса с учетом упругого поступательного перемещения здания, возникновения собственных сил и включающиеся в работу упругих ограничителей

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

где $K_{огр}$ - жесткость упругих ограничителей. Предполагается, что ограничители сдерживают горизонтальные перемещения в рассматриваемом направлении (с учетом собственных сил восстановления).

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 влияет 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. За формоизменение отвечает зависимости между напряжениями и деформациями, обладающие вязкими свойствами резиновых слоев, 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 тока 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} - неизвестная функция, ее первая и вторая производные в определенное время t и непрерывные в пределах выбранной области; $a_0(t), a_1(t), a_2(t)$ – переменные коэффициенты; $f(t)$ – функция, зависящая от времени и заданная для выбранной области нелинейной системы.

Многомассовые диссипативные и динамические системы можно предположить в форме, представленной в выражении

$$\ddot{x} + 2h\dot{x} + \omega_0^2 x = p(t) \quad a_0 = 1, \quad a_1 = 2h = \frac{c}{m}, \quad a_2 = \omega_0^2 = k/m; \quad (1.18)$$

где m и k – масса и коэффициент упругости системы; c - коэффициент трения; $p(t)$ – функция силы, зависящее от времени, внешнего воздействия.

Для удобства расчета применяются матричные значения (m, c, k и $p(t)$) основных параметров нелинейной системы сейсмозащиты вместо их единичных значений[119]. Такое допущение позволяет получить обобщенный, интегрированный результат. Необходимо определить параметры динамической системы, для этого нужно провести сопоставительные расчеты при изменениях нагрузки и физических параметров. Учитывая разные типы конструктивных систем зданий и сооружений, при отсутствии инструментальных или синтезированных записей колебаний, невозможно анализировать распространение усилий в конструкциях здания при сейсмическом воздействии. Без цифровых данных и современных программных комплексов, казалось сложной в математической задачей. Необходимо упростить математическую задачу до инженерного уровня и определить только основные параметры,

интересующие конструкторов, проектировщиков, и общие закономерности поведения на примерной модели. После решения упрощенной задачи можно смоделировать многомассовую нелинейную систему и определить необходимые параметры.

Диссипативные силы являются силами трения сопротивления, определить которых тоже требует немало усилий. При движении динамической системы противоположно скорости действует силы трения и представляется нелинейная структурная форма. Силы трения, возникающие между сейсмоизолирующими опорами и узловыми конструктивными элементами, нелинейно зависят от скорости движения системы. При этом величина трения для расчетов зависит от химических и физико-механических свойств смазки, элементов, состава фрикционных пар, наличия и качества смазки, формы 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 собственных нагрузок, переменчивых осадок, усадочных и температурных напряжений. На прочностные и деформационные характеристики сейсмоизолирующих материалов и на формирование напряженного состояния конструкции влияет предшествующее сейсмическому воздействию нагрузки. 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].

Нелинейное влияние сил трения и воздействие на них сейсмическую нагрузку описывается шаговым методом интегрирования. Его использование дает упрощенные вычисления с практическими результатами, потому что не будет необходимости учитывать динамические характеристики системы на каждом этапе анализа выбранного участка. Шаговым методом интегрирования определяются параметры реакции системы при определенном промежутке времени. Здесь применяется импульсивное нагружение в виде кратковременного циклического воздействия, в котором одновременно начинают возбуждаться и двигаться несколько форм колебаний, которые являются диссипативными и динамическими сложными системами. [74, 81, 107].

Шаговый метод можно применять для всех видов нелинейных систем. Аналитические аппроксимации зависимостей, описывающих нелинейное поведение системы, не требуется [91, 126, 142].

Ранее не было доступным информация о нелинейном поведении системы, также отсутствовала исходная информация по воздействиям, распространению

усилий в конструкциях и поведение конструкций, их узлов и элементов при землетрясениях и оставалось проблемной до сегодняшних дней появления современной регистрирующей аппаратуры [67, 95, 101].

На динамические параметры сейсмических воздействий влияют величина магнитуды, значение расстояния до эпицентра землетрясения и данные грунтово-геологических изысканий площадки строительства [74, 137].

Матричная формализация приведет к интегрированным результатам теоретических исследований одно- и двухмассовых нелинейных систем. Для анализа поведения конструкций, необходимо знать распространение усилий в конструкциях здания и полученные деформации. Такое знание дает оценить вклад каждого конструктивного элемента в сопротивление внешним воздействиям и несущая способность, отвечающая требованиям действующих норм по сейсмостойкому строительству. Сопоставительные расчетные анализы смогут позволить моделировать здания при изменениях нагрузки и жесткостных параметров. Поэтому требуется упрощать задачи для практического применения инженерами при проектировании и строительстве зданий и сооружений. Для этого, как уже отмечено, нужно выявить параметры для простой наглядной модели и симулировать уже на многомассовой динамической системе.

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. И.Е. Ицковым [70]. Разработана новая конструктивная система из Н-образных конструктивных элементов с выпусками железобетонных балок в одну сторону или в крестообразной форме в две стороны, состоящей сборный пространственный железобетонный каркас. Конструктивная система представляет собой 9-этажное здание. Соединение железобетонных колонн и ригелей осуществляются в заводских условиях с соблюдением технологического процесса. Стыки колонн вынесены из зон максимальных моментов при изгибе в средние уровни этажей. Стыки ригелей расположены по середине пролета [70]. Перекрытия из многопустотных предварительно-напряженных железобетонных плит безопалубочного формования. Испытанное 9-этажное здание размером 18x24 м включало подвальный, 9 типовых и технический этажи. Экспериментальные исследования проводились с использованием вибромашины В-3, установленной на покрытии здания. Принятые при проектировании здания расчетные сейсмические нагрузки превышали в 1,2 и более 2,0 раза значений поперечных сил, действовавших от вибромашины. В уровне девятого этажа, превысили расчетные сейсмические нагрузки более чем в 1,8 раза [70]. Максимальные инерционные нагрузки, действовали из плоскости конструктивных несущих элементов (перегородок). Экспериментальные натурные испытания актуальны в Кыргызской 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. Беспяев А.А. предлагает способ производства с предварительным напряжением усиливающих фиброармированных пластиков, которые необходимы для повышения или восстановления эксплуатационной пригодности дефектных изгибаемых железобетонных конструкций [32]. На величину больше чем прогиб в перекрытии поднимается дефектная часть железобетонного перекрытия, усиливается дефектный участок конструкции приклеивая фиброармированные ленты или сетки. Далее усиливается сама изгибаемая конструкция и после перемещения детали поднятия перекрытия из под конструкции, железобетонное перекрытие фиброармирующие материалы усиления включаются в работу конструкции.

Совместная работа железобетонного перекрытия с фиброармирующими материалами уменьшает деформацию предварительно-напряженной арматуры и раскрытия ширины трещин, ликвидации чрезмерных прогибов конструкции и восстановлению эксплуатационной пригодности элемента.

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.

Способ усиления из фиброармированными материалами в некотором смысле идентичны мнению предложенного автором способа инженерного лечения, но в пределах отдельных конструктивных элементов. Кроме того, усиленные конструкции подлежат к экспериментально-теоретическим исследованиям до и после их восстановления несущей способности.

1.5 Особенности международных и национальных норм в области сейсмостойкого строительства

Традиционно применявшееся в странах СНГ среднего грунта – одного из важнейших в практике составления карт сейсмического районирования и микрорайонирования, согласно высказываниям проф. Алешина А.С. [6], со временем показало 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 [156], СН КР 22-01:2018 [157], СН КР 31-02:2018 [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 внешних сил на строительные конструкции, в том числе учет пиковых ускорений грунтов, коэффициента поведений, который выбирается со сниженным значением в результате расчетов по критериям, для нерегулярных по высоте зданий 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 разработаны начиная с 1957 г. со строительных норм СН-8-57 [147],

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 и усилению зданой существующей застройки. Сейсмическая безопасность существующих зданий определяется по требованиям строительных норм СН КР 22-01:2018 [156, 157]. Территория г. Бишкек расположена вблизи Ыссыкатинского 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], по нормам проектирования в сейсмостойком строительстве, 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 отдельных конструктивных решений с учетом характера воздействия сейсмических сил.

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 стеновых 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).

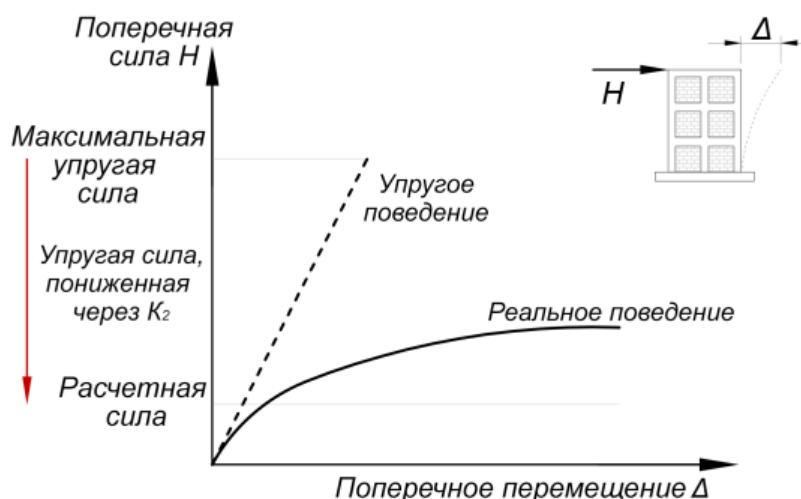


Рисунок 1.3 – Упругая и расчетная сейсмические силы [293]

Подход к проектированию зданий на воздействие сейсмических сил основан на линейном расчете конструкции. Сейсмической опасность площадки строительства определяется от действия расчетного землетрясения, соответствующее положениям приведенным в строительных нормах. Значение сейсмических сил уменьшаются коэффициентом поведения, учитывающего изменение силы. Значения этих коэффициентов установлены во время интерпретации данных последствий прошедших землетрясений и исходя из

мнения и опыта ученых-разработчиков строительных норм проектирования в сейсмостойком строительстве и основаны на результаты экспериментальных исследований.

Коэффициентом поведения q называется способность сопротивления конструктивной системы сейсмическим воздействиям в области нелинейного деформирования, также можно принимать как степень учета нелинейного поведения здания при поперечном воздействии. Значения q являются обратными значениями коэффициента редукции K_2 , принятого в ранее действовавших нормах; $q=1/K_2$.

Таким образом, пониженное значение q означает более низкую вероятность нелинейного поведения системы при землетрясении, аналогичного реальной (см. рис. 1.3). По требованиям действующих норм, расчетными предположениями проектируются здания с пластическим поведением при сейсмических воздействиях. Для обеспечения пластического поведения здания проектируются несущие конструкции и разрабатывается прочностные свойства материалов.

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. Возможно, 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 пушвер анализа конструкция может демонстрировать приемлемые характеристики в условиях определенной сейсмической опасности. Перфоменс проектирование также позволяет более гибко подойти к определению целесообразным характеристикам здания существующей застройки. Поэтому проектировщики использовали перфоменс проектирование и пушвер 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 соотношения 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 их 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 активные 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 надопорная 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 землетрясении. Установлена в необходимости упростить задачи до инженерного уровня для конструкторов и расчетчиков зданий и сооружений, и выявить параметры и общие 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

Сейсмичность площадки строительства определяется по предложенной автором методике в следующем порядке, в зависимости расстояния площадки от линии активного разлома, расчетное значение сейсмических нагрузок:

1. Расчетное сейсмическое воздействие зависящее 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 сейсмических сил в ускорениях и перемещениях приводится при проверке требования на отсутствие разрушения здания или сооружения;

2.1.1 Расчетное сейсмическое воздействие на основе референтного периода повторяемости

Расчетное сейсмическое воздействие определяется в следующей последовательности [226]:

а) номинального сейсмического воздействия 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 надежности конструктивной системы.

Значения P_{NCR} или T_{NCR} (рекомендуются $P_{NCR} = 10\%$ и $T_{NCR} = 500$ лет) для использования в конкретной стране могут быть приведены согласно национальным приложениям.

Значение референтной вероятности превышения P_R за расчетный срок эксплуатации строения T_L лет конкретного уровня сейсмического воздействия связано с референтным периодом повторяемости, T_R :

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

Расчетный срок эксплуатации здания T_L для заданных характеристик сейсмического воздействия можно определить через референтное значение периода повторяемости T_R или вероятности его превышения P_R за T_L лет.

В строительных нормах приводятся минимальные требования по сейсмической безопасности. Здания и сооружения должны быть запроектированы и возведены таким образом, чтобы сопротивляться сейсмическим воздействиям, имеющее большее значение силы или высокую вероятность генерации землетрясения, чем расчетная сейсмическая нагрузка. При этом учитывается экономическая целесообразность строительства без экономического ущерба при качественном эксплуатации. В эксплуатационный период ремонтные и связанные с ним работы не должны быть выше стоимости строительства нового здания. Капитальный ремонт с усилением в Кыргызской

Республике не должна иметь стоимость выше половины строительства нового здания или сооружения.

Для обеспечения требования ограничения ущерба сейсмическое воздействие имеет вероятность превышения $P_{D_{LR}}$ (рекомендуется Еврокодами $P_{D_{LR}} = 10 \%$ и $T_{D_{LR}} = 95$ лет) за 10 лет и период повторяемости землетрясения $T_{D_{LR}}$. Также используется коэффициент, понижающий расчетную сейсмическую нагрузку для проверки требования ограничения ущерба.

Надежность по предельным состояниям и требования к обрушениям при расчетном землетрясении имеет численные значения, для которых устанавливаются ограничения в зависимости от конструктивных систем и решений зданий и сооружений.

Надежность классифицируется в зависимости от типов конструктивных систем, разделенные на классы ответственности. Для каждого класса ответственности присваивается числовое значение через коэффициент ответственности γ_I . В зависимости от принятой конструктивной системы и функционального назначения принимается определенный коэффициент ответственности, который будет соответствовать высокому или низкому величинам периодов повторяемости появления сейсмических сил.

Уровень надежности рассчитываются с учетом нормативного сейсмического воздействия через пиковые ускорения грунтов, при использовании спектрального анализа, выбранных эффектов сейсмического воздействия на коэффициент ответственности [54, 172, 226]. Для площадки строительства годовую норму превышения $H(a_{gR})$ номинального пикового ускорения грунта a_{gR} можно получить в зависимости от экспонента $k=3$

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

Тогда значение коэффициента ответственности γ_I , можно определить по формулам в зависимости от имеющейся исходной информации

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

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

Последствия землетрясений невозможно свести к минимуму, так же как и сейсмический риск. Поэтому все нормы и стандарты проектирования регламентируют правила проектирования зданий в сейсмических районах основывается данному факту и имеет концептуальные основы.

На основе вышеизложенного все современные строительные нормы допускают возникновение ограниченных повреждений в конструкциях зданий после возникновения расчетных нормативных землетрясений, не наносящих высокий урон, не угрожающих жизнедеятельности и безопасности жителей, а также общей жесткости зданий и сооружений.

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

В случае имеющихся карт вероятности повторяемостей землетрясений на территории какой-либо страны, параметры расчетного сейсмического воздействия взаимосвязаны:

- а) с параметрами референтного значения сейсмического воздействия, имеющего $P_{NCR}=10\%$ за 50 лет или $T_{NCR}=500$ лет;
- б) с параметрами референтного значения сейсмического воздействия, имеющего $P_{NCR}=2\%$ за 50 лет или $T_{NCR}=2500$ лет;
- в) со значениями коэффициента S , зависящее от грунтовых условий на площадках строительства;
- г) со значениями коэффициента S_T , учитывающего сайт-эффекты на площадках строительства.

Сейсмическая опасность района строительства определяется по картам общего сейсмического районирования (ОСР) территории каждой страны, отражающие 10% или 2% вероятность возможного превышения в течение 50 лет с периодом повторяемости, например, 500 или 2500 лет (карты ОСР-1₅₀₀, ОСР-2₅₀₀, ОСР-1₂₅₀₀ и ОСР-2₂₅₀₀).

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.

Оптимизация национальных ресурсов, направленных на сейсмическую безопасность страны и антисейсмические мероприятия карт ОСР, которые имеют вероятностную оценку сейсмической опасности площадки строительства. Нельзя полагать, что землетрясения расчетной силы произойдут только через 500 или 2500 лет после проектирования и строительства здания или сооружения. Землетрясения расчетной нормативной величины могут произойти в любое время и не возможно прогнозировать точный промежуток времени их генерации.

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

2.1.2 Определение сейсмической опасности площадки строительства по интенсивности баллах и пиковых ускорениях грунтов

Сейсмическая опасность площадки строительства определяется по картам сейсмомикрорайонирования по интенсивности в баллах или ускорениях. Или же в баллах, учитывая сейсмичности зоны строительства, указанные на картах ОСР-2₅₀₀ и ОСР-2₂₅₀₀. Значения горизонтальных пиковых ускорений при ее фактических грунтовых условиях $a_{g(500)}$ и $a_{g(2500)}$ можно определить по формулам:

$$a_{g(500)} = a_{gR(500)} \cdot S(a_{gR(500)}) \cdot S_T, \quad (2.5)$$

$$a_{g(2500)} = a_{gR(2500)} \cdot S(a_{gR(2500)}) \cdot S_T, \quad (2.6)$$

где $a_{gR(500)}$ и $a_{gR(2500)}$ – референтные значения горизонтальных пиковых ускорений при скальных грунтах типа IА, определяемые по картам вероятностей превышения раз в 500 и 2500 лет (ОСР-1₅₀₀ и ОСР-1₂₅₀₀); $S(a_{gR(500)})$ и $S(a_{gR(2500)})$ – коэффициенты, характеризующие влияние фактических грунтовых условий

площадки строительства на интенсивность горизонтальных сейсмических воздействий; S_T – коэффициент, учитывающий сайт-эффекты усиления горизонтальных воздействий на площадке строительства.

Сейсмическая опасность площадки строительства определяется по картам сейсмического микрорайонирования при интенсивности землетрясений в баллах, которые учитываются при расчетах.

Расчетная сейсмическая опасность необходимо учитывать при проектировании с введением численного значения класса ответственности зданий по функциональному назначению через коэффициент ответственности.

Применение международных стандартов усугубляется за счет выбора и вставления численных величин пиковых ускорений грунтов для скалы. Другие параметры определяются по особым конструктивным решениям в строительных нормах страны или стандартах. Для сейсмологической условий Кыргызской Республики внедрены строительные нормы по сейсмостойкому строительству [156].

Период повторяемости, которые отличны от классов ответственности, расчетное ускорение грунта умножается значению коэффициента ответственности

$$\gamma_I (a_g = \gamma_I a_{gR}). \quad (2.7)$$

В предположении линейно-упругого поведения конструктивной системы величина пикового ускорения грунта a_g , на площадке строительства при сравнительной проверке требований отсутствия повреждений определяется по формуле

$$a_g = \max \left\{ \begin{array}{l} a_{g(500)} \\ \frac{2}{3} \cdot a_{g(2500)} \end{array} \right\}. \quad (2.8)$$

Фундаментальное описание воздействия сейсмических сил представляется параметрами сейсмических колебаний грунта с помощью кривых и численных данных спектров реакций в ускорениях. Последнее формируется в предположении линейно-упругого деформирования конструктивной системы с

одной степенью свободы, называемое спектром упругих реакций. Поле ускорений отображается постоянным во времени и в пространстве на основе фундаментального описания распространения сейсмического воздействия. 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].

В расчетах проверяются требования строительных норма отсутствие по предельным состояниям, то есть на разрушение, повреждение и по ограничению ущерба. При этом сейсмические воздействия характеризуются спектрами реакций с одинаковой формой.

2.1.3 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.

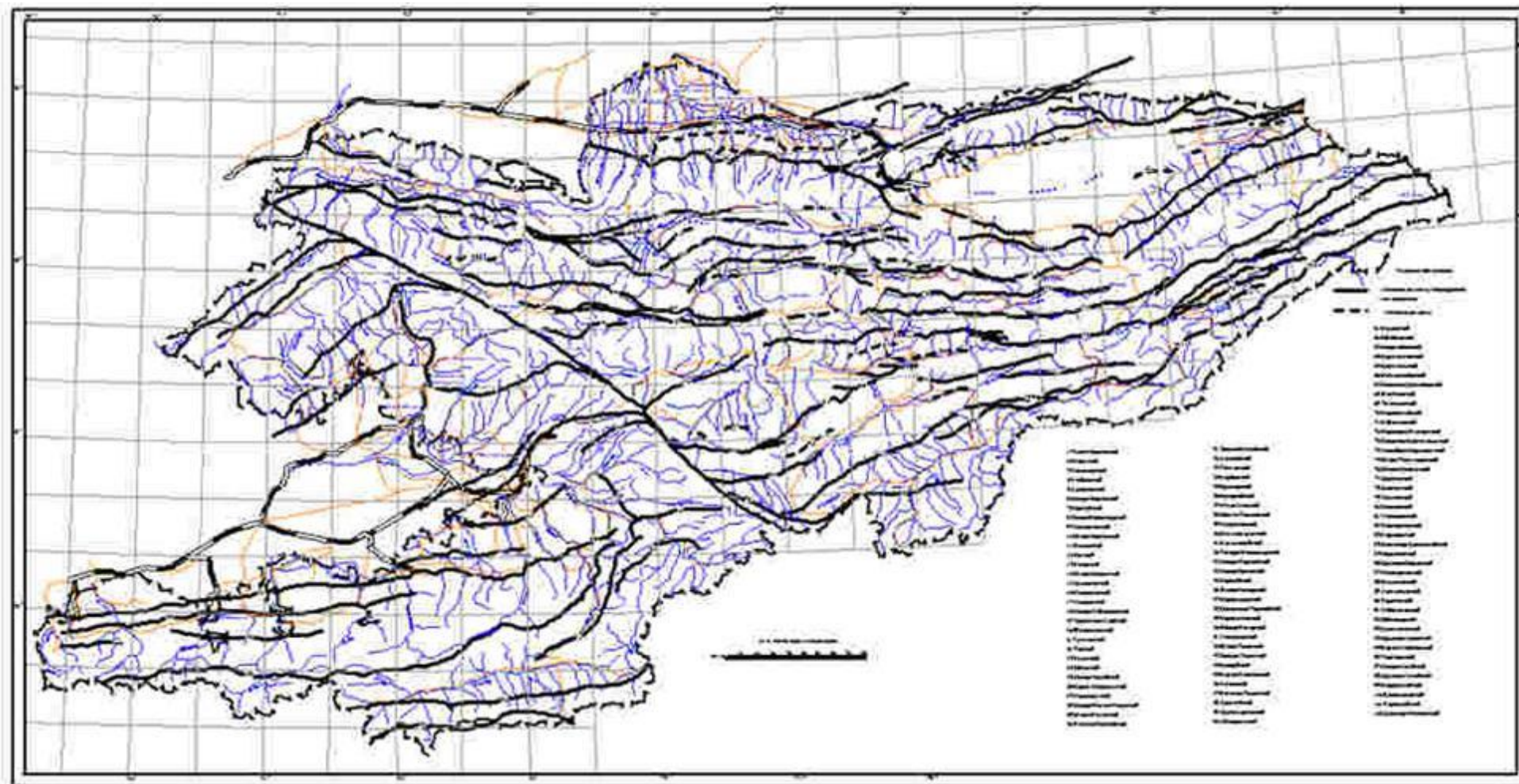


Рисунок 2.1 – Карта важных активных разломов Кыргызстана, генерирующих землетрясения.

Установлено, что относительно большая длина разлома (или его сегмента) отмечена в местах (например, в пределах Северо-Кемино-Чиликского (№28) и Южно-Кеминского (№29), Восточно-Кунгейского (№30) и Северо-Терскейского (№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.

$$\begin{aligned} \text{Mag} &= 4.08 + 1.16 * \log(\text{Length}) \text{ (для всех типов разломов),} \\ \text{Mag} &= 4.16 + 1.12 * \log(\text{Length}) \text{ (для сдвигового типа),} \\ \text{Mag} &= 4.00 + 1.22 * \log(\text{Length}) \text{ (для взбросового типа),} \\ \text{Mag} &= 4.86 + 1.32 * \log(\text{Length}) \text{ (для сбросового типа),} \end{aligned} \quad (2.9)$$

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]:

$$M_w = 0.67M_s + 2.07 \text{ при } 4.0 \leq M_s \leq 6.1 \quad (2.10)$$

$$M_w = 0.99M_s \text{ при } 6.2 \leq M_s \leq 8.2 \quad (2.11)$$

$$M_w = 0.97M_{LH} + 0.19. \quad (2.12)$$

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).

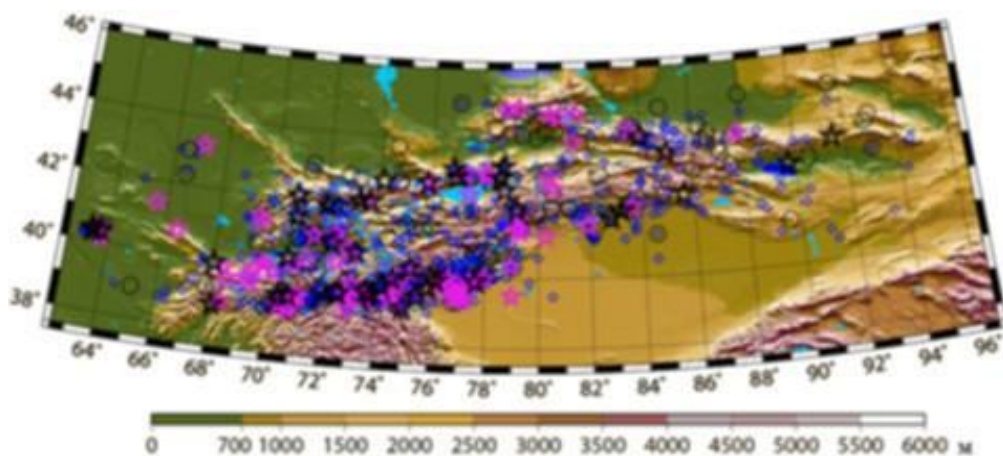
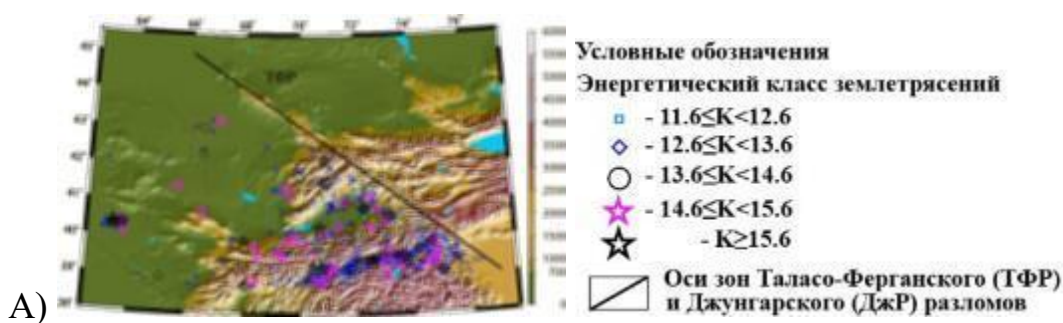
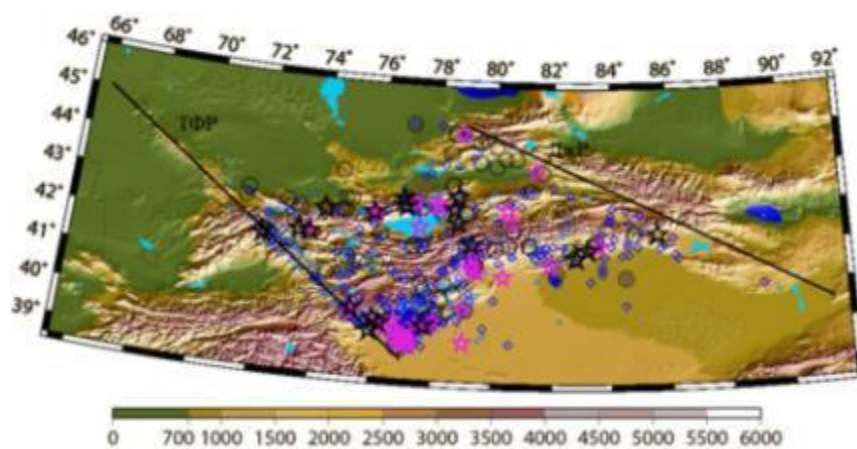


Рисунок 2.2 – Распределение эпицентров землетрясений с $K \geq 12$ ($K = \lg E$, Дж) области горообразования Тянь-Шань за 1863-2011 гг.



А)



Б)

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 на территории Кыргызстана и соседних районов показаны с интенсивностью 6 и более баллов по шкале старого MSK-64 [122]. По исследованиям проф. Амбрасейса колебания затухают в зависимости от расстояния и рекомендуются формы спектров для сейсмических воздействий Типа 1 и 2 и влияние магнитуды (рис.2.4). Можно заметить влияние магнитуды землетрясения при постоянном расстоянии, также влияния расстояния затухания колебания при постоянной магнитуде (рис.2.5).

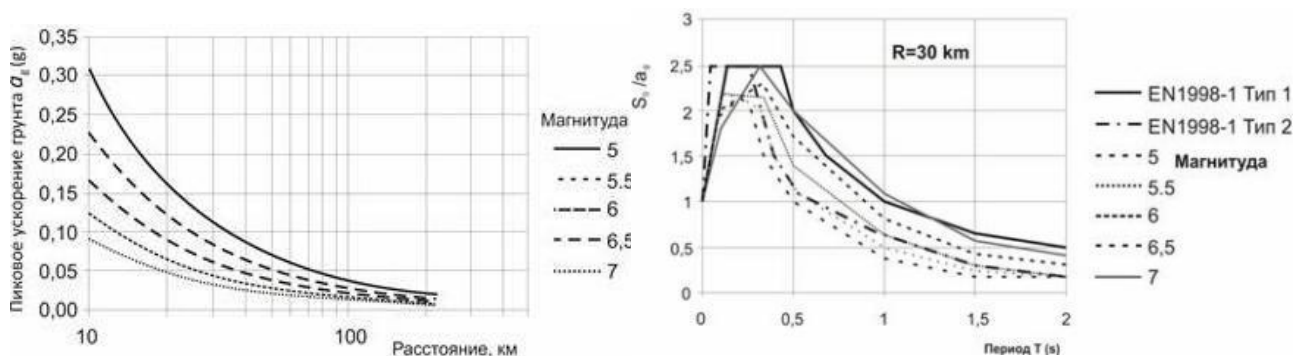


Рисунок 2.4 – Соотношение затухания по пиковым ускорениям грунтов и рекомендуемые формы спектров для сейсмических воздействий Типа 1 и 2 и влияние магнитуды

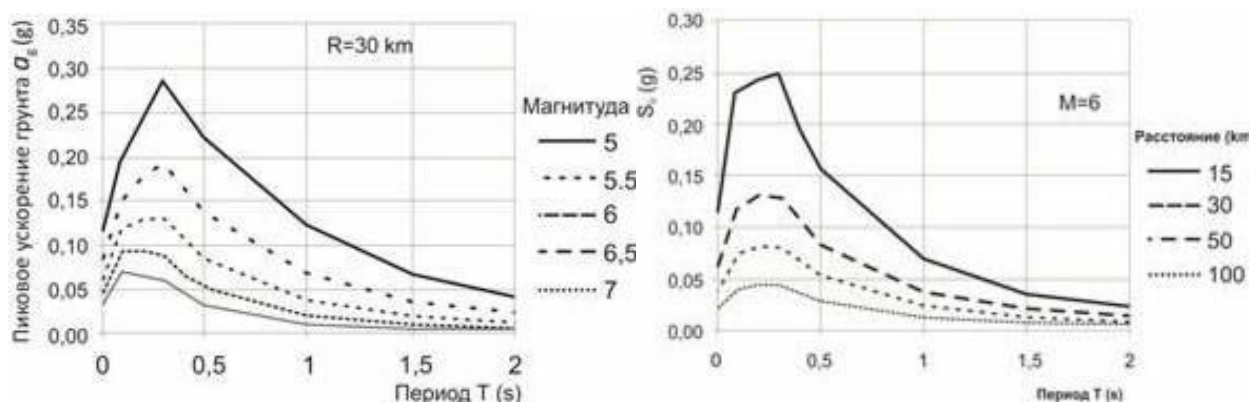


Рисунок 2.5 – Влияние магнитуды (при постоянном расстоянии) и расстояния (при постоянной магнитуде) на форму спектра реакции

Необходимо отметить, что карты строятся для скальных геологических строений. Причиной внедрения такого способа оценки сейсмической опасности обосновывается тем, что только в скалах, как при сильных и слабых землетрясениях не фиксируются какие-либо деформации и нелинейные эффекты, повлекшие к снижению прочности грунтового основания. Далее на

основании значений пиковых ускорений грунтов легко можно разработать карты сейсмораионирования с показателями интенсивности землетрясений. Поскольку все конструктора, и бенефициары зданий и сооружений привыкли к определению сейсмической интенсивности в баллах, последние остаются в нормах для нормативных ссылок на проектирование зданий и сооружений, и определения необходимых конструктивных мер по нормам сейсмостойкого строительства.

2.1.4 Значения спектров упругих реакций для горизонтальных и вертикальных компонент сейсмического воздействия в ускорениях и перемещениях

В плоскости как системе двух ортогональных компонент возможно проявление горизонтальных сейсмических воздействий. Спектры упругих реакций характеризуются одинаково, поскольку в одной плоскости возможно две горизонтальные компоненты.

Спектры реакций, отличающихся горизонтальным компонентом предлагается для вертикального сейсмического воздействия (компонента воздействия, ортогональная к горизонтальной плоскости).

Для горизонтальных компонент сейсмического воздействия, значения спектров упругих реакций $S_e(T)$, определяются выражениями:

$$0 \leq T \leq T_B: \quad S_e(T) = a_g S [1 + (T / T_B) (2,5 \eta - 1)], \quad (2.13)$$

$$T_B \leq T \leq T_C: \quad S_e(T) = a_g S \eta^{2,5}, \quad (2.14)$$

$$T_C \leq T \leq T_D: \quad S_e(T) = a_g S \eta^{2,5} (T_C / T), \quad (2.15)$$

$$T_C \leq T \leq 4c: \quad S_e(T) = a_g S \eta^{2,5} (T_C T_D / T^2), \quad (2.16)$$

где $S_e(T)$ – спектр упругих реакций, построенный при $\zeta=5\%$, составляется на основе анализа записей землетрясений (рис.2.6); T – период колебаний системы; a_g – расчетное ускорение грунтов; T_B и T_C – минимальное и максимальное значение периодов колебаний, зависящие от типов грунтовых условий; T_D –

параметр, зависящее от начала диапазона постоянной реакции спектра (горизонтального смещения); η – коэффициент коррекции по демпфированию $\eta = 1$ для коэффициента вязкого демпфирования $\xi=5\%$.

Существуют два типа спектров: тип 1 и тип 2, приведенные в зарубежных стандартах по проектированию сейсмостойких зданий и сооружений. Для площадки строительства, где вероятна сейсмическая опасность с поверхностной волны M_s не более 5,5, то спектром упругих реакция принимается тип 2. Для типов грунтовых условий по сейсмическим свойствам А, В, С, D и E рекомендуются нормативные значения динамических параметров T_B , T_C , T_D и S (рис.2.7). Формы спектров упругих реакций для типа 1 и типа 2, нормированы по a_g для демпфирования 5 %.

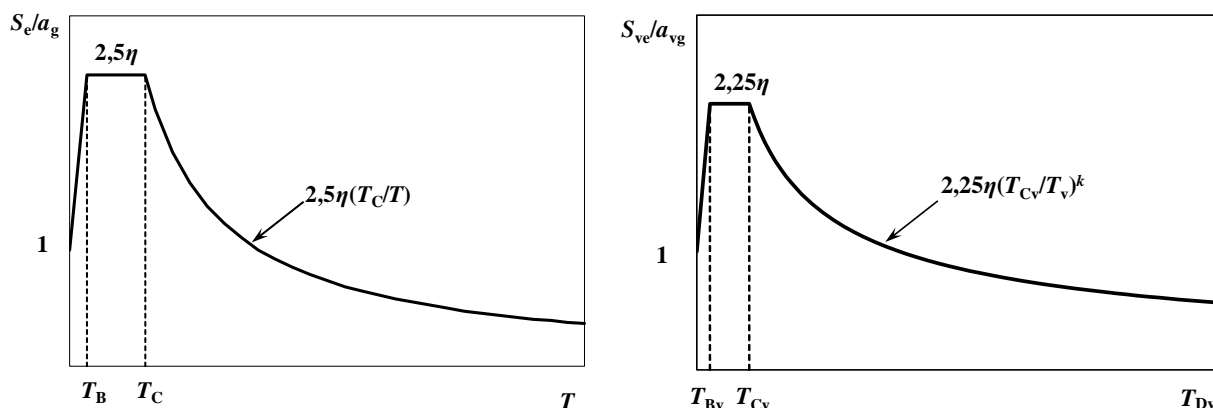


Рисунок 2.6 – Кривые спектров упругих реакций для двух горизонтальных и одной вертикальной компонент сейсмических воздействий

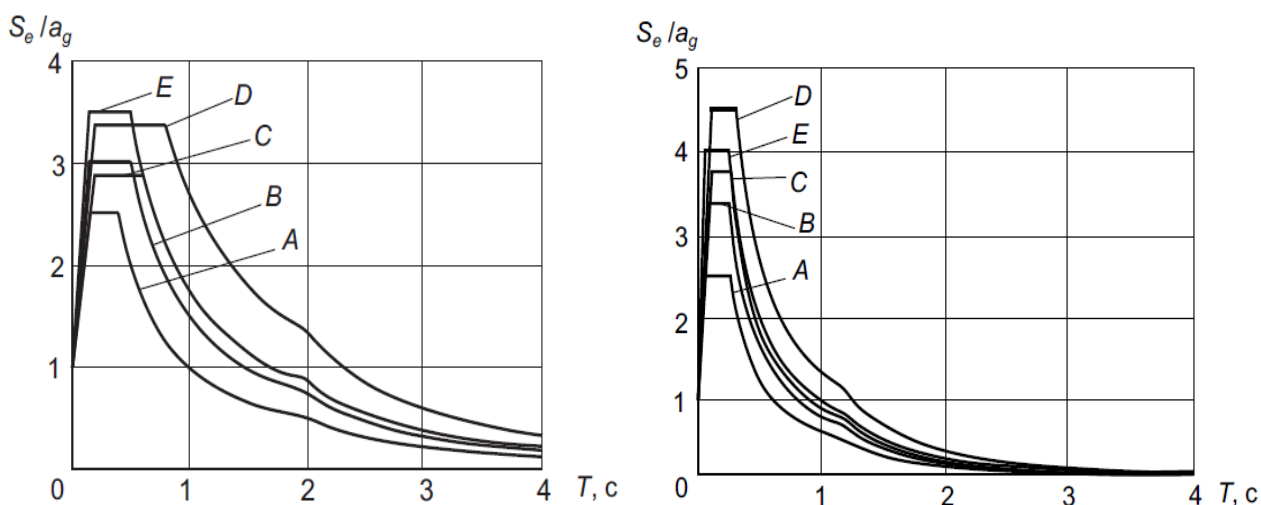


Рисунок 2.7 – Рекомендуемые спектры реакций типов 1 и 2 для всех типов грунтов по сейсмическим свойствам (демпфирование 5%)

По нижеприведенным выражениям определяется значение коэффициента демпфирования η при ξ отличается от 5 %

$$T \leq 1,0 \text{ с:} \quad \eta = \rho \quad (2.17)$$

$$T \geq 1,0 \text{ с:} \quad \eta = \rho (1/T)^\lambda \quad (2.18)$$

$$\rho = 1 + (0,05 - 0,01 \xi)/(0,05 + 0,02 \xi - 3,0 (0,01 \xi)^2) \quad (2.19)$$

$$\lambda = (0,05 - 0,01 \xi)/(0,33 + 0,09 \xi) \quad (2.20)$$

где ξ – коэффициент вязкого демпфирования, в %.

Выражения (2.17)–(2.20) позволяют определять η при периоде T до 8 с и при значениях ξ от 1 % до 25 %.

Значения спектров упругих реакций, характеризующих горизонтальные компоненты, в ускорениях и при проверке учитывающие основные требования по ограничению лимита разрушения и ущерба определяются выражениями (2.12) – (2.16), подставляя в них вместо значений a_g значения a_{gDL} , определенные с помощью следующего уравнения:

$$a_{gDL} = \nu \cdot a_g, \quad (2.21)$$

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

Прямым преобразованием спектров упругих реакций в ускорениях $S_e(T)$ можно получить спектр упругих реакций в перемещениях $S_{De}(T)$

$$S_{De}(T) = S_e(T) \left[\frac{T}{2\pi} \right]^2 \quad (2.22)$$

При значениях T_v не более 2 секунд спектров упругих реакций для вертикальной компоненты сейсмического воздействия в ускорениях, характеризующих вертикальные компоненты сейсмического воздействия, значения $S_{ve}(T)$, определяются следующими выражениями на соответствующих условиях

$$0 \leq T_v \leq T_{Bv}: \quad S_{ve}(T) = a_{vg} S [1 + (T_v / T_{Bv}) (3,0\eta - 1)], \quad (2.23)$$

$$T_B \leq T_v \leq T_{Cv}: \quad S_{ve}(T) = a_{vg} S \eta 3,0, \quad (2.24)$$

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

$$T_C \leq T_v \leq 4с: \quad S_{ve}(T) = a_{vg} S \eta 3,0 (T_{Cv} T_{Dv} / T_v^2), \quad (2.26)$$

где T_v – период колебаний в вертикальном направлении, с; a_{vg} – расчетное ускорение грунта в вертикальном направлении; T_{Bv} , T_{Dv} , T_{Cv} – минимальное и максимальное значения периодов для вертикальной компоненты.

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

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 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.2.8).

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.2.9).

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.

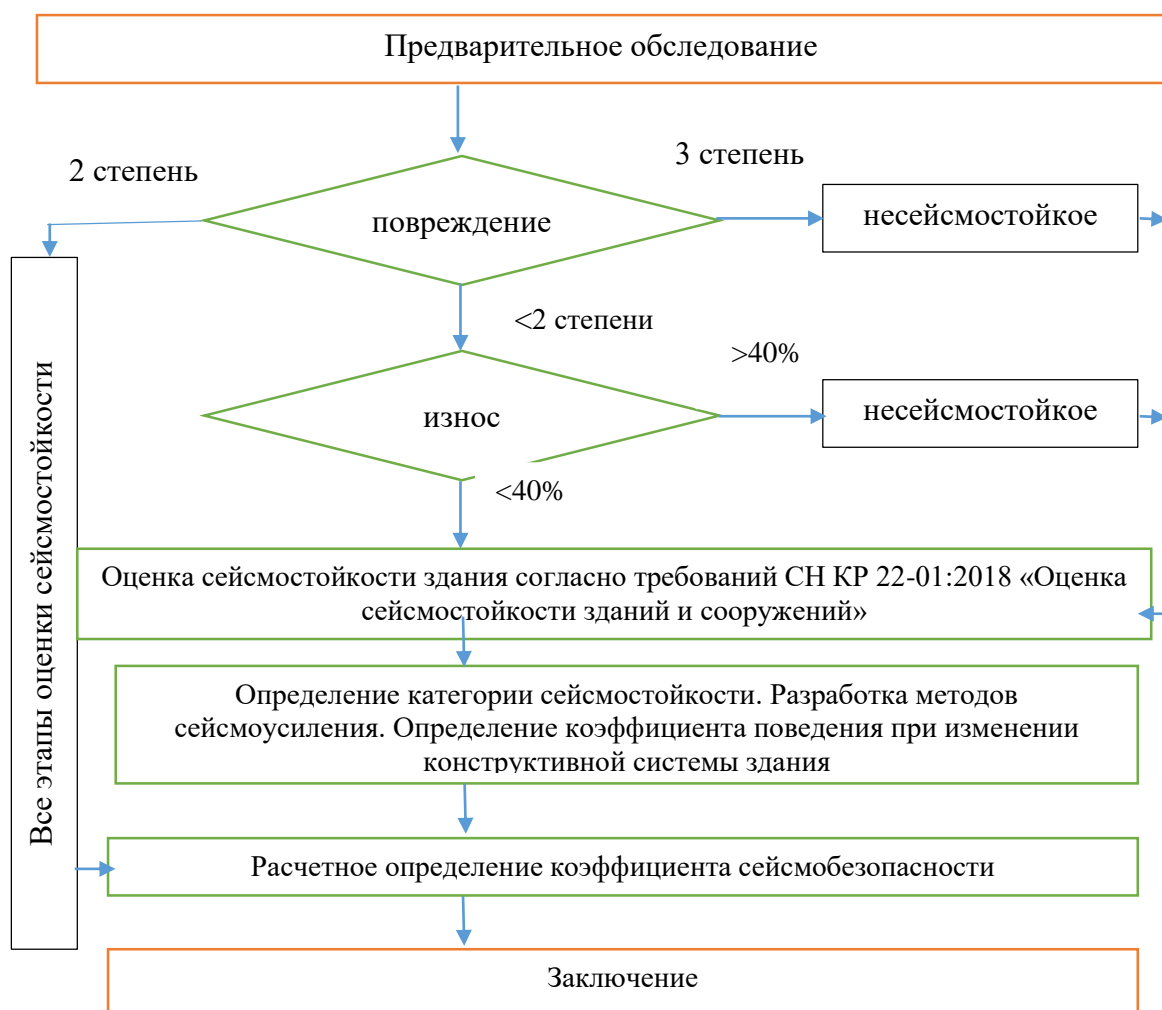


Рисунок 2.8 – Общая блок-схема

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 км, который учитывает захват города в целом в пределах одного или просто несколько образцов. 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.

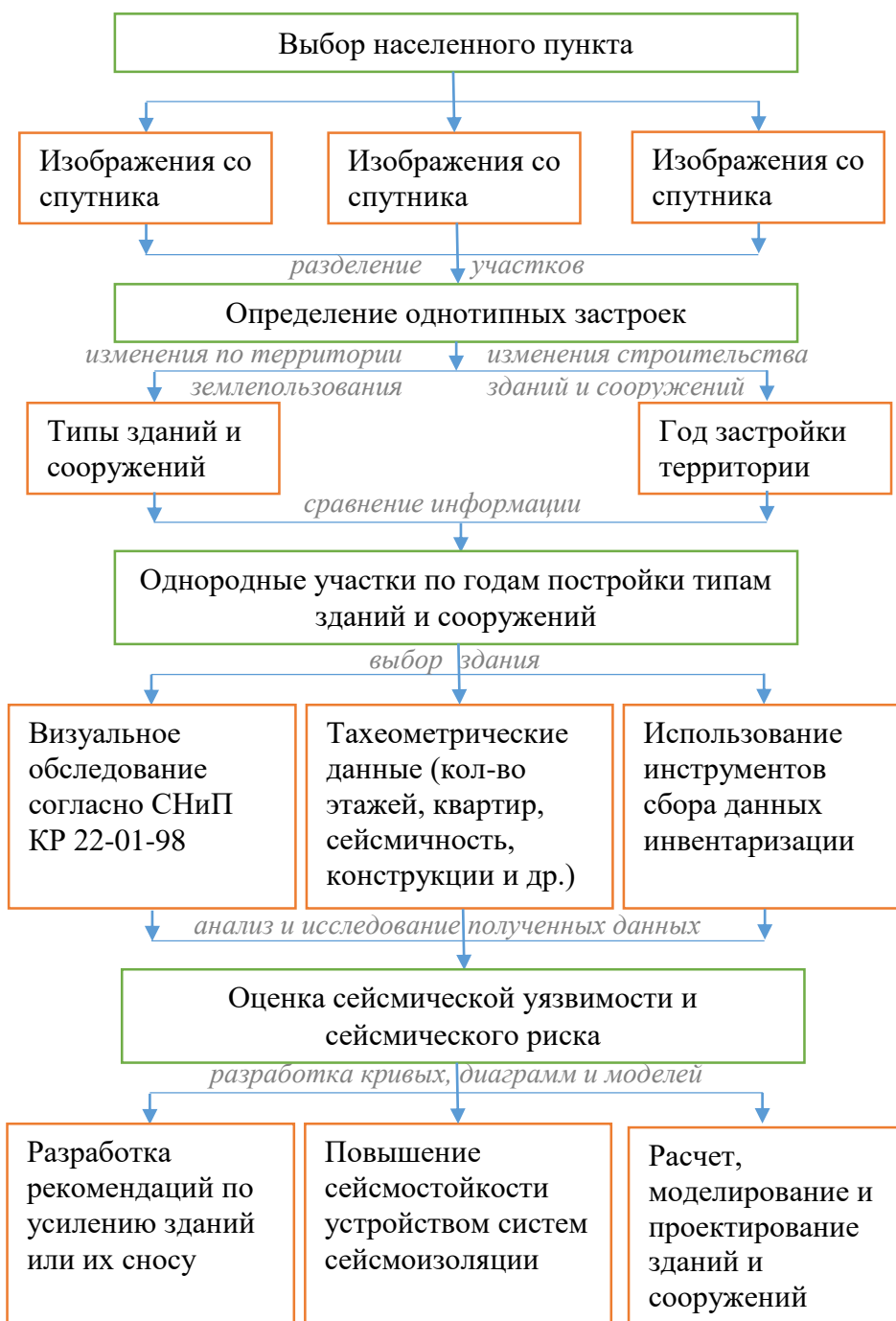


Рисунок 2.9 – Алгоритм ускоренной оценки сейсмической уязвимости и повышения сейсмостойкости зданий и сооружений

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.2.10). Две линии теоретически должны пересекаться в позиции 3D точки, которая генерировала два прогноза.

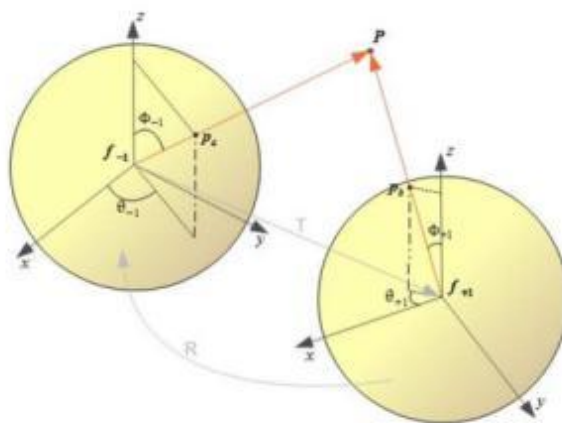


Рисунок 2.10 – Два всеобъемлющие фреймы в виде сферических образов, их центры и ориентации определяют две системы отсчета. Позиции центров даны GPS и принято перемещение камеры при получении образов

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, основанная 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.2.11). В результате объединения усилий и переработки получена 3D карта со зданиями и сооружениями [347].

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.2.12).



Рисунок 2.11 – Спутниковая съемка части города Бишкек [11]

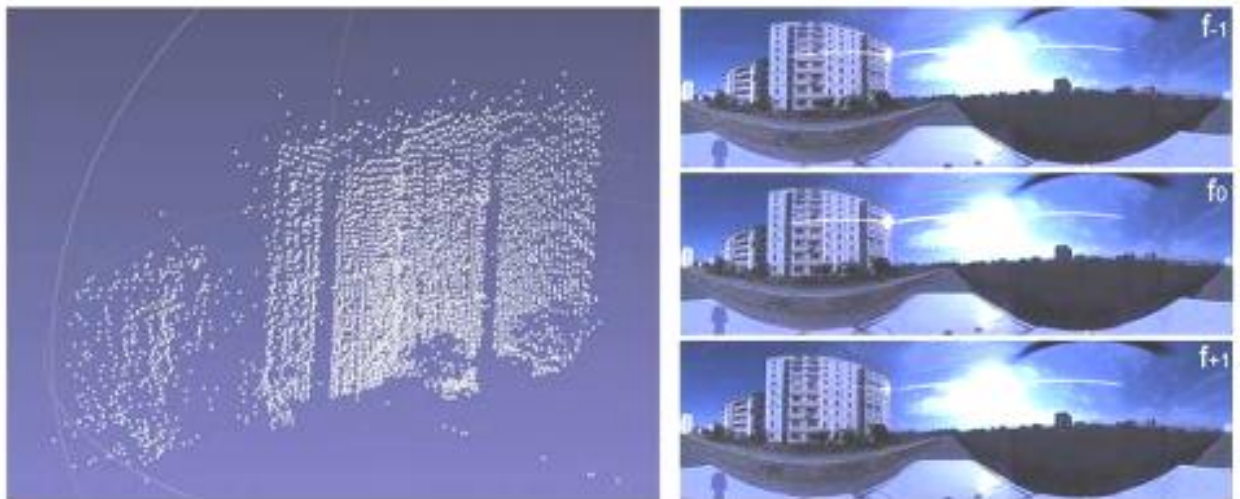


Рисунок 2.12 – Переработка изображения (слева) и общий вид здания на камере с всеобъемлющей камерой (справа)

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.2.1). 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 и районного центра в городе Карасуу (рис.2.13).

Таблица 2.1 – Соотношение типологии EMCA конструктивных решений зданий существующей застройки в городе и районном центре

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



Рисунок 2.13 – Процентное соотношение существующей застройки в городе и районном центре

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

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

Согласно принципам способа инженерного лечения 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.2.14 и 2.15);
- устройство металлических вертикальных связей жесткости [200, 201, 354];

– устройство сейсмоизолирующих опор [272, 274, 306].

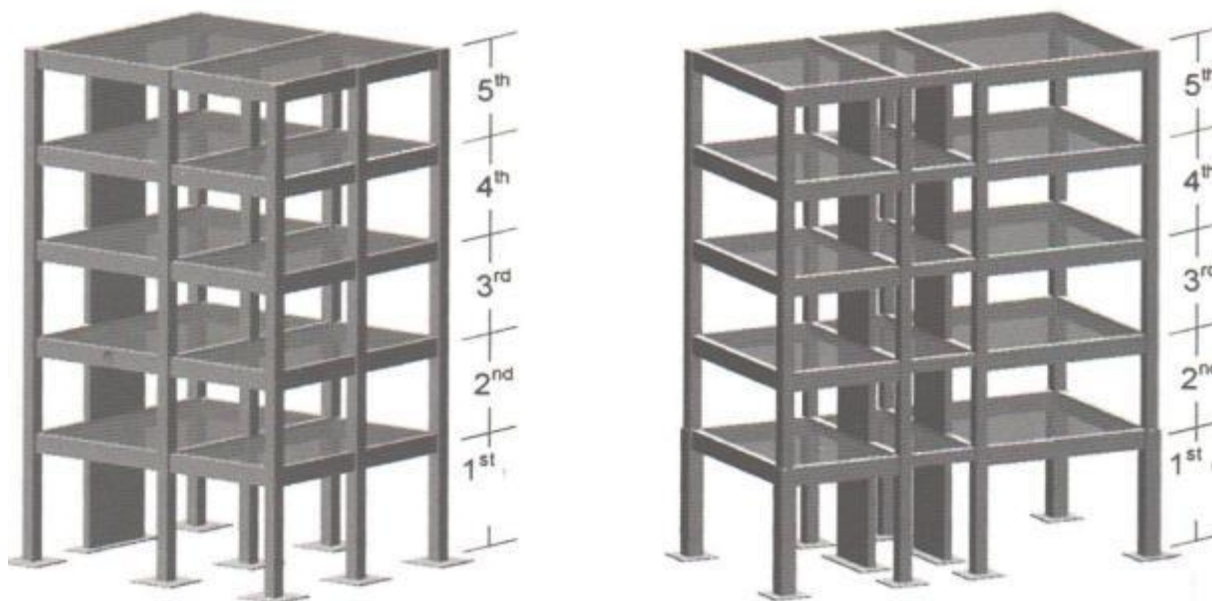


Рисунок 2.14 – Схема устройства одинарной и парной вертикальной диафрагмы жесткости в железобетонном каркасе

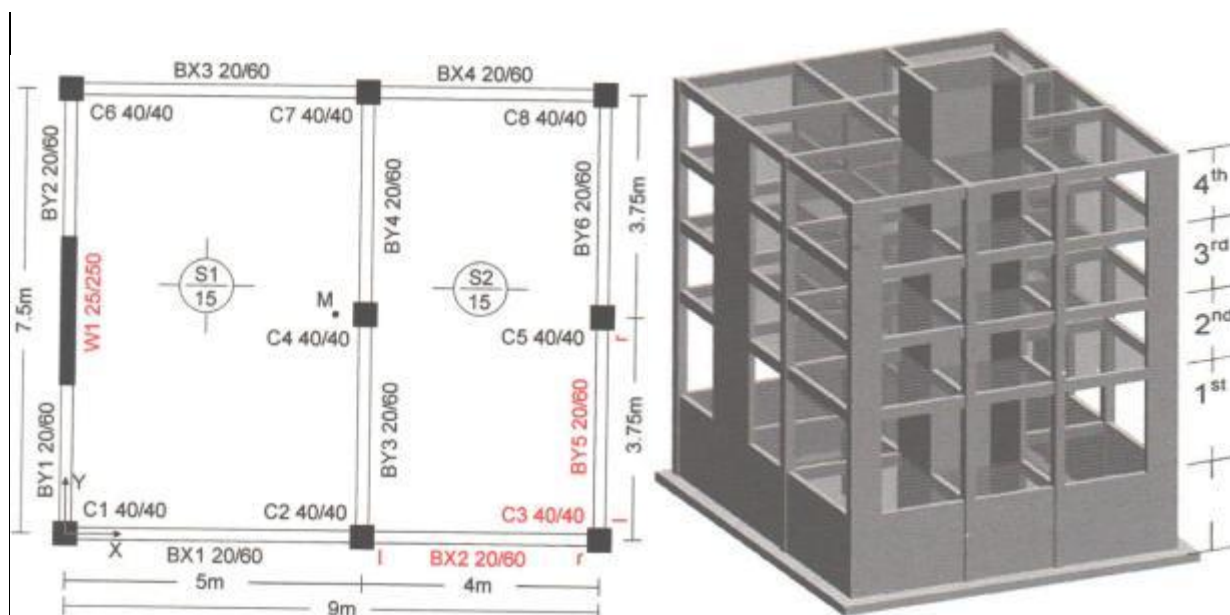


Рисунок 2.15 – Способы усиления каркасного здания: а) одна вертикальная стена жесткости в плане; б) усиление стены первого этажа и устройство Т- и П-образных вертикальных диафрагм жесткости

Сейсмостойкость существующих зданий можно обеспечить: перепрофилированием; снижением массы; усилением конструкций; изменением

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

2.2.4 Порядок расчета конструкций существующих зданий по линейным анализам для применения способа инженерное лечение

При использовании способа инженерного лечения здания выполняется расчет коэффициента сейсмической безопасности, который равно отношению фактической и требуемой расчетной несущей способности конструкций существующего здания. В качестве показателей фактической расчетной C и требуемой расчетной несущей способности D могут приниматься [39, 40, 157]: i) расчетные сейсмические нагрузки каждого этажа; ii) значения горизонтальной силы в основании или в уровне каждого перекрытия этажа здания; iii) значения усилий в сечениях конструкций при сейсмическом воздействии; iv) сопротивление вертикальных несущих конструкций на сдвиг; v) 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.2.16);
- 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.2.17);
- При необходимости определить усилия горизонтальной диафрагмы;
- Сравнить воздействия на элементах с критериями приемлемости.

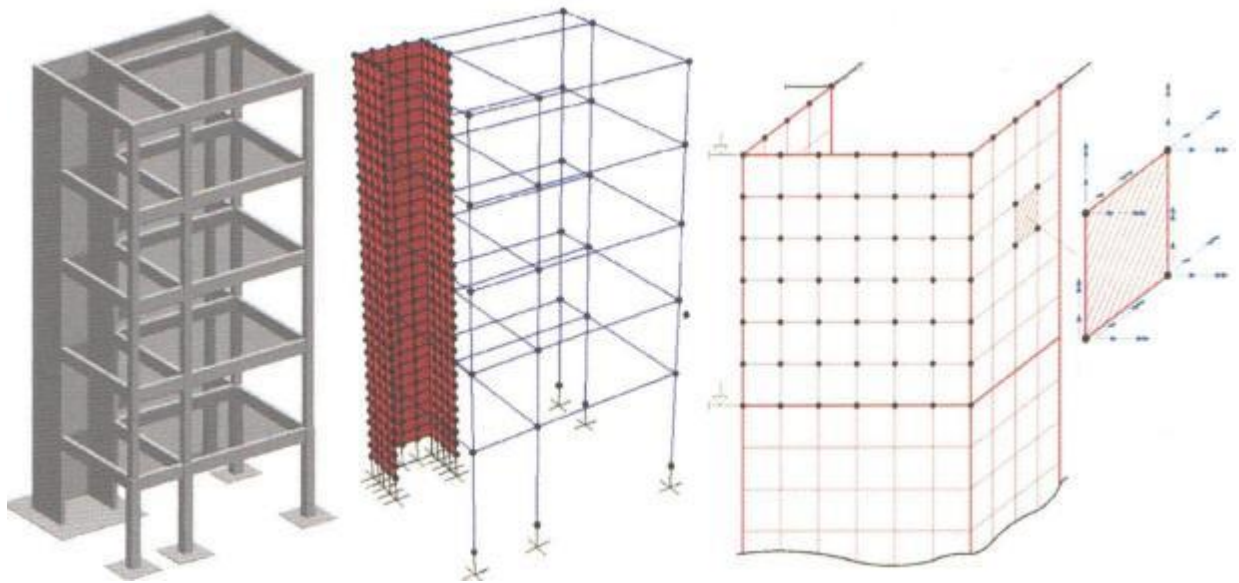


Рисунок 2.16 – Модели конечных элементов ЖБК, усиленные U-образной оболочкой

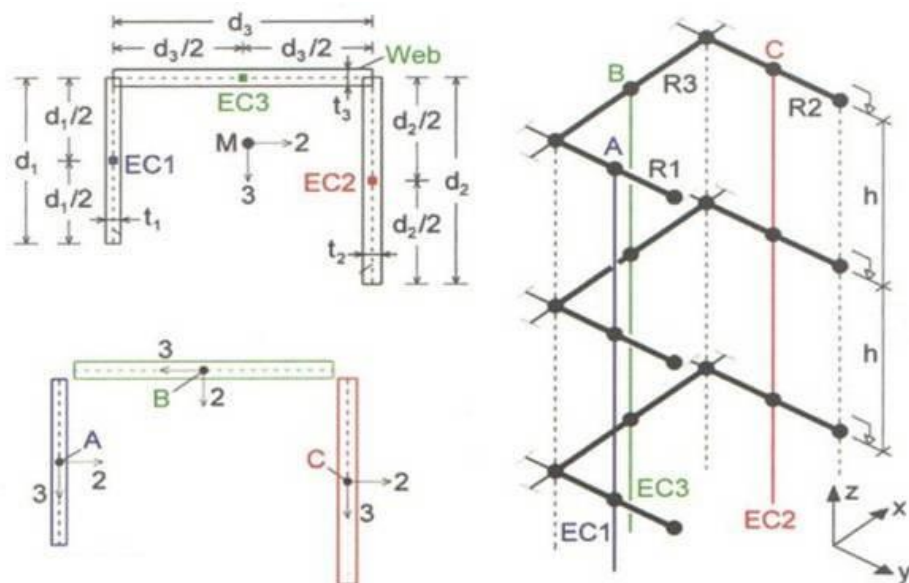


Рисунок 2.17 – Модель эквивалентной рамы для усиления здания

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.2.18).

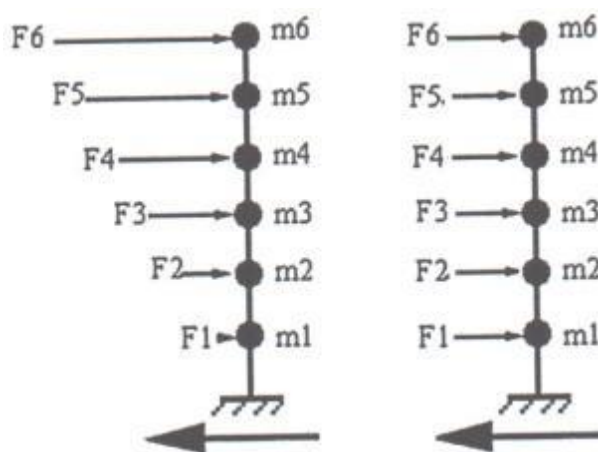


Рисунок 2.18 – Характерные виды воздействия поперечных сил: нарастающие и равномерные

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.2.2).

Таблица 2.2 – 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	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	1.4	1.2	1.1	1.0
Кирпичная кладка стен без армирования, Железобетонные, стальные с гибкими диафрагмами	1,0	1,0	1,0	1,0

Для ускоренного определения показателей C 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.

2.2.5 Определение численного значения коэффициента сейсмической безопасности здания существующей застройки

При инженерном лечении численное значение сейсмической безопасности (коэффициент сейсмостойкости r_s) не должно превышать отношения фактической расчетной несущей способности C к нормативной расчетной несущей способности D рассматриваемой конструктивной системы, значение которой имеет предел согласно СН КР 22-01:2018 [157]. Это отношение определяется по формуле:

$$r_s = \frac{C}{D}, \quad (2.27)$$

Существующие здания существующей считаются сейсмостойкими, если их конструктивные решения будут иметь не меньшее значение коэффициента сейсмической безопасности r_s по СН КР 22-01:2018 [157].

Существующие здания, не удовлетворяющие 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 метода должны выполняться.

Все новые конструкции усиления должны соответствовать положениям действующих строительных норм.

2.2.6 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.2.3). Расположение зданий выбраны с учетом охвата территории города Бишкек (рис.2.19) [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.

Таблица 2.3 – Характеристики выбранных зданий

#	Наименование	Год стр-ва	Кол-во эт.	Конструктивная схема	Кол-во датч-в	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

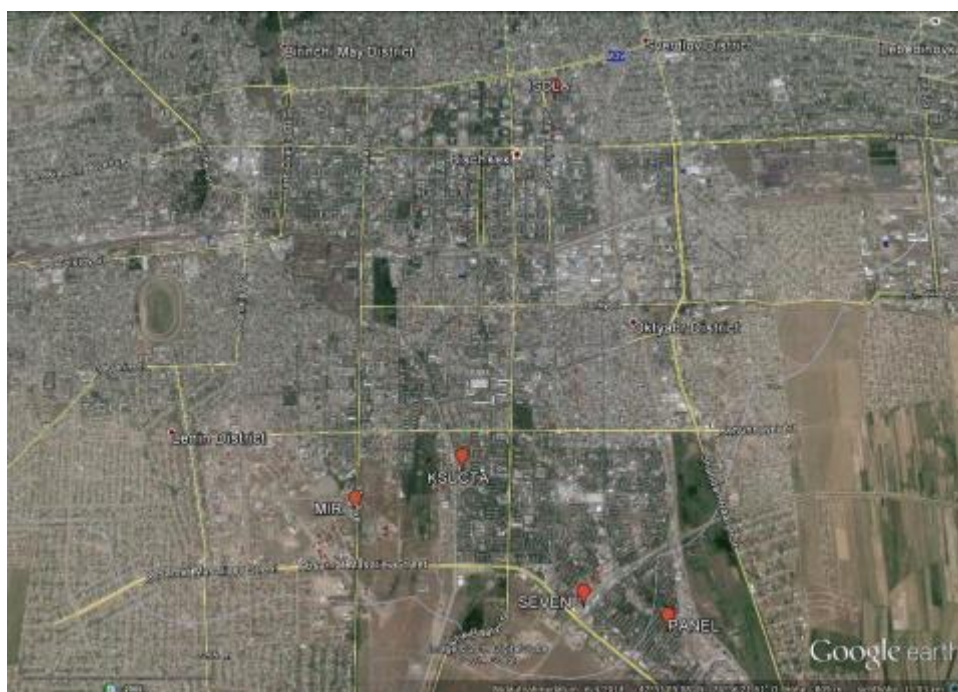


Рисунок 2.19 – Расположение 5 зданий, где установлены датчики наблюдения

Общественное здание КГУСТА построено в последние годы советских времен 1990-92гг. Конструктивные системы были выбраны разных классов уязвимости, с целью получения информации и анализа поведения при землетрясении.

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 надпорной части здания.

В диссертационной работе предлагается принять надпорную часть здания жесткой. При гибкой конструктивной системе, то есть рамного каркаса, требуется разработать проект и усилить несущие конструкции надпорной 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;

- расчетное определение сейсмической нагрузки на здание с учетом сейсмической опасности площадки строительства;

- создание модели здания без и с системой сейсмоизоляции в SAP2000 и 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. Поступательные перемещения и повороты металлических слоев как жестких тел в расчетах являются основными неизвестными. Таким допущением задачу расчета изгиба и устойчивости многослойной опоры (колонны) можно представить в виде одномерной.

2. Деформация каждого отдельного эластомерного слоя в виде резины принимается линейной. Такое предположение дает выбрать жесткостные параметры резиновых слоев использовать в линейном соотношении.

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 упругого многослойного элемента круглого сечения, состоящей из N одинаковых слоев металла и резины (рис.2.20).

В расчетном анализе считается, что деформируются только упругие эластомерные слои в виде резины, металлические слои являются абсолютно жесткими.

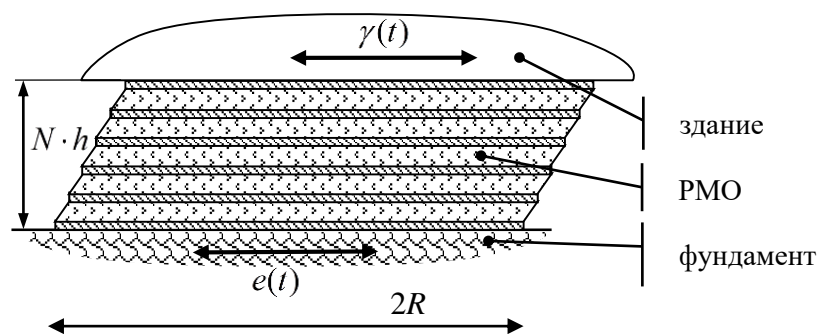


Рисунок 2.20 – Деформация опоры, простой сдвиг: R – линейный размер опоры; $e(t)$ – временная зависимость сдвига фундамента, $\gamma(t)$ – смещение надопорной части здания, N и h – количество и толщина резиновых слоев

Только в численном виде можно получить точное решение задачи теории упругости из-за учета тонкости резиновых слоев, которые потребуют немало усилий из-за достаточной сложности математических уравнений.

Принимается два параметра, имеющих малые значения: отношение толщины к размеру поперечного сечения слоя - h/R и отношение модуля сдвига и объемного сжатия - G/K . Это обстоятельство позволяет с достаточной точностью описывать деформации слоя при помощи асимптотической теории, предложенной в работе [87]. Изложим подход основанный асимптотическому анализу. Считается, что верхняя и нижняя поверхности слоя жестко соединены с соответствующими элементами и не деформируются, значит деформации малы.

Для основы расчета применяется основное уравнение теории упругости [83], зависящее от вектора перемещений \vec{U} и коэффициента Пуассона ν в виде:

$$(1-2\nu)\Delta\vec{U} + \nabla e = 0, \quad e = \text{div}\vec{U}, \quad (2.28)$$

В решение можно включить функцию относительного изменения объема e . Принимается жесткое защемление нижней части каждого слоя. Для верхней части можно задавать обозначения и параметры смещения. При этом не ограничивается общность многослойного элементы. Боковые поверхности слоя вокруг РМО в вертикальном направлении считается свободной.

Материал слабосжимаемый (коэффициент Пуассона ν близок к 0.5) из-за тонкой толщины резинового слоя, уравнения (2.28) содержат численные

параметры, зависящие от геометрических размеров и жесткостных характеристик РМО: $\varepsilon = h/R$ и $G/K \approx 1-2\nu$, где h - толщина резинового слоя, R - поперечный размер, G - модуль сдвига, K - модуль объемного сжатия. Для резин $G/K = 10^{-4} \div 10^{-3}$, а величина ε для многослойных элементов составляет несколько процентов. Таким образом, в решение задачи удобно ввести следующую величину в качестве параметра:

$$C = (1-2\nu) \frac{R^2}{h^2} = \frac{1-2\nu}{\varepsilon^2} \approx \frac{G}{K\varepsilon^2}. \quad (2.29)$$

Для используемых в строительстве РМО величина C лежит в пределах $0.1 \div 1$. По результатам проведения математических преобразований определены выражения, позволяющие определить жесткости РМО:

$$C_P = \frac{\pi R^2 K}{N \cdot h} \left(1 - \frac{2I_1(\lambda)}{\lambda I_0(\lambda)} \right) \quad (2.30)$$

$$C_G = \frac{\pi R^2 G}{N \cdot h} \quad (2.31)$$

$$C_B = \frac{\pi R^4 K}{N \cdot h} \left(\frac{1}{4} - \frac{I_2(\lambda)}{\lambda I_1(\lambda)} \right) \quad (2.31a)$$

$$C_Z = \frac{\pi R^4 G}{2N \cdot h}. \quad (2.31б)$$

В (2.30) приведена формула определения жесткости на сжатие РМО, где в скобках умножается величина ослабляющего фактора M по отношению к сжатию. В (2.31) приведена формула определения жесткости на сдвиг РМО, далее в (2.31a) для определения жесткости на изгиб, (2.31б) – для определения жесткости на кручение). На рис.2.21 приведен график M как функции C , значения параметра C приведены: $c=0,5; 1,0; 1,5$ и $2,0$ при $M=0,38; 0,515; 0,588$ и $0,636$ соответственно.

Таким образом, для реальных нагрузок резинометаллические опоры можно считать слабосжимаемыми. Приведем численные значения для вертикальной и горизонтальных жесткостей $K_z = 4.41 \cdot 10^3$ т/см, $K_x = K_y = 3.33$ 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.

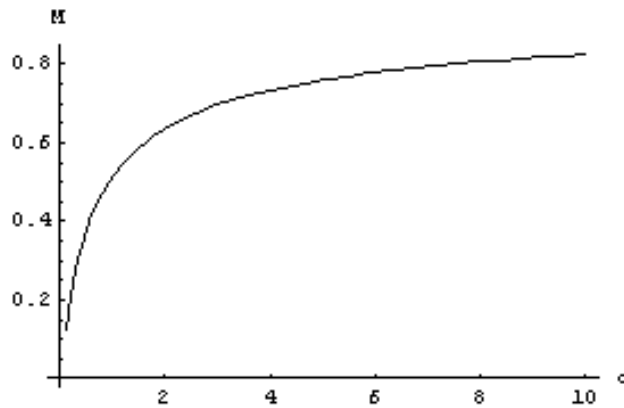


Рисунок 2.21 – Кривая ослабляющего фактора M как функции c .

В упрощенной модели, учитывающей зависимости для диссипативных и демпфирующих характеристик РМО, также как и вязкоупругие свойства резиновых слоев, можно определить динамические свойства РМО.

В модели с одной степенью свободы горизонтальная сила [271], приложенная к массе M , равна

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

где S - площадь верхней грани РМО, $\sigma(t)$ - компонент тензора напряжений σ_{zx} или σ_{zy} .

С учетом вязкоупругих свойств резины можно вычислить зависимость между напряжением сдвига $\sigma(t)$ и деформацией $\varepsilon(t)$, зависящей от мгновенного модуля сдвига G_0 , компонента $\varepsilon(t)$ тензора деформаций ε_{zx} или ε_{zy} и ядра релаксации $R(t - \tau)$, описывающее вязкоупругие свойства резины [124]:

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

Зависимость $R(\tau)$ аппроксимируется функцией (дробно-экспоненциальной), Ю.Н. Работнова [123, 124] с параметрами аппроксимации α, β :

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

Функция Ю.Н. Работнова в частотном представлении:

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

$$\varepsilon(t) = \frac{\gamma(t) - e(t)}{N \cdot h}$$

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

Учитывая сейсмическое колебание в виде зависимости смещений земной поверхности (грунтового основания) $e(t)$ удобно найти смещение $\gamma(t)$ массы M с учетом вязкоупругости резиновых слоев РМО

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

где $\omega_0 = \sqrt{\frac{SG_0}{N \cdot h \cdot M}}$ - частота колебания.

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) есть возможность определить величины φ и γ_0 с учетом линейных независимостей функций $\sin(\omega t)$ и $\cos(\omega t)$

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

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 2.22.

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.2.22).

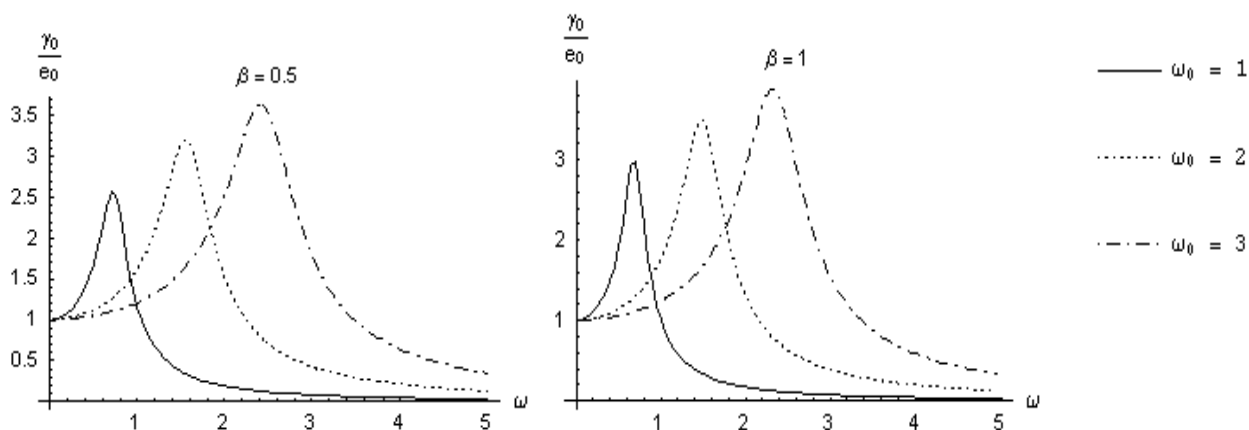


Рисунок 2.22 – Зависимости коэффициента демпфирования РМО γ_0/e_0 от частоты вынуждающих колебаний ω

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, считаем G_0 мгновенной жесткостью резины, а ядро релаксации $R(t-\tau)$ обуславливает вязкоупругость и 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 энерговыведения 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]. Используя программный комплекс SAP2000 была создана модель 9-этажного здания из железобетонного каркаса. Здание имеет крестообразную форму в плане с размерами 30м x24м (рис.2.23). Высота здания от основания колонн до крыши - 34.45м: подвала - 3.6м, первого этажа - 3.2м, остальных восьми этажей - 3м, чердака - 3.65м.

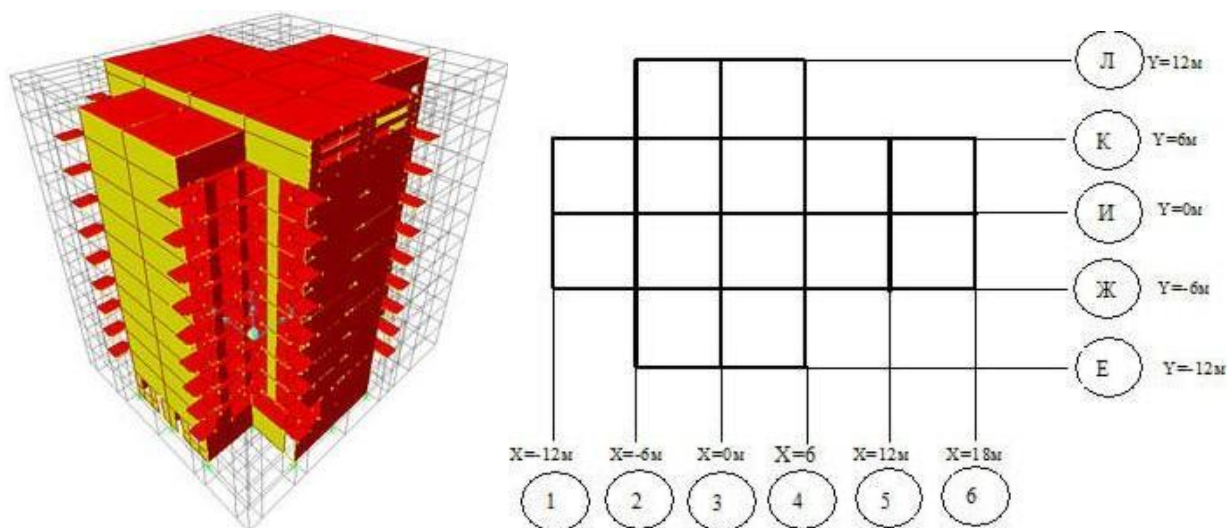


Рисунок 2.23 – Общий вид модели и план здания

Строительные материалы и конструкции в виде железобетона и стали приняты со следующими соответствующими физическими свойствами: плотностью 2.448 кг/м^3 и 7.981 кг/м^3 ; модулем упругости $2.531 \times 10^{10} \text{ н/м}^2$ и $2.039 \times 10^{11} \text{ н/м}^2$; коэффициентом Пуассона 0.2 и 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).



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

Для испытания на вибрацию данного макета использовался вибростенд лаборатории 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.

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. При разработке

методики анализированы отчеты по вибродинамическим испытаниям 14-этажного здания в Алматы [42], 3-х и 9-этажных зданий в Бишкеке [43, 44] и 9-этажного крупнопанельного здания в Ташкенте [45].

Для вибрационных испытаний разработана модернизированная мобильная вибромашина и современная регистрирующая аппаратура, комплект оборудования включал в себя:

- двигатели постоянного тока, для подвключения вибромашины с пульта управления, мощностью 11, 18 и 55 кВт;
- три двухвальных виброблоков, которые соединены воедино и с горизонтальными осями вращения рычагов;
- дебалансы – доборные грузы, навешиваемые на рычаги вибраторов;
- пульт управления, регулирующий плавное изменение частоты вращения вала двигателя.

Для экспериментальных исследований вибромашина была установлена на покрытии испытательной платформы на специальной раме таким образом, чтобы равнодействующая возбуждаемых ими сил совпадала с геометрической осью платформы в направлении цифровых осей.

Принятая схема установки вибромашины, которая жестко закреплена не соблюдая геометрические параллели с платформой, позволила смоделировать пространственный характер сейсмического воздействия на платформу и возбуждать циклические колебания поступательного характера. В результате достигнута получить нелинейное и крутильное 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 на платформу

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 увеличивая частоты вращения дебалансов (прямой резонанс), а затем – уменьшая частоты вращения (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.

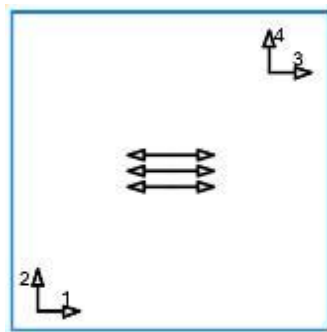


Рисунок 2.27 – Схема расстановки датчиков-акселерометров для записи колебаний

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 ускорениях для скальных грунтов [156].

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

Апробация испытательной платформы на нелинейное и крутящие колебания при экспериментальных исследованиях натурального двухэтажного здания из легких стальных тонкостенных конструкций, реализован динамический характер нагружения здания. Применение вибрационной машины при экспериментах позволило реализовать динамические характеристики

испытательной платформы и смоделировать основные особенности его поведения 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 зданием 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.

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 2.4.

Таблица 2.4 – Характеристики этапов испытаний

Этапы	Мощность двигателя (кВт)	Количество дебалансов	Этапы	Мощность двигателя (кВт)	Количество дебалансов
I	11	0	VI	18	32
II	11	32	VII	18	32
III	11	32	VIII	55	32
IV	11	32	IX	55	32
V	11	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.

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

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 осуществлялись:

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

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

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.

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

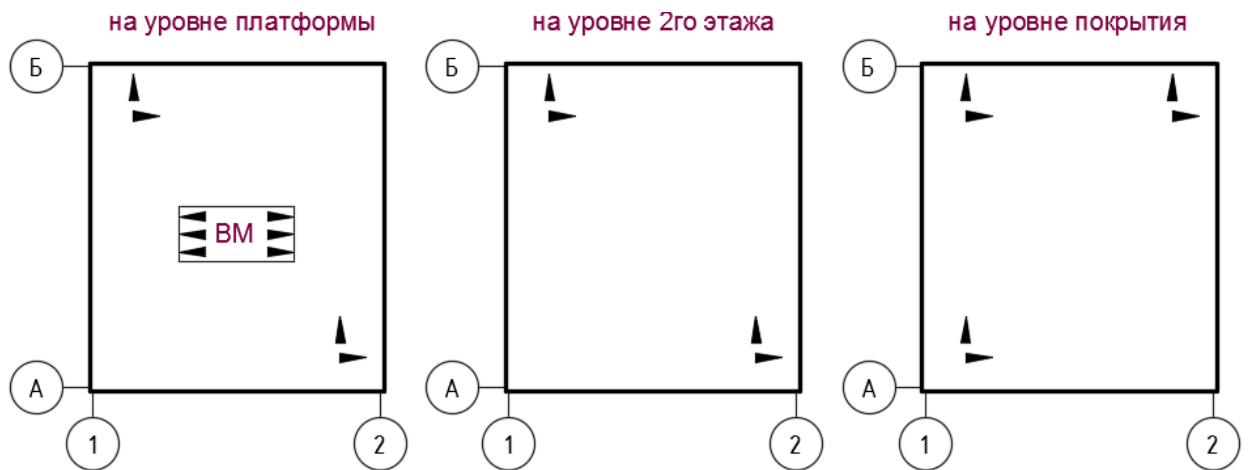


Рисунок 2.30 – Схема расстановки акселерометров (датчиков) на этапе I, II, III.

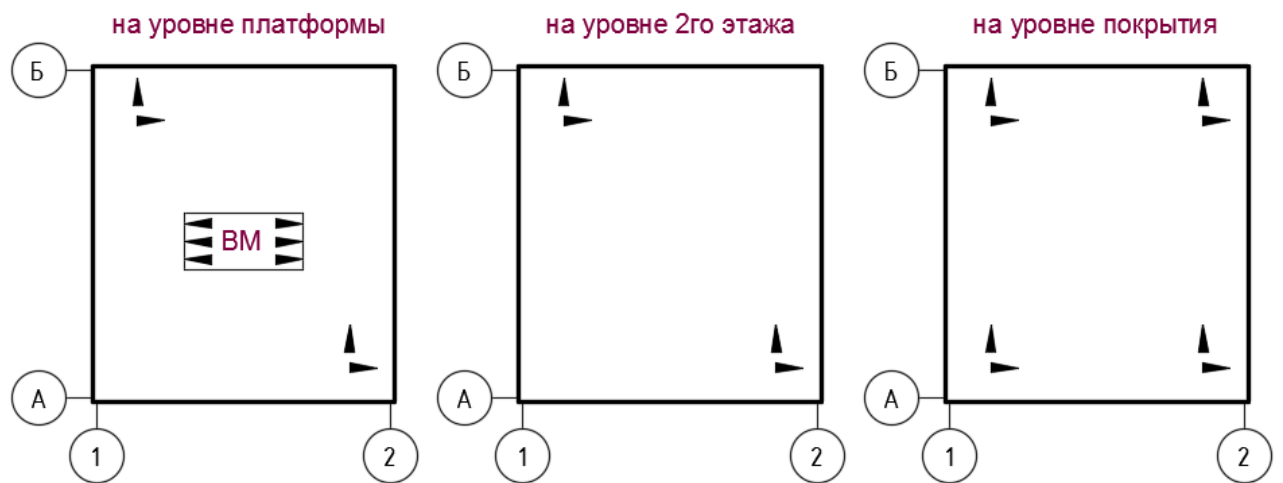


Рисунок 2.31 – Схема расстановки акселерометров (датчиков) на этапах IV - IX.

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 с учетом вязкоупругих свойств резины, где задана численная зависимость смещений основания во времени $e(t)$ и определено горизонтальное смещение во времени $\gamma(t)$ массы здания M . 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 ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНО-ТЕОРЕТИЧЕСКОЙ 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 горизонтальных пиковых ускорений скальных грунтов

Сейсмическая опасность площадок строительства определяются через значение горизонтальных пиковых ускорений грунтов a_g , зависящих от референтных значений горизонтальных пиковых ускорений на рассматриваемой площадке строительства при скальных грунтах a_{gR} , а также коэффициентами, характеризующими влияние фактических грунтовых условий $S(a_{gR})$ и топографических сайт-эффектов S_T

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

Сайт-эффекты усиления сейсмических воздействий складывается интерполяцией, принимая в основаниях возвышенностей $S_T = 1,0 \div 1,4$.

Горизонтальное сейсмическое воздействие описывается через спектр расчетных реакций $S_d(T)$ и $S_{dv}(T_v)$, определяемые по рис.3.1 и по следующим уравнениям

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

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

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

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

где: k и β – показатель степени и нижней границы спектра упругих реакций для расчетного анализа; q – коэффициент поведения.

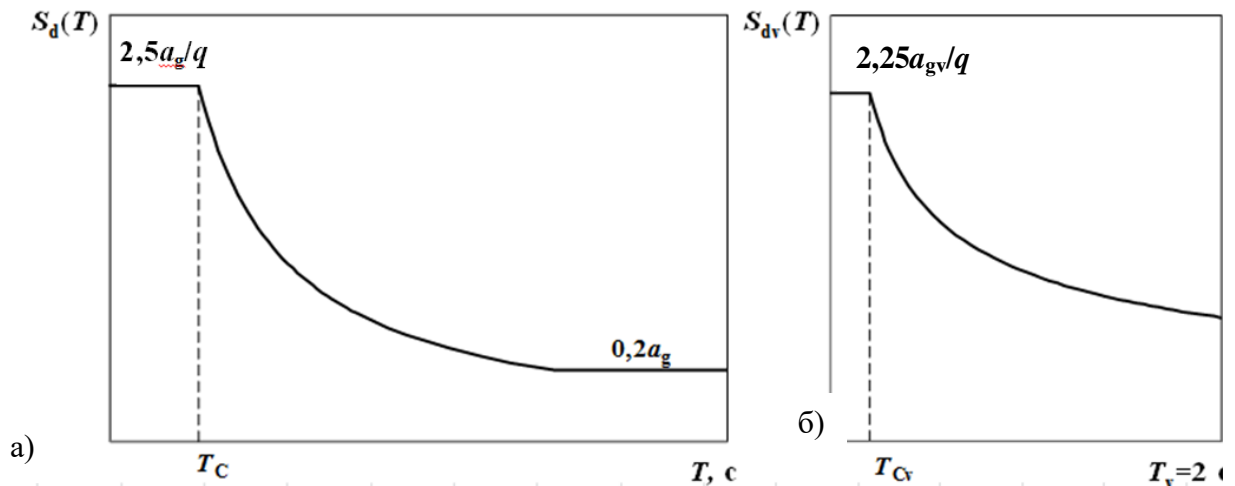


Рисунок 3.1 – Спектры расчетных реакций, характеризующие две горизонтальные (а) и вертикальную (б) компоненты сейсмического воздействия

3.1.2 Выявление расстояния строительной площадки от линии сейсмогенерирующего разлома

Выявлена проблема определения пиковых ускорений грунта в зонах влияния активного разлома. Фактические грунтовые условия площадки строительства могут повысить силу колебания в зависимости от расстояния сейсмогенерирующего разлома.

Значение коэффициента $S(a_{gR})$ для выбранной площадки строительства в зоне влияния разлома (для примера 4 зоны влияния Ыссык-Атинского разлома, рис.3.2), умножается на коэффициент k_{gF} , учитывающий расстояние от площадки строительства до магистральной линии разлома, определяется выражением:

$$1,0 \leq k_{gF} = 1,25 - 0,0002R \leq 1,2. \quad (3.6)$$

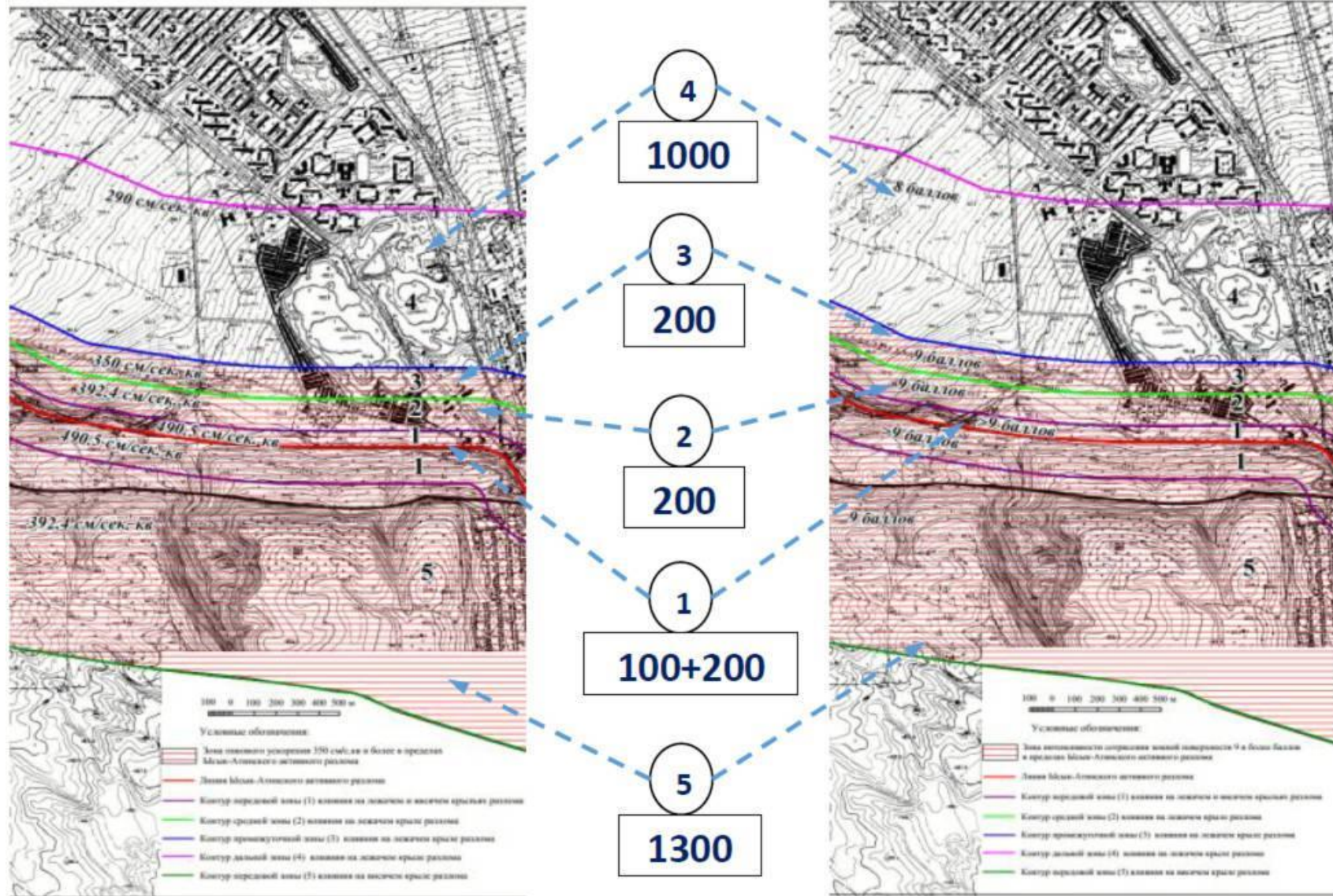


Рисунок 3.2 – Зоны влияния Ыссык-Атинского активного разлома, в метрах

При этом значение коэффициента k_{gF} для другого разлома можно применять модифицируя предельные значения в зависимости от величин максимальной моментной магнитуды для каждого типа разлома и его сегментов.

3.2 Определение расчетных сейсмических нагрузок на здания и сооружения

Расчеты зданий выполняются с представлением жесткого соединения несущих конструкций надземных и подземных элементов конструктивной системы и основания. А при расчете с активными системами сейсмозащиты учитывается передача сейсмических сил на надпорную часть здания.

В горизонтальном или вертикальном направлении для i -й формы его собственных колебаний расчетные сейсмические нагрузки F_{ik} или F_{ikv} на здание, приложенная к точке k определяются с учетом от коэффициента ответственности γ_{Ih} или γ_{Iv} ; значений спектров реакций $S_d(T_i)$ или $S_{dv}(T_{vi})$; периодов колебаний T_i или T_{vi} ; модальной массы m_{ik} ; коэффициента деформирования η_{ik} по следующим формулам

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

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

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

Значения коэффициента η_{ik} могут быть определены в соответствии норм проектирования в сейсмостойком строительстве [156].

В зависимости от безопасности людей и защиты населения в период землетрясения здания подразделяются в зависимости от функционального назначения (на четыре класса I- IV) и этажности (на пять классов I-V), для каждого из них присваиваются соответствующие численные значения. В зависимости от классов ответственности по назначению и этажности значения

коэффициентов принимаются при определении горизонтальных (в пределах от 0,5 до 1,8) или вертикальных (в пределах от 0,5 до 1,5) компонент сейсмических воздействий [156].

При проектировании конструкции зданий на сейсмические воздействия конструктивные схемы зданий подразделяются на следующие категории, для которых должны соблюдаться разные условия:

$$\text{регулярные: } \frac{d_{e,k} \cdot h_{k+1}}{d_{e,k+1} \cdot h_k} \leq 1,25; \quad \sqrt{\frac{m_j \cdot c_{j-1}}{m_{j-1} \cdot c_j}} \leq 1,25 \quad (3.10)$$

$$\text{умеренно нерегулярное: } 1,25 < \frac{d_{e,k} \cdot h_{k+1}}{d_{e,k+1} \cdot h_k} \leq 1,5; \quad 1,25 < \sqrt{\frac{m_j \cdot c_{j-1}}{m_{j-1} \cdot c_j}} \leq 1,5 \quad (3.11)$$

чрезмерно нерегулярным по высоте относятся конструктивные системы не отвечающие условиям (3.10) и (3.11). Обозначение получены из строительных норм проектирования в сейсмостойком строительстве [156].

Следующие особенности проектирования зданий и сооружений с учетом требований по сейсмостойкому строительству позволили разделить конструктивные системы по критериям регулярностей:

- модель конструктивной системы или решения может быть в упрощенной плоской или пространственной форме;
- метод расчета может быть упрощенным расчетом (метод поперечных усилий) или модальным расчетом спектров упругих реакций;
- значение коэффициента поведения q , который должен иметь заниженное значение нерегулярных по высоте зданий.

Регулярность конструкций в расчетном анализе и проектирование, а также характеристики регулярности здания в плане и по высоте рассматриваются по отдельности.

В зависимости от класса ответственности здания линейно-упругий расчет осуществляется с применением двух моделей плоскости в горизонтальном направлении, 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 осуществляется на пространственной расчетной схеме. Расчетное сейсмическое воздействие приложено вдоль их ортогональных горизонтальных и поперечных направлений. Для зданий с элементами, воспринимающими нагрузки в двух перпендикулярных направлениях, эти два направления рассматриваются в качестве основных.

Значение коэффициента поведения, которое уменьшает сейсмическое воздействие от 1,0 до 5,0, определяется в зависимости от конструктивных решений здания [156].

Расчетные эффекты сейсмических воздействий в конструкциях соответствующих уровней нерегулярных по высоте здания принимаются с повышающими коэффициентами f_{vk}

$$1,0 \leq f_{vk} = 1,2 \cdot r_{ek} - 0,5 \leq q, \quad (3.12)$$

$$r_{ek} = \frac{d_{e,k} \cdot h_{k+1}}{d_{e,k+1} \cdot h_k} \geq 1,25 \text{ и } r_{ek} = \sqrt{\frac{m_j \cdot c_{j-1}}{m_{j-1} \cdot c_j}} \geq 1,25. \quad (3.13)$$

Центр масс на каждом этаже i вычислен для того, чтобы учитывать расположение масс, а также неопределенности в пространственной вариации сейсмических колебаний. Допускается смещение относительно требуемого

нормами положения центра масс в каждом направлении на величину случайного эксцентриситета

$$e_{ak} = \pm 0,05 \cdot L_k \cdot f_{ek}, \quad (3.14)$$

где L_k — размер перекрытия в перпендикулярном направлении в отношении воздействия сейсмических сил; f_{ek} — коэффициент нерегулярности здания в плане в k -этаже.

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

Псевдо-поперечная нагрузка в нижеприведенном уравнении (3.15) 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 (3.15).

$$V = m S_a W \quad (3.15)$$

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 рассчитываемый 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:

$$V = 0,75 W \quad (3.16)$$

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

$$V_j = [(n + j) / (n + 1)] (W_j / W) V \quad (3.17)$$

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

$$T = (0,1 \Delta_w + 0,078 \Delta_d)^{0,5} \quad (3.18)$$

где Δ_w и Δ_d - смещения вертикальных несущих элементов стен и диафрагм в плоскости от воздействия горизонтальной 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

$$T = m_t h_n^{3/4} \quad (3.19)$$

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; h_n – 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

$$T = 0,10 N \quad (3.20)$$

где N – количество этажей на дневной поверхности.

Вертикальное распределение псевдопоперечной силы предлагается определить выражением

$$F_x = C_{vx} V \quad (3.21)$$

$$C_{vx} = \frac{w_x \cdot h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i \cdot h_i^k} \quad (3.22)$$

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

$$F_{px} = \frac{1}{m} F_i \frac{w_x}{\sum_{i=1}^n w_i} \quad (3.23)$$

где F_{px} – общее усилие диафрагмы в уровне x ; F_i – поперечная сила, определяемая по формуле (3.21) 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 линейному статическому или динамическому расчетам, которых можно определить по выражениям

$$Q_G = 1.1 (Q_D + Q_L + Q_S) \quad (3.24)$$

$$Q_G = 0.9 Q_D \quad (3.25)$$

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 (3.26)

$$Q_{UD} = Q_G \pm Q_E \quad (3.26)$$

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 (3.27) или (3.28) когда силы, способствующие Q_{UF} , податливыми элементами конструктивной рамной системы, и далее приведенное уравнение (3.31) можно использовать и для других случаев

$$Q_{UF} = Q_G \pm \frac{Q_E}{mJ} \quad (3.27)$$

$$Q_{UF} = Q_G \pm \frac{Q_E}{m} \quad (3.28)$$

где: Q_{UF} – воздействие от временных, постоянных и сейсмических нагрузок; J – 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 (3.26), а деформация грунта определяется по (3.29) 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 (3.29).

$$m Q_{CE} \geq Q_{UD}. \quad (3.29)$$

Коэффициент m является функцией неупругого поведения, который 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 (3.30).

$$Q_{CN} \geq Q_{UF}. \quad (3.30)$$

Элементы, контролируемых 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.

Расчёт 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 перекаса этажа к его высоте рассчитывается по формуле

$$DR = [(k_b + k_c)/(k_b k_c)] (h/12E)V_c \quad (3.31)$$

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 (3.17).

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

$$v_{avg} = (1/m) [n_c/(n_c - n_f)] (V_j/A_c) \quad (3.32)$$

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 уровню 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 контролируемыми 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 контролируемыми 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 контролируемыми сгибанием. Балки, контролируемые сгибанием, оцениваются как контролируемые деформацией в соответствии с уравнением (3.32) 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 инженерного лечения конструкций здания, 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

$$v_{avg} = (1/m) (V_j/A_w) \quad (3.33)$$

где A_w – сумма поперечных сечений всех стеновых диафрагм жесткости в направлении воздействия сил; m – коэффициент модификации (табл.3.1), зависящее от уровня безопасности жизнедеятельности (УБ) и уровня непосредственного пребывания (УН).

Таблица 3.1 – 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

$$f_{br} = (1/m) [V_j / (s N_{br})] (L_{br} / A_{br}) \quad (3.34)$$

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.3.2)

Таблица 3.2 – 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 «инженерное лечение»

В качестве расчетных показателей C и D могут приниматься расчетные значение усилий в конструкциях здания. Рассмотрено 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 [156]. 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 инженерного лечения 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.3.3).

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 зданий существующей застройки (рис.3.4).

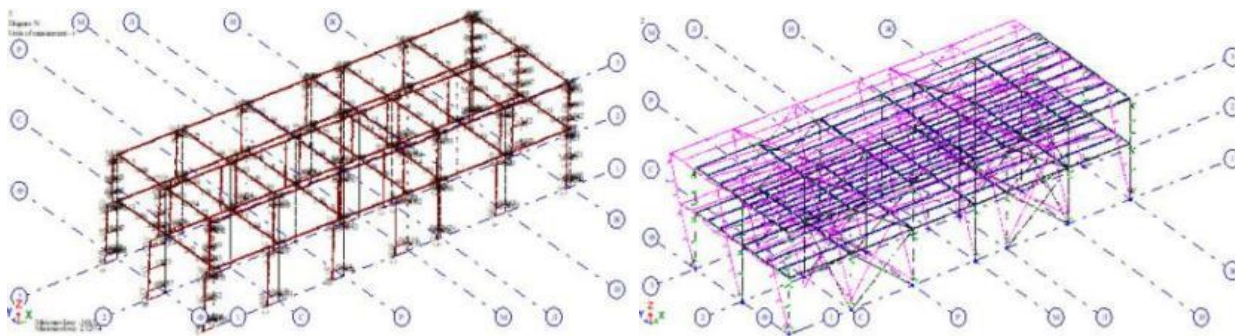


Рисунок 3.3 – Сборный железобетонный каркас до и после усиления

Несущая способность поперечной рамы до усиления показала максимальную силу 23,65 т и перемещение 83,4 мм (на рисунке 3.4 обозначен LP2) и после усиления максимальную силу 425,6 т и перемещение 29 мм.

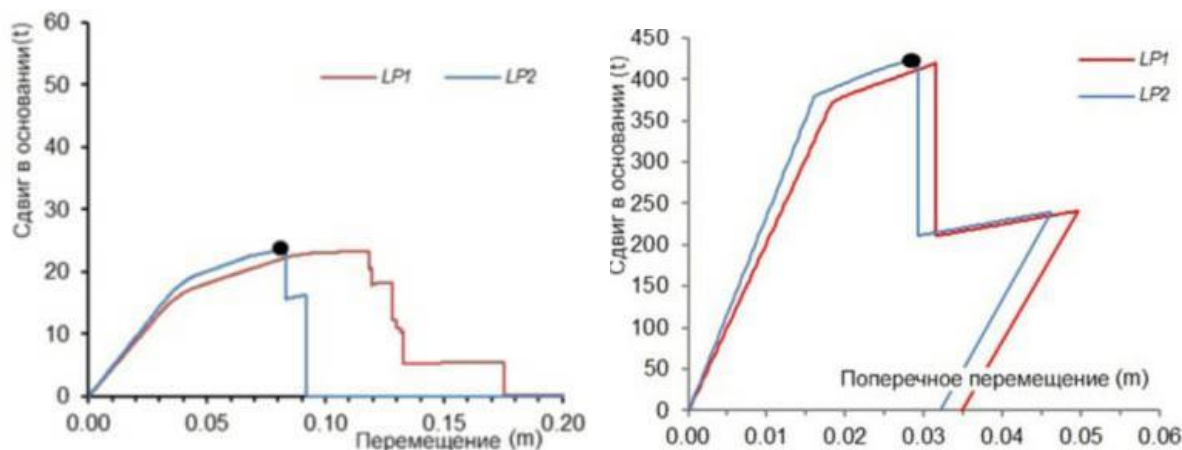


Рисунок 3.4 – Кривая несущей способности поперечной рамы до усиления (LP2: максимальная сила 23,65 т, перемещение 83,4 мм) и после усиления (LP2: максимальная сила 425,6 т, перемещение 29 мм)

Железобетонное каркасное двухэтажное здание анализировалось до и после усиления по программе Seismostruct и получена деформация усиленной конструктивной системы (рис.3.5).

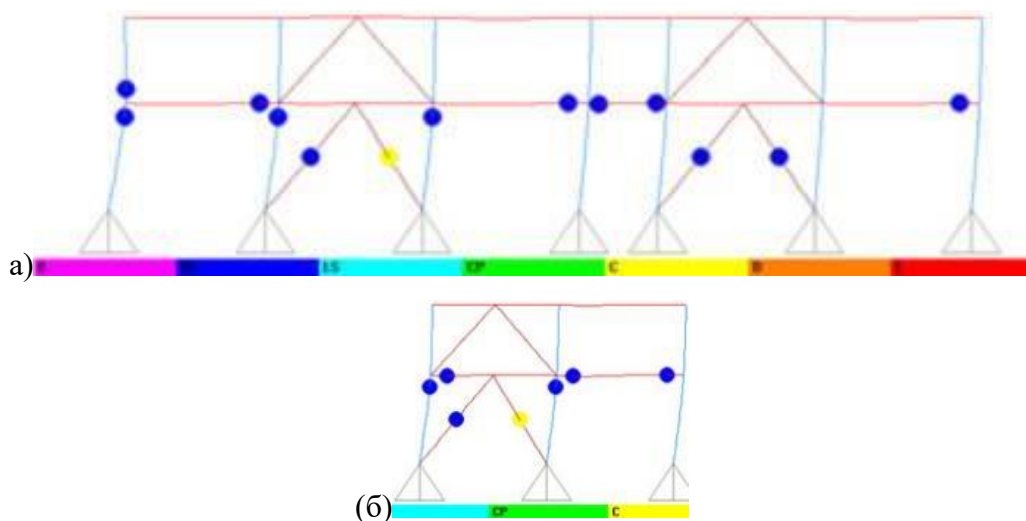
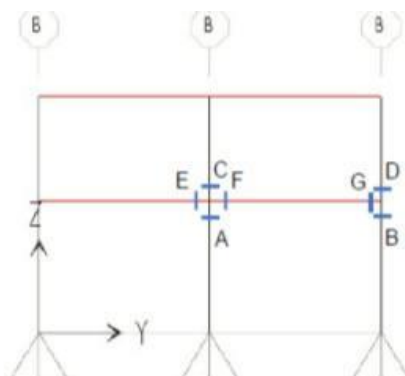


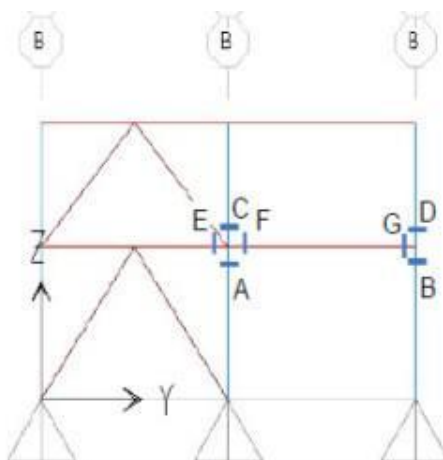
Рисунок 3.5 – Деформация усиленной конструктивной системы для схемы нагружения LP2, при максимальном воздействии допустимого сдвига (точки на кривых): а) продольная расчетная схема (перемещение 23 мм), и б) поперечная расчетная схема (перемещение 29 мм)

Определены недостаточная прочность несущей способности конструктивной системы до усиления и увеличение отношения расчетной фактической и требуемых несущих способностей после усиления (рис.36).

Недостаточная прочность (несущая способность) балки и колонны С по сравнению с требуемыми D, отношение C / D при изгибе 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. Наблюдается увеличение осевых сил в колоннах и ригелях, примыкающих к стальным 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 3.6 – 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.3.7). В расчетах вертикальные стеновые диафрагмы жесткости выбираются в виде или панелей, или конечных элементов, или плоской эквивалентной плоской колонны.

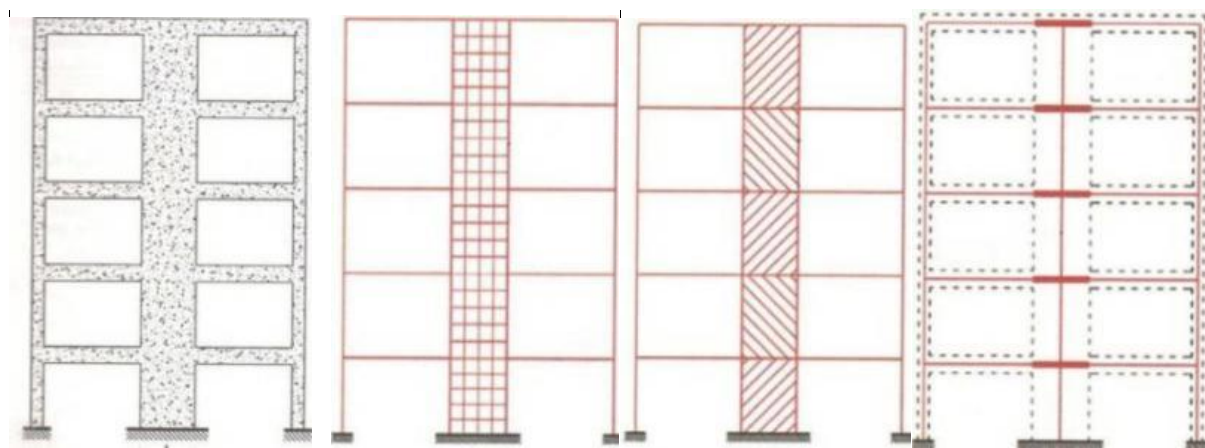


Рисунок 3.7 – Схемы усиления каркасно-стеновой конструкции и модели эквивалентного каркаса для плоской стены

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 собирательные элементы. Собиратели должны быть сконструированы в виде элементов, контролируемых усилием.

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.3.8). Если сдвиговые стенки армированы с ограниченными периферийными участками и другими положениями для вязких стен, то можно применить коэффициент m равен 3,0.

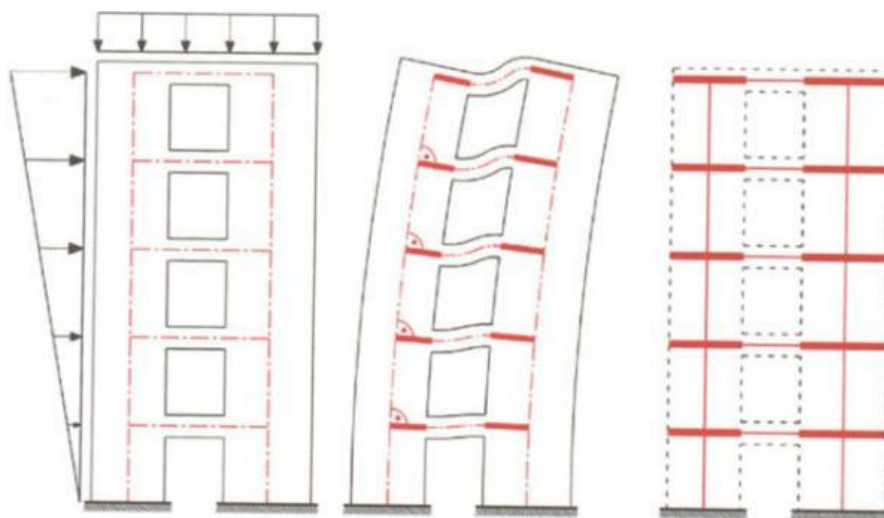


Рисунок 3.8 – Модель рамы в виде двух стен, соединенных перемычками

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 землетрясений 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 спектр 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 [156] и СН КР 22-01:2018 [157] 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 [11]. 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 [11].



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. Станция оснащена 24 битным CUBE дигитайзером, подключен к 4,5 Гц геофону (желтый)

Максимальное число записей осуществлялись до 40 точек измерений на одном здании [209]. 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 оставались 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 [209]. 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).

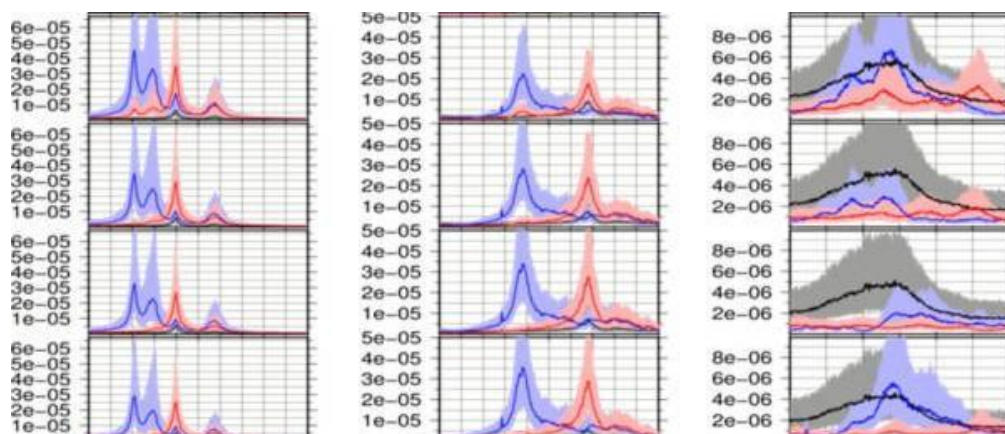


Рисунок 4.3 – Спектры записей по датчикам, установленных по вертикали, с учетом диапазонов частот (1-2 Гц; 3-5 Гц; 6-9 Гц)

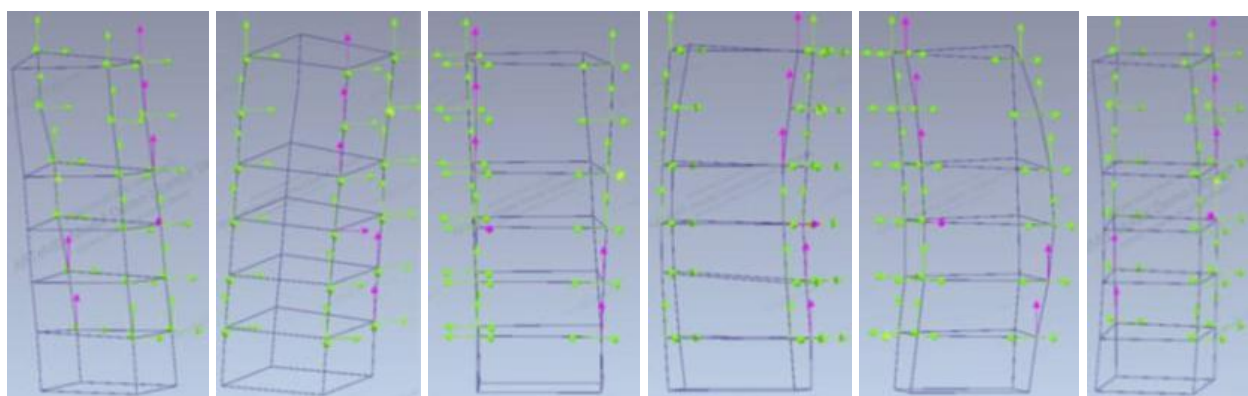
Спектры показывали две горизонтальные и вертикальные составляющие движения вдоль главной оси здания. Спектры анализированы (см. рис.4.3) по записям датчиков, установленных на колоннах по одной вертикальной линии, на разных частотных диапазонах (1-2 Гц; 3-5 Гц; 6-9 Гц), которые включают в себя основные 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).

Таблица 4.1 – Значения частот для зданий в частотной области

Частота [Гц]	Примечание	Частота [Гц]	Примечание
1.289	Изгиб	4.922	Кручение
1.387	Изгиб	7.07	Растяжение
1.563	Кручение	7.539	Изгиб + Кручение
4.809	Изгиб	8.301	Изгиб + Кручение
4.375	Изгиб		



$$f_{изг} = 1.29 \text{ Hz}, f_{изг} = 1.39 \text{ Hz}, \quad f_{круч} = 1.56 \text{ Hz} \quad f_{изг} = 4.81 \text{ Hz} \quad f_{изг} = 4.38 \text{ Hz} \quad f_{круч} = 4.92 \text{ Hz}$$

Рисунок 4.4 – Первые шесть форм колебаний здания по проспекту Мира

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-стенную 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 ЛИРА 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).

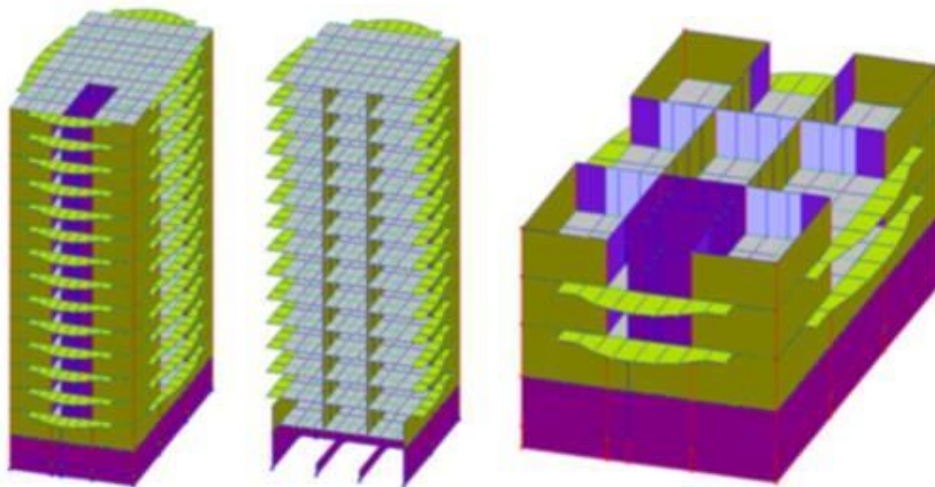


Рисунок 4.6 – Конечно-элементная модель здания по проспекту Мира

По модальному анализу Бринкера 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:

$$(K - \Omega \cdot M) \cdot \Phi = 0, \quad (4.1)$$

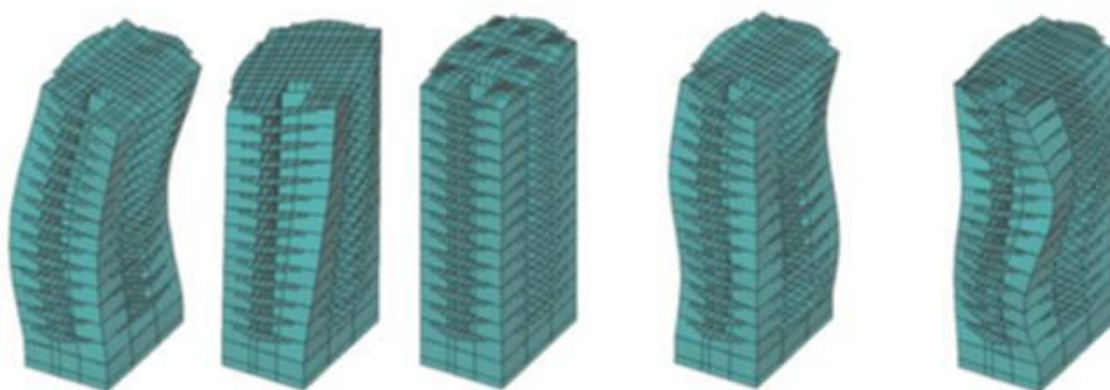
$$\Omega = \text{diag}\{\omega_i^2\}, i = 1, \dots, n \quad (4.2)$$

$$\Phi = \{\Phi_1, \dots, \Phi_n\}. \quad (4.3)$$

Здесь n – количество мод (форм) и N общее число степеней свободы. Для сравнения с записями, круговые частоты можно представить в виде

$$f = \frac{\omega}{2\pi} [\text{Hz}]. \quad (4.4)$$

На рисунке 4.7 показаны расчетные формы колебаний с соответствующими собственными частотами. Низкие частоты соответствуют изгибу и режиму крутильных колебаний. Для симметричной схемы существуют два ортогональных изгибных колебания с той же частотой. Симметрия нарушается расположением 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.



изг, 4.79 Hz; круч, 1.40 Hz; раст, 7.07 Hz; изг+круч 7.23 Hz; изг+круч, 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 внутри здания и с учетом расположения датчиков скорости

определены по равенствам $v_{\text{longitudinal}}=291\pm 4\text{m/s}$ и $v_{\text{transverse}}=369\pm 8\text{m/s}$. 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).

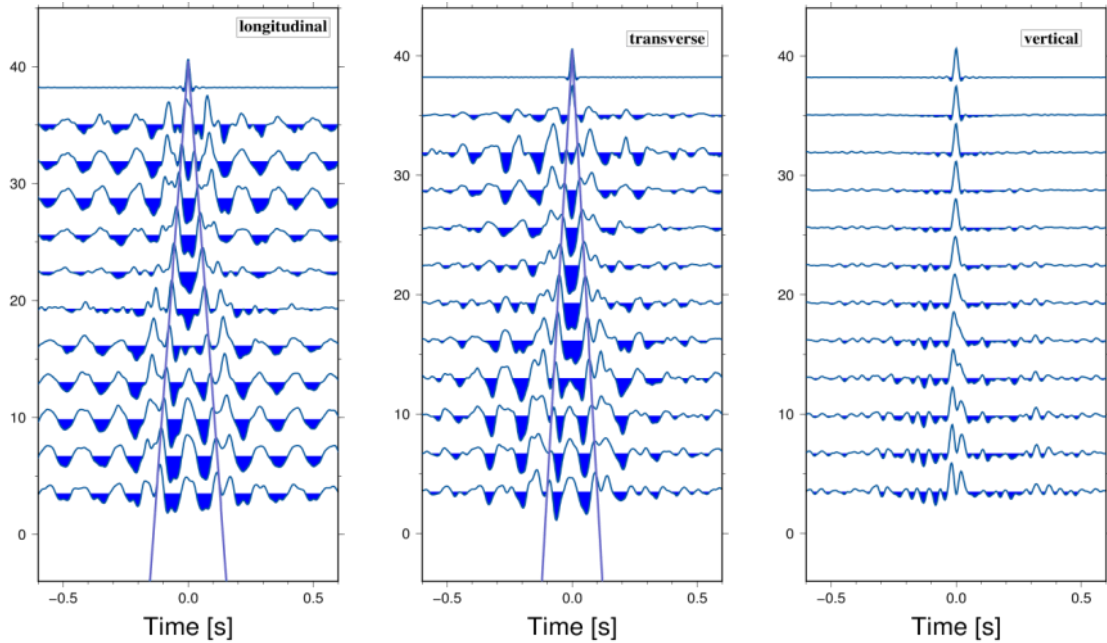


Рисунок 4.8 – Цифровое преобразование сигнала 11-этажа. Слева направо, результаты для продольной, поперечной и вертикальной компонент

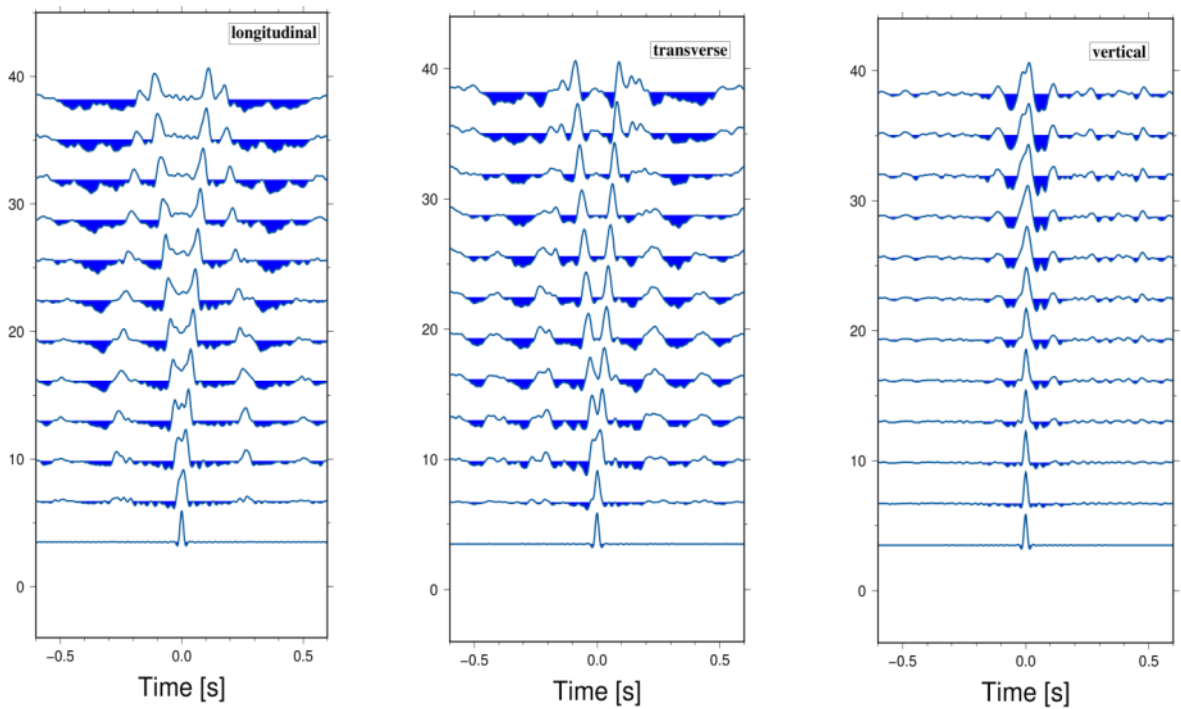


Рисунок 4.9 – Цифровое преобразование относительно нижнего датчика

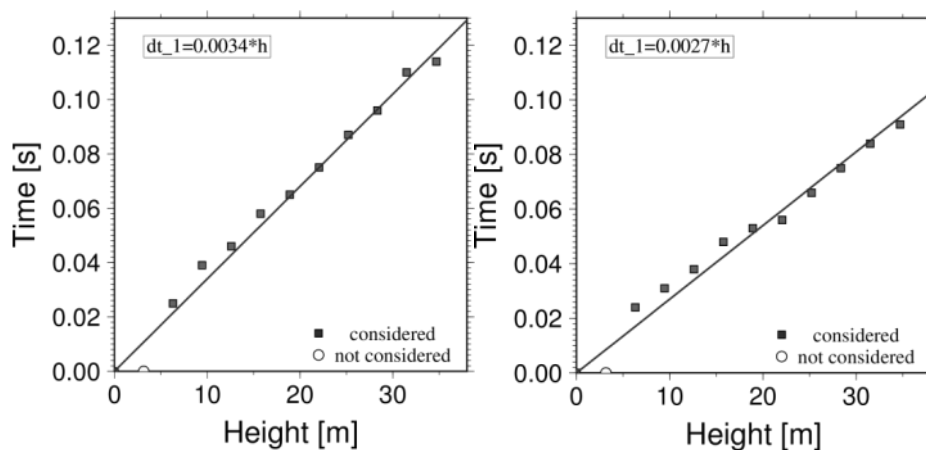


Рисунок 4.10 – Оценка медлительности скорости сигнала для цифрового преобразования. Слева - продольная; справа - поперечная составляющая

Поскольку отдельные зданий 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 замечена 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, при сейсмическом воздействии смещение здания $\gamma(t)$ определяется уравнением (2.36) без учета деформаций конструкции здания. Данное уравнение решается численно методом интегральных преобразований. Фурье-образ уравнения (2.36) имеет [121]:

$$-\omega^2 \gamma(\omega) + \omega_0^2 \cdot [1 - R(\omega)] \cdot (\gamma(\omega) - e(\omega)) = 0, \quad (4.6)$$

$$\gamma(\omega) = e(\omega) \cdot \frac{(1 - R(\omega))}{(1 - R(\omega)) - (\omega/\omega_0)^2}, \quad R(\omega) = \frac{1}{(i\omega)^{(1+\alpha)} + \beta} \text{ или}$$

$$\gamma(t) = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{+\infty} d\omega \cdot \exp(i\omega t) \cdot e(\omega) \cdot \frac{1 - R(\omega)}{1 - R(\omega) - (\omega/\omega_0)^2}. \quad (4.7)$$

В программе SAP2000 произведен расчет на воздействие произошедшего землетрясения с магнитудой 3.5, произошедшего в Аргентине 23 ноября 1977 года и землетрясения 19 июля 2000г. в северо-восточном Афганистане (Запись ускорений грунта была сделана на севере Кыргызстана на расстоянии 773км от эпицентра). Ускорения основания и надпорной части здания по времени приняты 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 ~85км от эпицентра землетрясения (рис.4.11). Параметры

активной сейсмозащиты в виде РМО соответствуют частоте $\omega_0 = 3 \text{ сек}^{-1}$ и $\beta = 0.5$. С помощью численного преобразования Фурье соотношения (4.7) рассчитывается приведенная зависимость $\ddot{y}(t)$. Выбор записей землетрясений осуществлялось в соответствии с форматом и базы данных колебаний в программе SAP2000 [121].

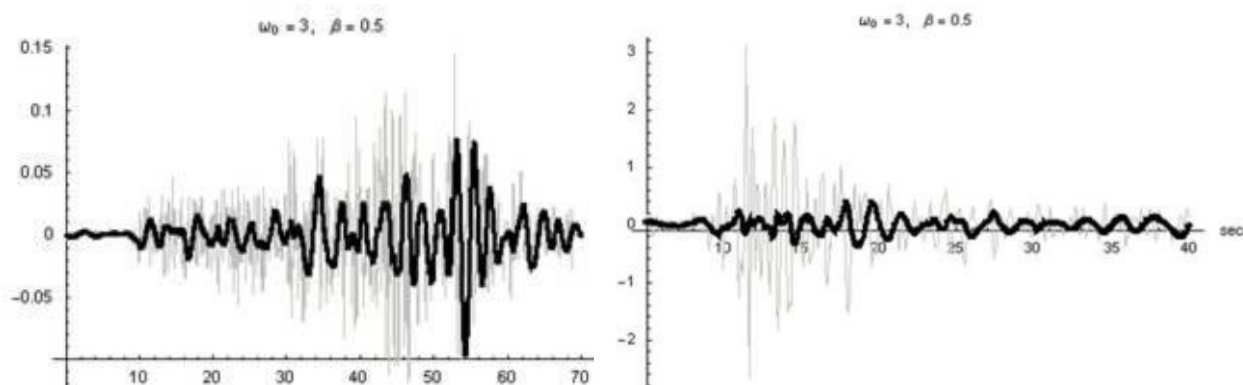


Рисунок 4.11 – Горизонтальные ускорения грунта и здания (жирная черная линия) при землетрясениях в Аргентине и Афганистане

Также посчитаны временные зависимости ускорений надпорной части здания $\ddot{y}(t)$ (рис.4.12) для разных значений собственных частот колебаний $\omega_0 = 1, 2, 3 \text{ сек}^{-1}$ и $\alpha = -0.6, \beta = 0.5$ по (2.34).

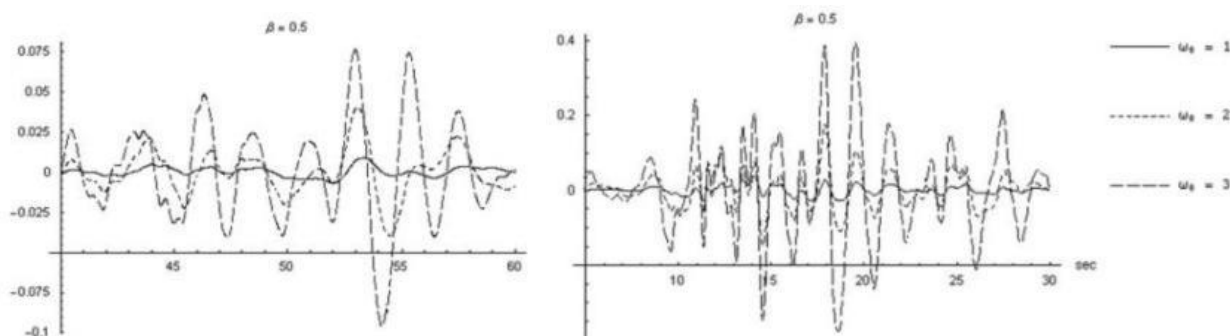


Рисунок 4.12 – Горизонтальные ускорения надпорной части здания $\ddot{y}(t)$ от времени, для разных частот ω_0 при землетрясениях в Аргентине и Афганистане

Величины собственных частот имеют разные значения и находятся в критической области, а колебание грунта представляется хаотичным. В течении продолжительности землетрясения амплитуда колебаний здания не вырастает. Из сравнения землетрясений в Аргентине и Афганистане видно: меньшая длительность Афганского землетрясения и 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.

Результаты расчетного анализа одномерной модели здания доказали эффективность применения РМО в качестве сейсмозащиты и позволили сформулировать обоснованные критерии:

Если спектр смещений грунта $e(\omega)$ при сейсмических воздействиях содержит большие частоты, чем при собственных колебаний ω_0 , то малая горизонтальная жесткость РМО дает эффективную сейсмозащиту. Мгновенный модуль сдвига G_0 резины должен иметь меньшее значение.

Необходимо выбирать резину с реологическим параметром меньше единицы $\beta < 1$, который имеет численное значение обратного времени релаксации резины. Оптимальная жесткость конструкции увеличивается за счет наименьшего времени релаксации.

Определение собственных форм (мод) и частот колебаний для 9-этажного здания приведенной в главе 2 выполнялось при расчетном анализе отклика модели на воздействие сейсмических сил. Расчеты приведенной модели здания, дают значения периодов колебаний для шести форм с минимальными частотами (табл.4.2).

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 $\sim 3\%$. Различие в периодах колебаний для второго и третьего вариантов (строка V3) еще меньше: наибольшее различие не превышает 1% .

Таблица 4.2 – Значения периодов 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

Малые отличия в периодах собственных колебаний для трех приведенных вариантов позволяют утверждать, что построенная модель с достаточной точностью воспроизводит основные упругие характеристики реального здания. Здание имеет жесткую конструктивную систему, поскольку абсолютные величины всех периодов колебаний менее 0.5 сек (рис.4.13–4.15).

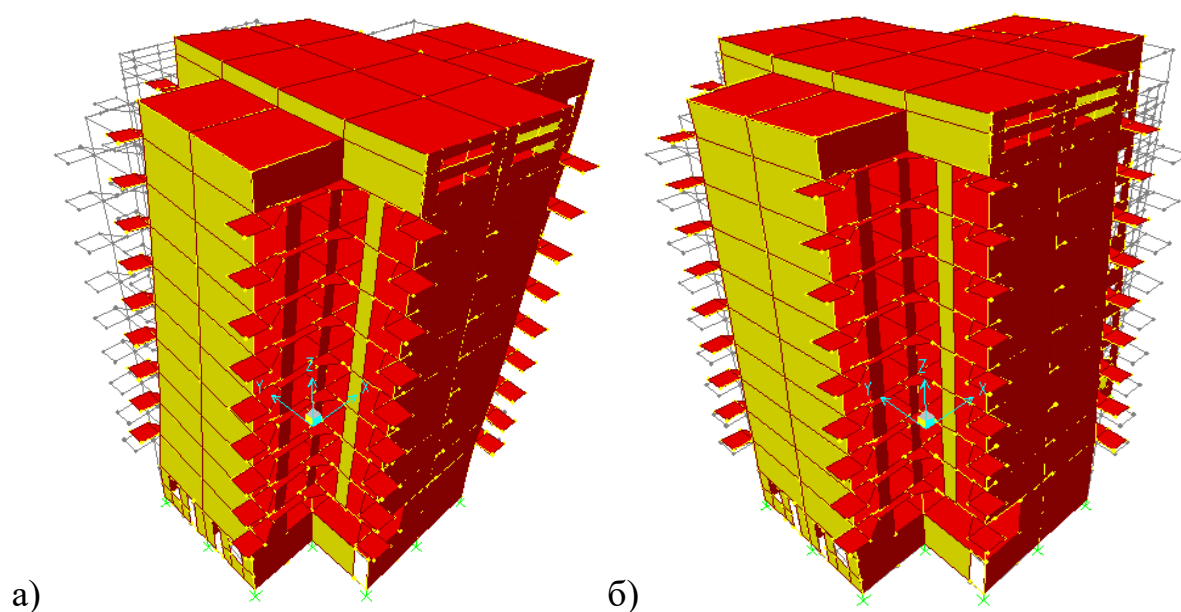


Рисунок 4.13 – Первая (а) и вторая (б) формы собственных колебаний, соответственно $T= 0.459$ и 0.424 с

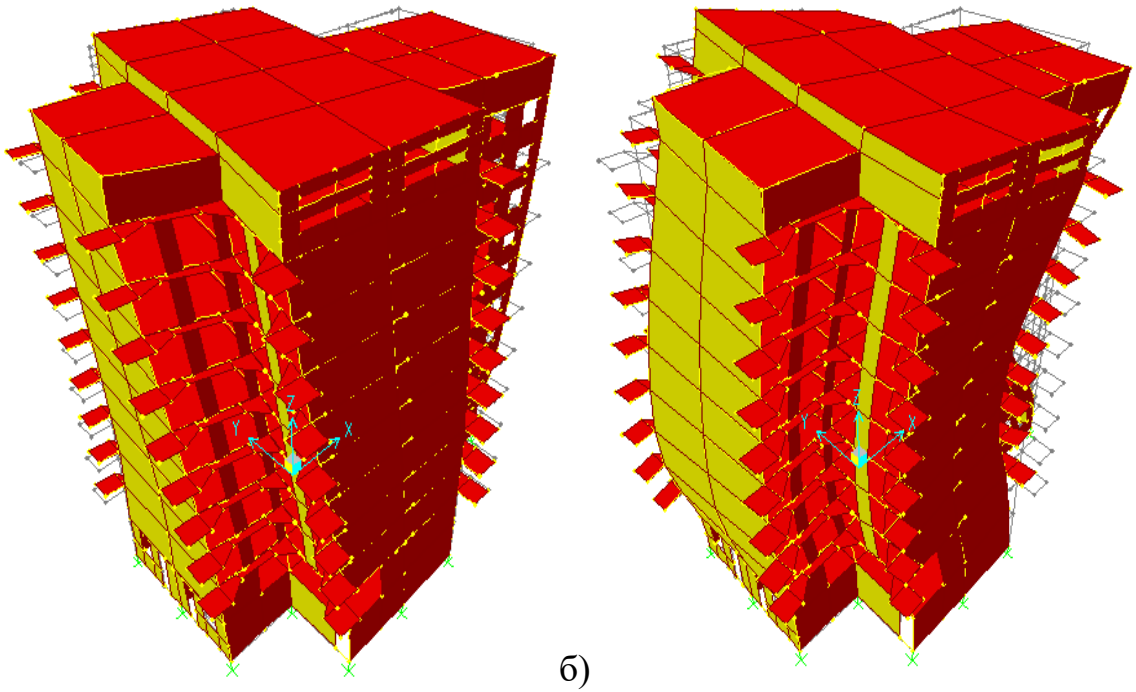


Рисунок 4.14 – Третья (а) и четвертая (б) формы собственных колебаний, соответственно $T = 0.279$ и 0.143 с

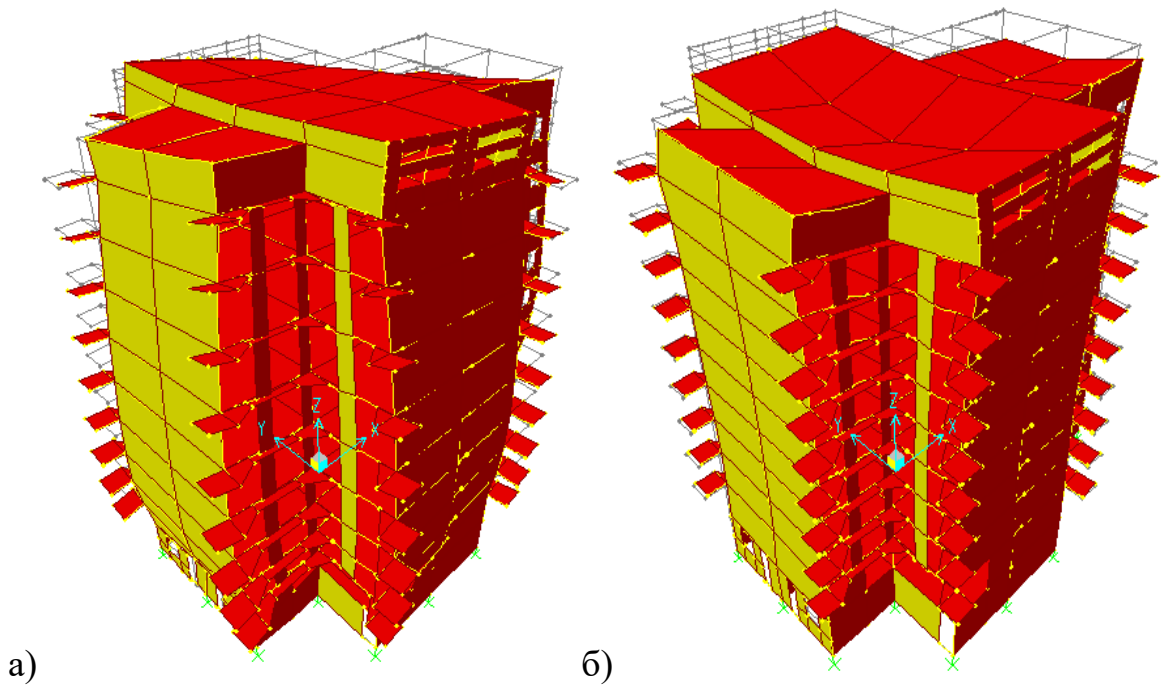


Рисунок 4.15 – Пятая (а) и шестая (б) формы собственных колебаний, соответственно $T=0.125$ и 0.112 с

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. Нагружение обычно заметно по эпюрам осевых усилий и моментов при изгибающих силах, действующих на несущие конструктивные элементы каркаса здания (рис.4.16).

Колонны и ригели, запроектированные в нижних этажах первого и второго уровней, подвержены наибольшим нагрузкам ввиду восприятия вертикальных нагрузок (рис.4.17).

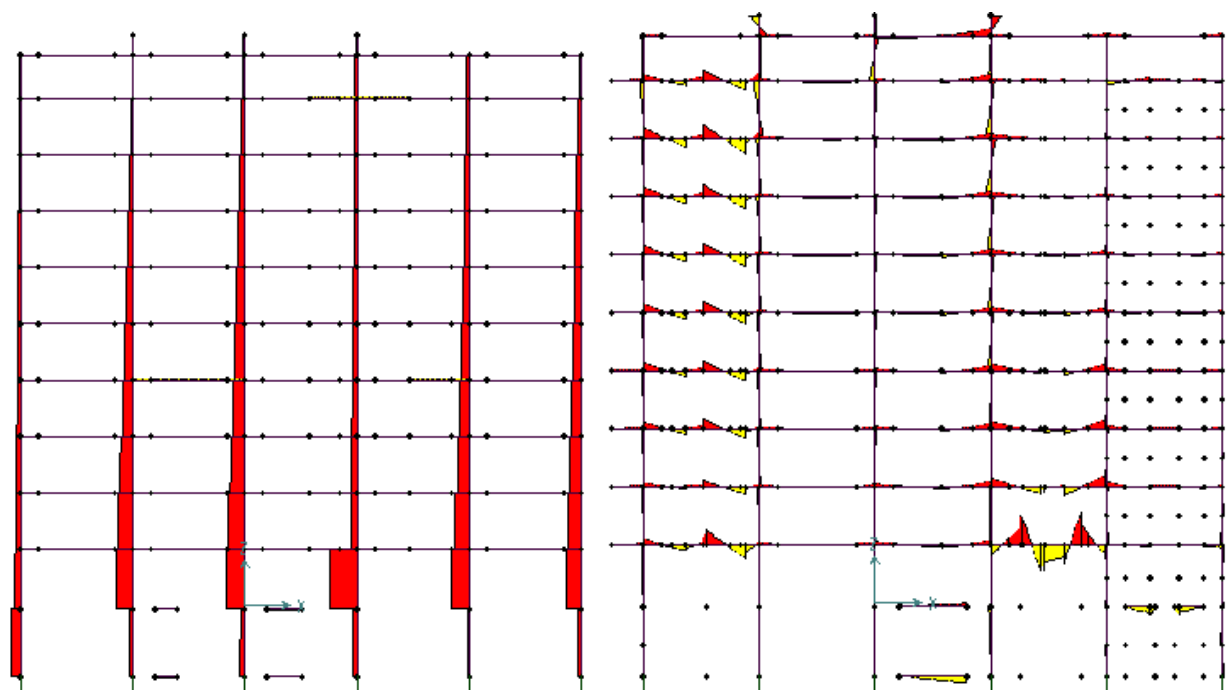


Рисунок 4.16 – Эпюры продольных усилий и моментов при изгибающих силах, действующих на несущие конструктивные элементы каркаса здания

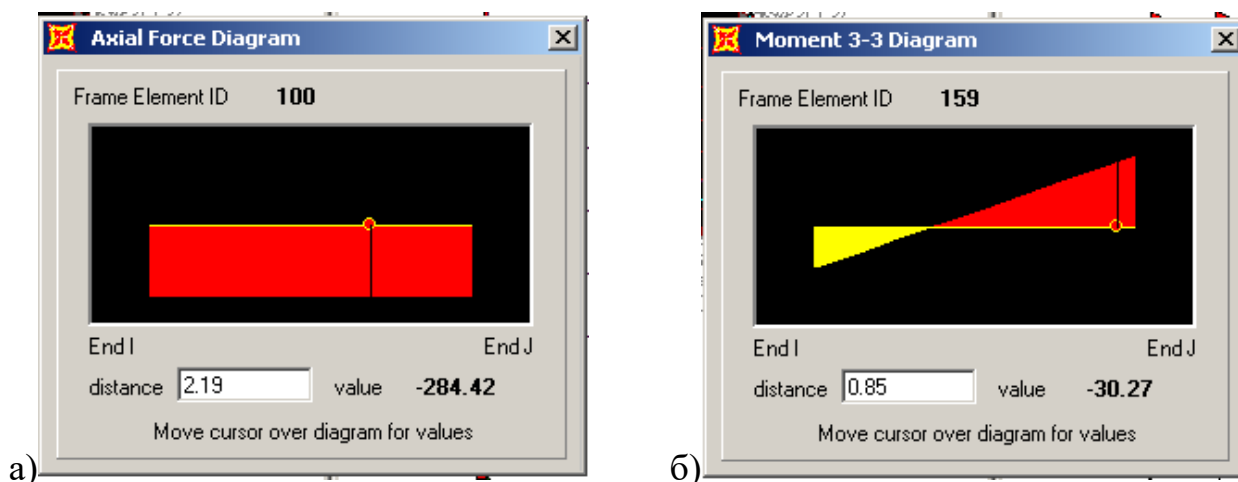


Рисунок 4.17 – Эпюры сжатия (а) и изгиба (б), действующих в расчетном элементе Frame –100

Ослабление напряжений в несущих конструкциях доказывает эффективность системы сейсмозащиты. 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.4.18). В наиболее нагруженных элементах несущих вертикальных конструкциях получены зависимости продольной силы и изгибающего момента и составлены соответствующие диаграммы (рис.4.19).

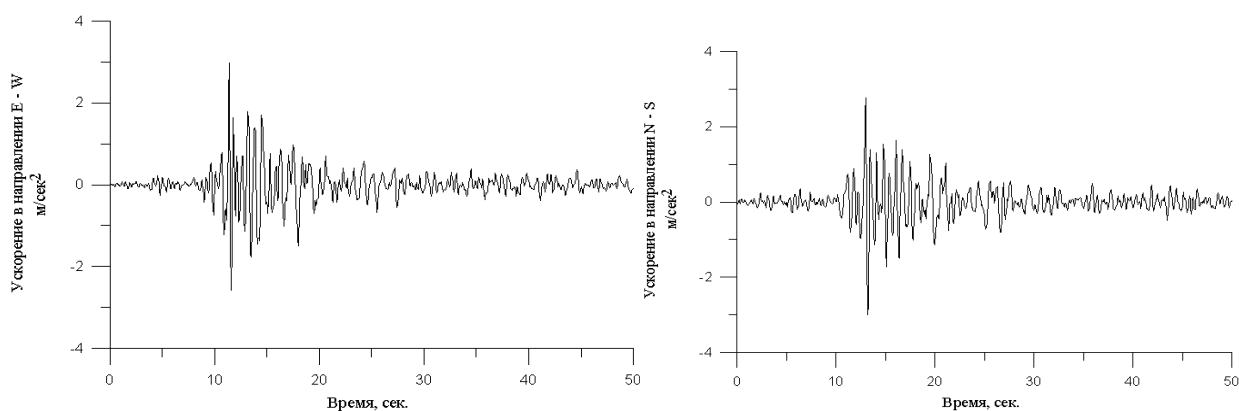


Рисунок 4.18 – Ускорение грунта в направлении В-З и С-Ю

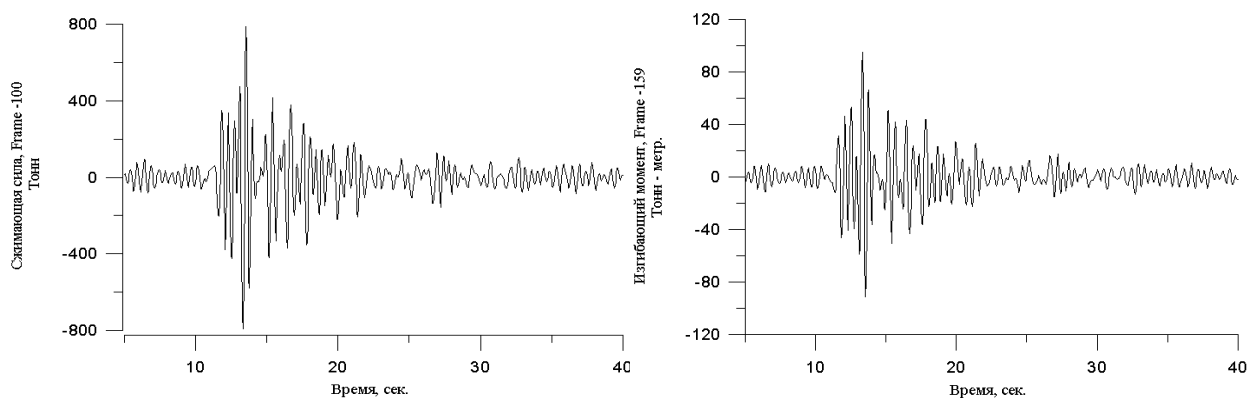


Рисунок 4.19 – Временные зависимости продольной силы для рамы Frame 100 и изгибающего момента для Frame 159

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 сначала модели активной системы сейсмозащиты в виде РМО. С помощью применения метода конечных элементов программа SAP-2000 позволяет [121] рассчитывать воздействие горизонтальных сил на здание при устроенных под структуру демпфирующих элементов в конструкции фундамента. Демпфирующие элементы в конструкции здания возможно смоделировать с использованием нелинейных элементов типа демпфирующей составляющей [332] в модели здания. Посредством вязкоупругой модели Максвелла и разных ячеек для каждой степени свободы, в виде (рис.4.20) демпфирующая составляющая конечно-элементным методом определяется зависимость между приложенными силами и смещениями [121]. Здесь $d(t) = d_d(t) + d_s(t)$ -

относительное смещение выбранных узлов, опустим А и В, $f(t)$ - приложенная сила, зависящее от времени, к демпфирующему элементу, c - коэффициент демпфирования, k - коэффициент упругости демпфирующего вязкоупругого резинового элемента.

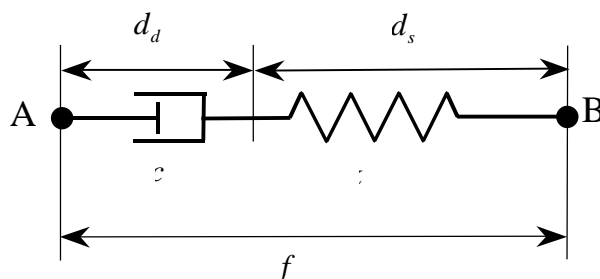


Рисунок 4.20 – Схема элемента с демпфирующей составляющей

Приложенная сила f и относительное смещение d имеют между собой следующую зависимость:

$$f(t) = c \cdot \dot{d}_d(t) \qquad f(t) = k \cdot d_s(t).$$

Модель РМО воспринимается как параллельно жестко соединенные элементы демпфирующими составляющими и вязкоупругими свойствами резиновых слоев, такое допущение упрощает создание структурной модели в SAP-2000. Количество элементов демпфирующими составляющими может варьироваться в зависимости от приложенных вертикальных и горизонтальных сил. В качестве примера сформирована модель из трех демпферов для представления многослойной РМО (рис.4.21).

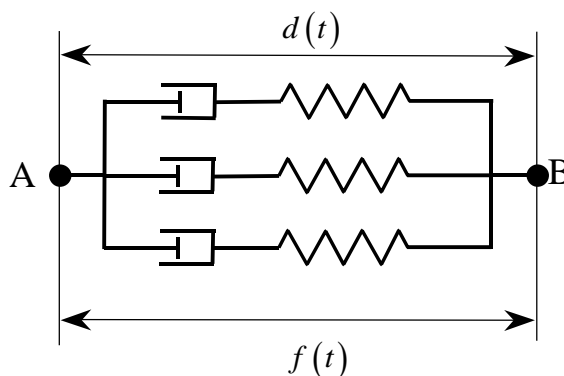


Рисунок 4.21 – Схема модели из трех демпферов для SAP-2000:

$$\gamma(t) \text{ и } e(t) \text{ смещение узлов А и В}$$

Каждый нелинейный элемент определяется постоянными $\{k_i, c_i\}$, определяющие характеристики собственных значений. Для каждой степени свободы зависимость между приложенной силой f и относительным смещением определенных выбранных узлов $d(t) = \gamma(t) - e(t)$ имеет вид

$$f(t) = -\left(\sum_i k_i\right) \cdot \left[d(t) - \int_0^t d\tau \cdot d(\tau) \cdot K(t-\tau) \right], \quad d(t) = \gamma(t) - e(t) \quad (4.8)$$

$$K(t) = \sum_i p_i \cdot \alpha_i \cdot e^{-\alpha_i t}, \quad \alpha_i = k_i / c_i \quad p_i = k_i / \sum_j k_j \quad \sum_i p_i = 1 \quad (4.9)$$

где k_i - жесткость; c_i - коэффициент демпфирования.

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 жесткостей при сдвиге; $\Delta x(t)$ - смещение поверхностей РМО.

Рассмотрен алгоритм определения модулей объемного сжатия, модуля сдвига и реологических параметров модели РМО в программном комплексе SAP-2000 для РМО состоящих из 30 резиновых слоев марки 28Э (табл.4.3), приняты значения толщины и радиуса $h = 1 \text{ см}$, $R = 0.85 \text{ м}$.

Таблица 4.3 – Свойства резины марки 28Э

Упругие параметры, т/м ²		Реологические параметры	
Модуль объемного сжатия K	Модуль сдвига G	α	β
$2.5 \cdot 10^5$	$1.6 \cdot 10^2$	-0.6	1.062

Мгновенные эффективные жесткости резиновых слоев в аналитической модели РМО, были рассчитаны и получены следующие результаты: жесткости при сжатии $C_P=261748.41$ т/м; сдвиге $C_G=321.55$ т/м, изгибе $C_B=6984.25$ т·м/рад, кручении $C_Z=29.04$ т·м/рад

Определены реологические параметры $\{\alpha_i, p_i\}$ по формуле (4.9). Интервал аппроксимации по времени $R(t)$, был выбран с учетом всех спектров периодов колебаний модели, характерных для рассматриваемой системы, $t \in [0.01 \dots 20]$ сек., результаты которого являются: $\alpha_1=0.037628$ $\alpha_2=1.83345$ $\alpha_3=25.4101$, $p_1=0.471758$, $p_2=0.288093$, $p_3=0.24015$.

Параметры стандартных демпфирующих элементов $\{k_i, c_i\}$ рассчитаны для модели РМО. Для степени свободы при сдвиговом воздействии параметры $\{k_i, c_i\}$ получены исходя из нижеследующих уравнений

$$C_G = \sum_i k_i \Rightarrow k_i = p_i \cdot C_G \Rightarrow c_i = k_i / \alpha_i, \quad (4.11)$$

аналогично для крутящих воздействий рассчитаны численные величины параметров $\{k_i, c_i\}$ (табл.4.4).

Таблица 4.4 – Параметры демпфирующих составляющих

Тип нагрузки	Для стандартных демпфирующих составляющих					
	k_1 , Т/м	c_1 , Т·с/м	k_2 , Т/м	c_2 , Т·с/м	k_3 , Т/м	c_3 , Т·с/м
Сдвиг	k_1 , Т/м	c_1 , Т·с/м	k_2 , Т/м	c_2 , Т·с/м	k_3 , Т/м	c_3 , Т·с/м
C_G	26.61	0.394	40.09	6.888	254.84	49090.0
Кручение	k_1 , Т/рад	c_1 , Т·с/рад	k_2 , Т/рад	c_2 , Т·с/рад	k_3 , Т/рад	c_3 , Т·с/рад
C_z	2.104	0.0311	4.170	0.539	20.15	3881.8

Для программы SAP-2000 в виде параллельно соединенные элементы Максвелла (см. рис.4.21) были прообразами в создании модели РМО. При расчетах на статические нагрузки прочность резины пренебрегается.

При относительном смещении узлов $d(t)$

$$d(t) = \begin{cases} 0, & t < 0 \\ d^* = const, & t > 0 \end{cases}$$

согласно соотношениям (4.8), (4.9) $f(t)|_{t \rightarrow \infty} = 0$, поскольку для $K(t)$ имеем

$$\left[1 - \int_0^{\infty} d\tau \cdot K(\tau)\right] = 0.$$

Модель РМО для теоретических расчетных исследований обладает статическим модулем жесткости не нулевым значением, поскольку соотношения (4.10), (2.34) доказывают, что

$$f(t)|_{t \rightarrow \infty} = C_{\infty} \cdot d^* \quad C_{\infty} = C \cdot \left[1 - \int_0^{\infty} d\tau \cdot R(\tau)\right] \quad \text{и} \quad C_{\infty} \neq 0.$$

Поскольку в расчетах пренебрегается статические нагрузки, следовательно, в статических расчетах не будет использована построенная модель РМО. Тогда пренебрегается конечная статическая упругость модели, составленной из ячеек по уравнениям Максвелла на меньших временах релаксации.

Под воздействием горизонтальных сил проводился расчет и получено численные значение поведения РМО. Оценка точности такого расчета можно проверить на модели с одной степенью свободы (см. рис.2.19). Для этого рассчитано смещение массы M и получены сравнения его с расчетом по программе SAP-2000. В примере рассмотрена масса $M = 10^6$ кг., изолированная от дневной поверхности, суммарная толщина резиновых слоев $N \cdot h = 0.1$ м. и площадь поверхности РМО $S = 0.25$ м² (см. рис.2.19), применялась резина с параметрами:

$$G_0 = 1,76 \cdot 10^2 \text{ Тонн/м}^2, \quad G_{\infty} = 0,74 \cdot 10^2 \text{ Тонн/м}^2, \quad \alpha = -0.6, \quad \beta = 1.062,$$

Смещение поверхности фундамента $e(t)$ равна

$$e(t) = \begin{cases} 0, & t < 0 \\ t^3 e^{-t} \cdot \cos(t), & t > 0 \end{cases}$$

Тогда смещение массы M можно определить используя задачу 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 .

РМО состоящая из трех элементов с демпфирующими составляющими имеет реологические параметры $\{\alpha_i, p_i\}$

$$\alpha_1 = 0.037628, \quad \alpha_2 = 1.83345, \quad \alpha_3 = 25.4101,$$

$$p_1 = 0.471758, \quad p_2 = 0.288093, \quad p_3 = 0.24015.$$

$$k_1 = 2.07 \cdot 10^2 \text{ Тонн/м}, \quad k_2 = 1.27 \cdot 10^2 \text{ Тонн/м}, \quad k_3 = 1.06 \cdot 10^2 \text{ Тонн/м},$$

$$c_1 = 55.16 \cdot 10^2 \text{ Тонн} \cdot \text{сек/м}, \quad c_2 = 0.69 \cdot 10^2 \text{ Тонн} \cdot \text{сек/м}, \quad c_3 = 0.041 \cdot 10^2 \text{ Тонн} \cdot \text{сек/м}.$$

В программе SAP-2000 были заданы вышеуказанные численные значения реологических параметров модели РМО и дальнейшего определения зависимости $\gamma(t)$ при помощи соответствующих кодов программного комплекса. Зависимость $\gamma(t)$ получена решением задачи (4.12) и рассчитанная в программе SAP-2000 (рис.4.22).

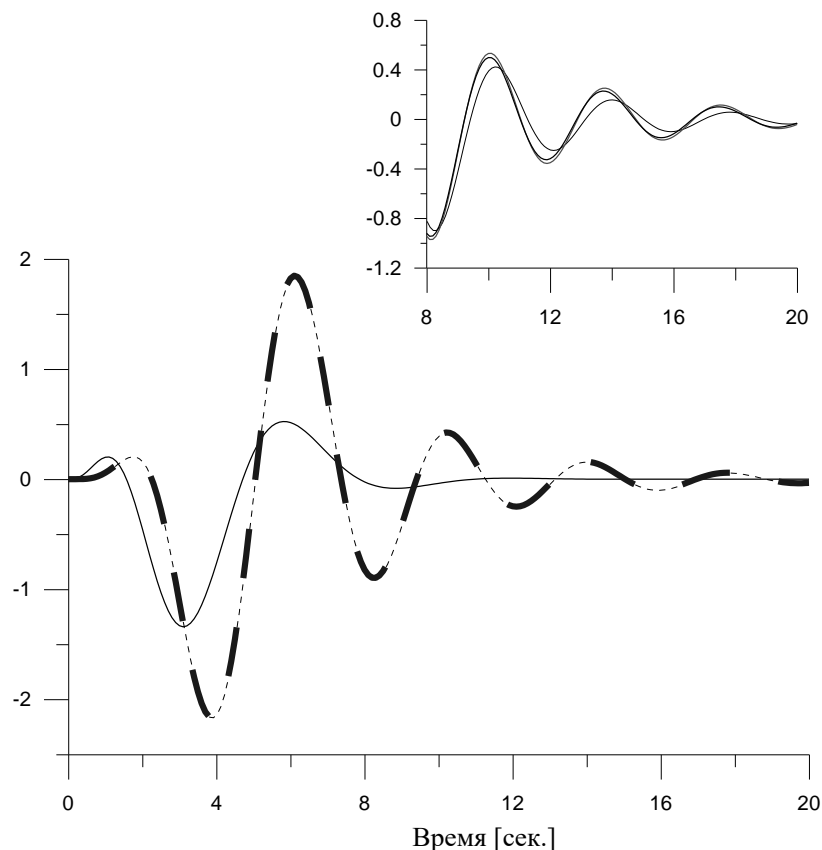


Рисунок 4.22 – Зависимость смещения по времени здания $\gamma(t)$:

— — решение задачи (4.12); - - - - результат расчета в программе SAP-2000 с моделью РМО (рис.4.24); — смещение поверхности фундамента $e(t)$

Как видно из приведенного рис.4.22, расчет совпадает с численными значениями аналитического анализа. Выбраны различные количество демпфирующих элементов для оценки точности разработанной модели РМО. Получены результаты расчетов для разного количества демпфирующих трех, четырех и пяти элементов рис.4.22. Из рисунка видно совпадение наибольших отклонений для рассмотренных вариантов.

Установлена адекватность и применимость разработанной модели РМО по программе SAP-2000, доказана аналитически решать задачи для модели из трех демпфирующих элементов.

Свойства резины дополнительно аппроксимированы в частотном представлении. Для этого аппроксимация произведена на примере резины марки 28Э. Действительная и мнимая часть ядра Ю.Н. Работнова [124] в частотном представлении заданы выражениями (2.35). Ячейки Максвелла использованы для аппроксимации:

$$\tilde{K}(\omega) = G_0 [\tilde{A}(\omega) + i\tilde{B}(\omega)], \quad (4.13)$$

$$\tilde{A}(\omega) = \frac{1}{\sum_i k_i} \cdot \sum_i \frac{k_i^3}{k_i^2 + c_i^2 \omega^2}; \quad \tilde{B}(\omega) = \frac{1}{\sum_i k_i} \cdot \sum_i \frac{\omega \cdot k_i^2 c_i}{k_i^2 + c_i^2 \omega^2} \quad (4.14)$$

где действительная - $\tilde{A}(\omega)$ и мнимая часть - $\tilde{B}(\omega)$ аппроксимирующего ядра; k_i и c_i - эффективная жесткость и коэффициент демпфирования параллельных ячеек Максвелла. Результаты приведены на рисунке 4.23 [10, 124].

Реологическое ядра подгонялось в диапазоне частот $-0.5 \leq \lg \omega \leq 3$. Увеличение числа ячеек Максвелла улучшает качество аппроксимации (см. рис.4.23). В результате расчетов здания с РМО на землетрясения по SAP2000 получены положительные результаты аппроксимация ядра релаксации Ю.Н. Работнова. Это связано с тем, что диапазон частот колебаний бывает узким в реальных землетрясениях.

Вместе с тем, для частот реальных землетрясений, происходящих на территории Кыргызской Республики или в походях районах с высокой сейсмической активностью, мнимая часть реологического ядра намного меньше действительной части.

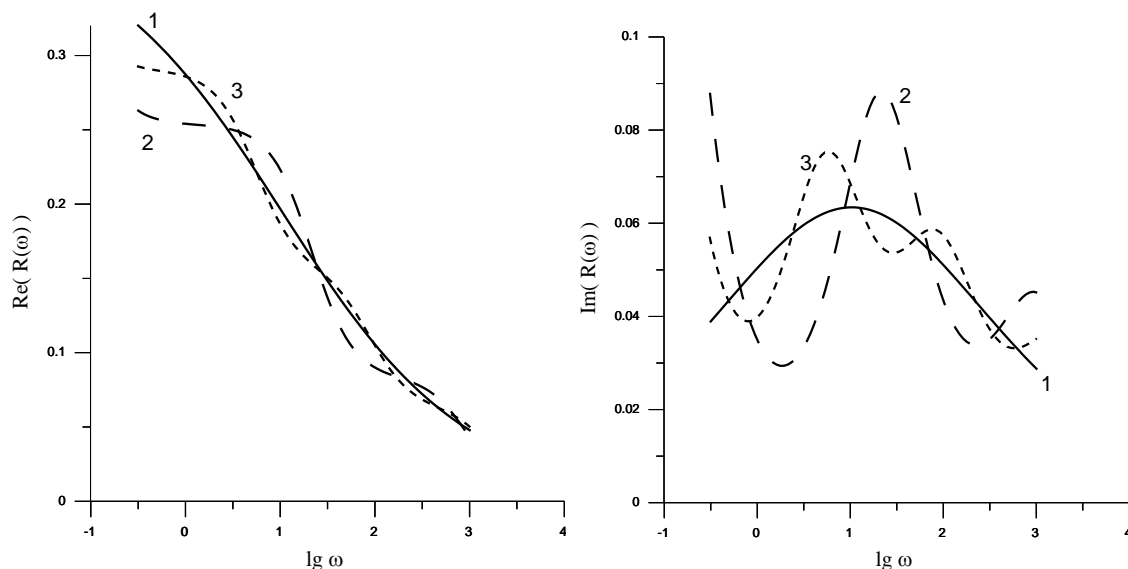


Рисунок 4.23 – Аппроксимация действительной и мнимой части ядра Ю.Н. Работнова для резины 28Э: кривая 1 –ядро Ю.Н. Работнова, кривая 2 и кривая 3 – аппроксимация тремя и четырьмя ячейками Максвелла

Следовательно, с учетом недостаточных экспериментальных данных на рисунке 4.24 приведены результаты подгонки частотной зависимости действительной части модуля сдвига резины марки «2959» с помощью трех ячеек Максвелла.

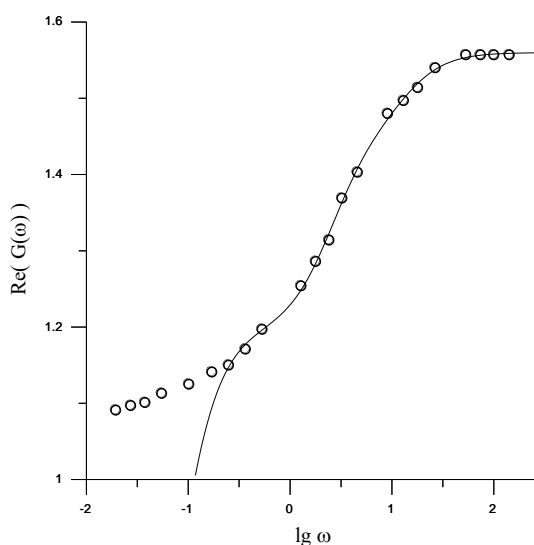


Рисунок 4.24 – Аппроксимация действительной части модуля сдвига резины 2959. Экспериментальные данные представлены кружками, сплошная кривая – результаты аппроксимации

Подгонка модуля сдвига для резины 2959 проводилась в диапазоне $-0.5 \leq \lg \omega \leq 2$. Из рис.4.24 следует, что трех ячеек Максвелла вполне достаточно для аппроксимации экспериментально-теоретических данных в выбранном интервале частот.

Результаты аппроксимации вязкоупругих свойств резиновых слоев РМО доказывают свойства резины можно описать с помощью модели нелинейного Nlink элемента, состоящего из разного количества ячеек Максвелла. В приведенных расчетах в SAP2000 на основе разработанной модели РМО были использованы модели элементов, состоящие из трех ячеек Максвелла.

4.4 Расчет распределения усилий надпорной части здания при воздействии сейсмических нагрузок

Предложена модель здания с РМО и была рассчитана в программном комплексе SAP2000. Количество сейсмоизоляторов 24, установленные в зазоре под несущие колонны между фундаментом. Параметры РМО, круглого сечения, приведены в табличной форме (см. табл.4.3-4.6).

Расчет здания с РМО на статические воздействия доказал существенное отличие характеристик колебания модели от здания без РМО (на второй строке), приведены в таблице 4.5.

Таблица 4.5 – Периоды колебаний здания с РМО

период	I	II	III	IV	V	VI
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
-----------------	-------	-------	-------	-------	-------	-------

Изменения в деформациях замечены в различных формах собственных колебаний, приведенные на рисунке 4.25.

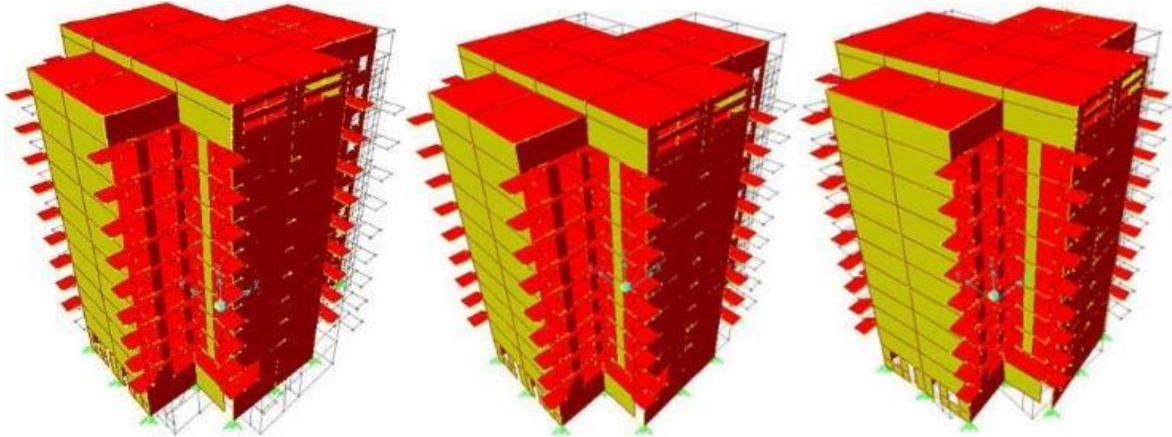


Рисунок 4.25 – Модель с РМО, первая, вторая и третья моды собственных колебаний. $T=1.99$ сек, 1.98 сек и 1.83 сек соответственно

Анализ одного и того же узла обеих моделей, расположенного на крыше здания, показал временные зависимости амплитуд колебаний здания с и без РМО (рис.4.26).

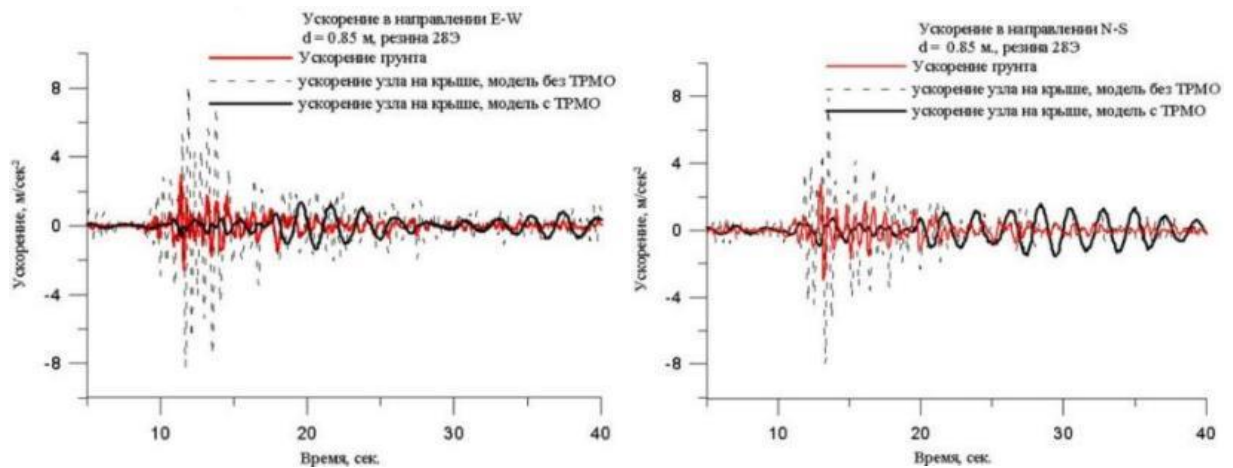


Рисунок 4.26 – Временные зависимости ускорений в направлении В-З и С-Ю

Значение ускорений здания без РМО увеличивается в ~ 3 раза и уменьшается в ~ 2 раза ускорения здания с РМО. В направлении С-Ю величина ускорения грунта составляет ~ 3 м/сек², ускорение здания без РМО примерно

равна $\sim 8,5$ м/сек², при этом ускорение здания с РМО заметно уменьшается до $\sim 1,6$ м/сек².

Степень ослабления напряжений в несущих конструктивных элементах было заметно при расчета здания с и без РМО на сейсмические воздействия. Это заметно видно на на кривых зависимостей продольной силы и изгибающего момента, приведенные на рисунке 4.27.

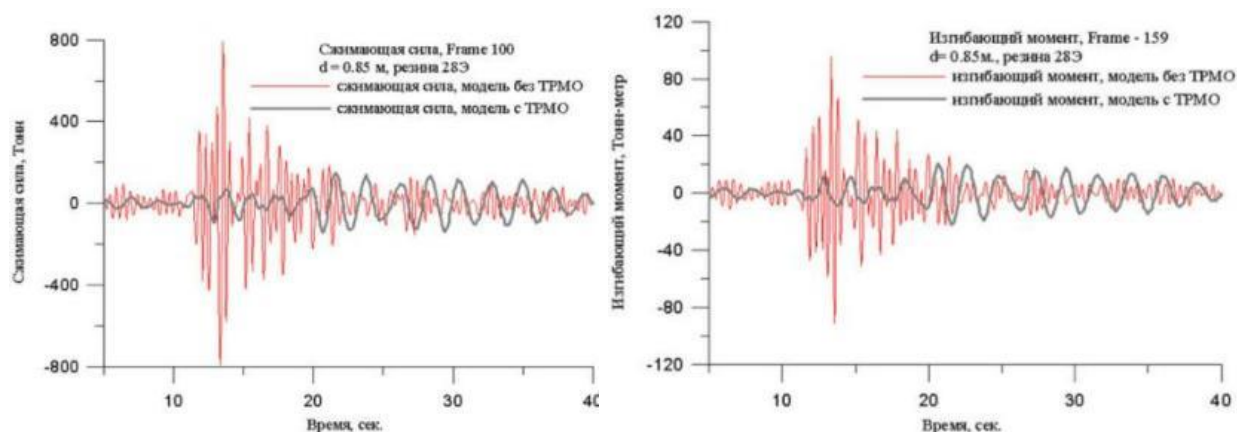


Рисунок 4.27 – Временные зависимости продольной силы для Frame 100 и изгибающего момента для Frame 159

Здесь численные значения продольной силы уменьшаются почти в 5 раз, а изгибающие моменты в 4 раза. Напряжения в здании с РМО не превышают допустимых критических значений перемещений и эффективных периодов в соответствии требований норм СНиП КР 20-03:2006 [151].

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 [156].

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

$$D_D = \frac{\left(\frac{g}{4\pi^2}\right) C_V T_D}{B_D}, \quad (4.15)$$

где C_V - коэффициент сейсмичности (табл.4.6); T_D - период колебания при нормативном перемещении в рассматриваемом направлении; B_D - коэффициент демпфирования при расчетном перемещении (табл.4.7).

Таблица 4.6 – 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
$350 м/с < V_s \leq 760 м/с$; $S_u = 100 кПа$; $N > 50$	0,25	0,32	0,56
$180 м/с < V_s \leq 350 м/с$; $50 кПа < S_u \leq 100 кПа$; $15 < N \leq 50$	0,32	0,40	0,64
Другие	0,50	0,64	0,96

Таблица 4.7 – Значение коэффициента демпфирования

Демпфирование, предельное значение, %	Коэффициент B_D или B_M	Демпфирование, предельное значение, %	Коэффициент B_D или B_M
≤ 2	0,8	30	1,7
5	1,0	40	1,9
10	1,2	≥ 50	2,0
20	1,5		

Эффективным периодом колебаний при нормативном перемещении будет

$$T_D = 2\pi \sqrt{\frac{W}{k_{D\min} g}}, \quad (4.16)$$

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

$$D_M = \frac{\left(\frac{g}{4\pi^2}\right) C_V T_M}{B_M}, \quad (4.17)$$

где T_M - период колебания при максимальном перемещении в рассматриваемом направлении; B_M - коэффициент демпфирования при максимальном перемещении;

а период колебаний

$$T_D = 2\pi \sqrt{\frac{W}{k_{M \min} g}}, \quad (4.18)$$

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:

$$D_{TD} = D_D \left[1 + y \frac{12e}{b^2 + d^2} \right]; \quad (4.19)$$

$$D_{TM} = D_M \left[1 + y \frac{12e}{b^2 + d^2} \right], \quad (4.20)$$

где b и d - размеры короткой и длинной стороны здания 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 над РМО и центром жесткости системы сейсмоизоляции, плюс неучтенный эксцентриситет, 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 нормативной; - частотный спектр смещений грунта содержит большие частоты при расчетах на силы землетрясения, чем при учете собственных колебаний; - резина должна иметь наименьшую величину мгновенного модуля 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. При максимальном ускорении

грунта ~ 3 м/сек², максимальное ускорение узла на крыше здания с и без РМО равна $\sim 1,6$ м/сек² и $\sim 8,5$ м/сек² соответственно.

5. Установлено значительного уменьшения продольной силы сейсмоизолированного здания уменьшается более чем в 5 раз и изгибающего момента в 4 раза. Напряжения в здании с РМО не превышают допустимых критических значений перемещений и эффективных периодов в соответствии требований норм 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 норм 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 получалось при разных оборотах двигателей, которые подключены к вибростенду. На разных уровнях установлено 6 датчиков: 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.

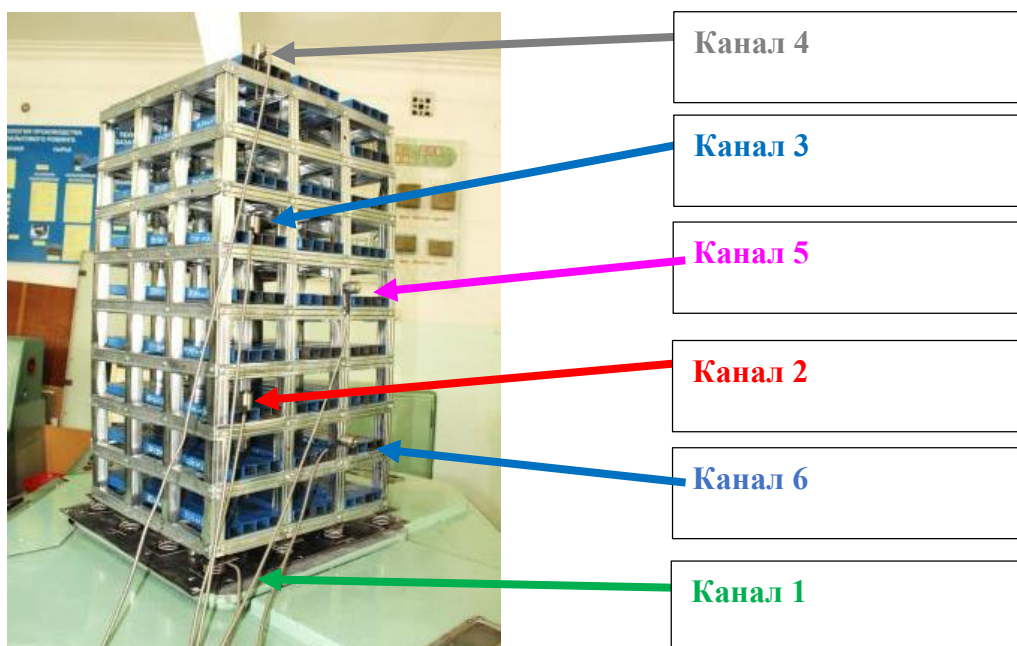


Рисунок 5.1 – Схема подключения датчиков

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

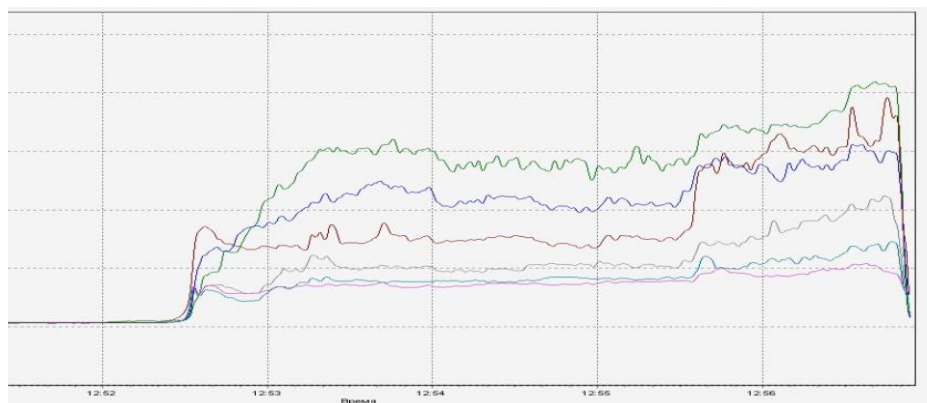


Рисунок 5.3 – По оси X, частота на вибростенде 35 Гц

Перемещения в уровне столешницы и верхних этажей отличались в 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 надопорную часть здания соответствуют горизонтальному перекоосу этажей. Надопорная 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 загрузением на 1,23т;

Динамические испытания платформы ГИССиИП Госстроя КР 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 надопорной 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).

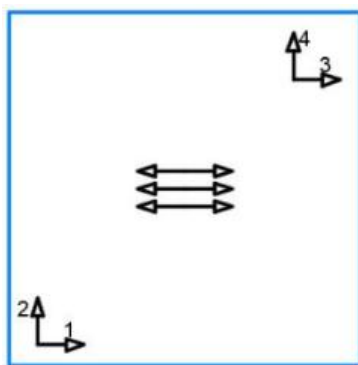


Рисунок 5.4 – Схема расположения акселерометров (датчиков) на всех этапах испытания

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).

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 эпюры, в диапазоне которого зафиксирован максимальный период равный 0,26с.

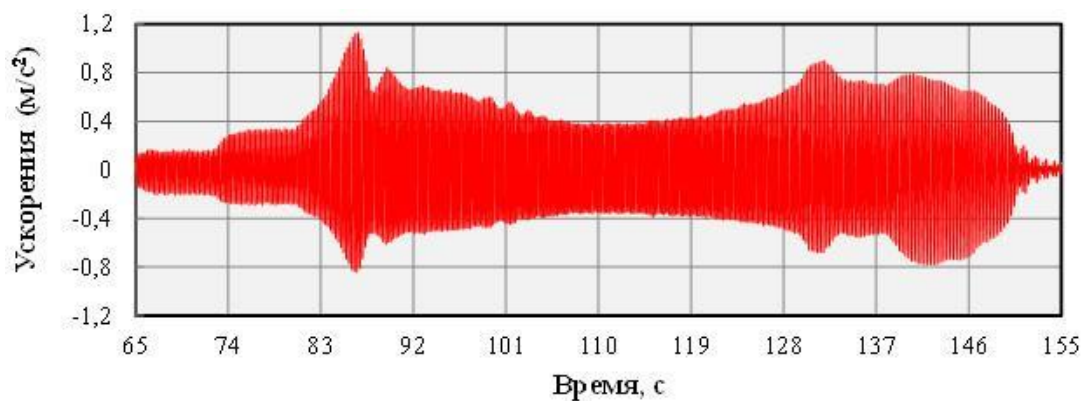
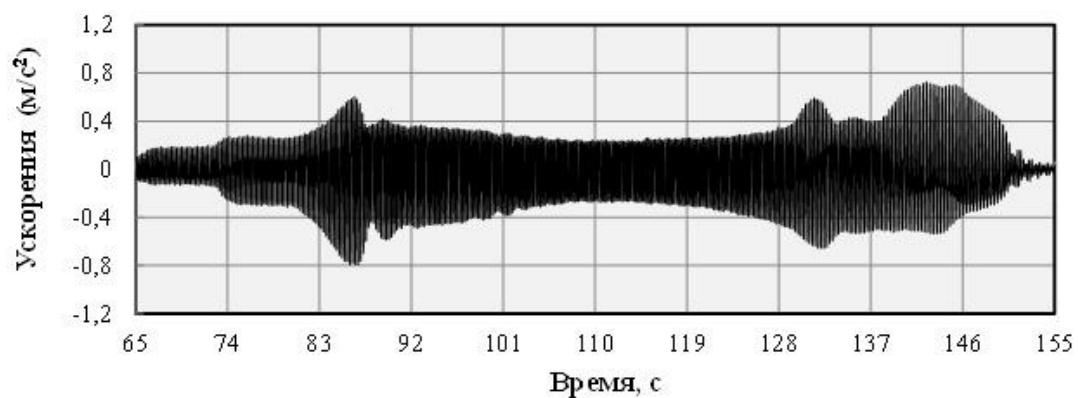


Рисунок 5.5 – Инструментальные записи ускорений в уровне покрытия платформы по направлению воздействия колебаний, по датчикам 1 и 3

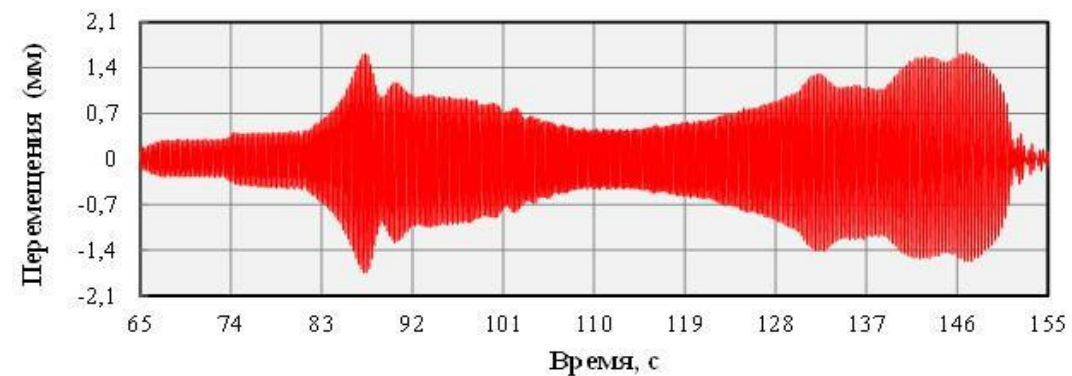
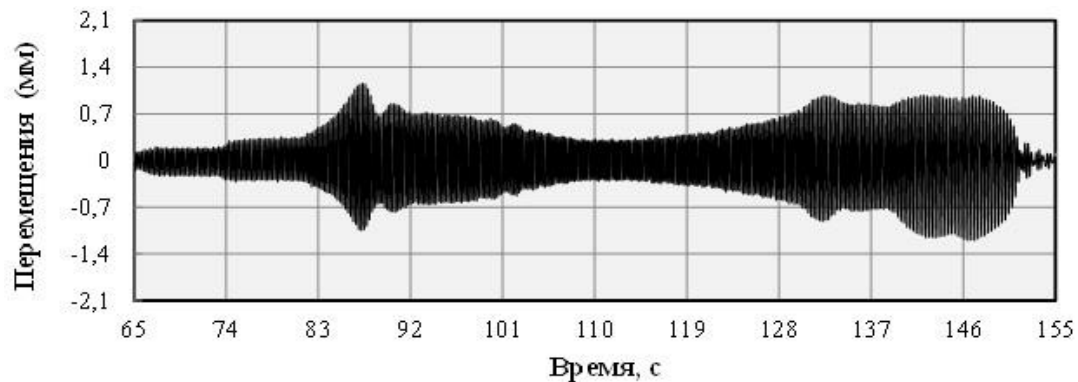


Рисунок 5.6 – Инструментальные записи перемещений в уровне покрытия платформы по направлению воздействия колебаний, по датчикам 1 и 3

Построение эпюры 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 эпюр, характеризуют деформированное состояние платформы при периоде 0,26с, полученные датчиками 1 и 2 (рис.5.7).

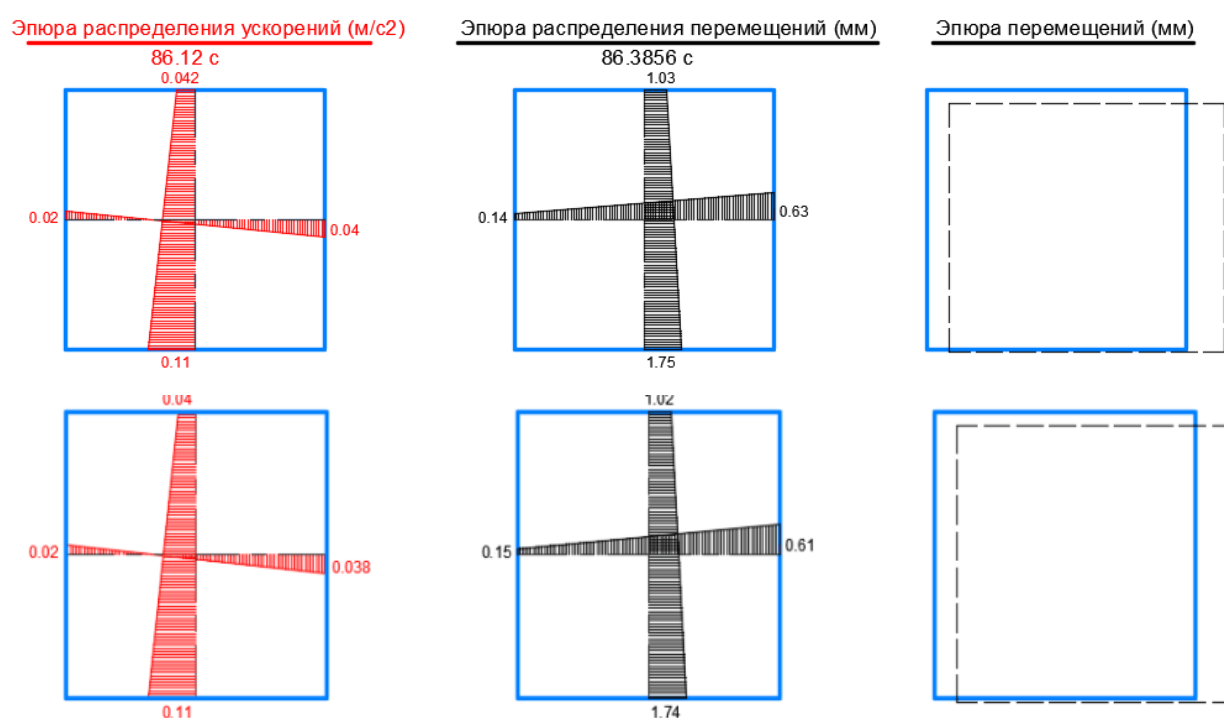


Рисунок 5.7 – Эпюры распределения ускорений (м/с²), перемещений (мм) платформы на I этапе испытаний при периоде колебаний 0.26 сек без груза вибромашины по датчикам 1 и 2

Эпюры распределения ускорений и перемещений составлены в 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.

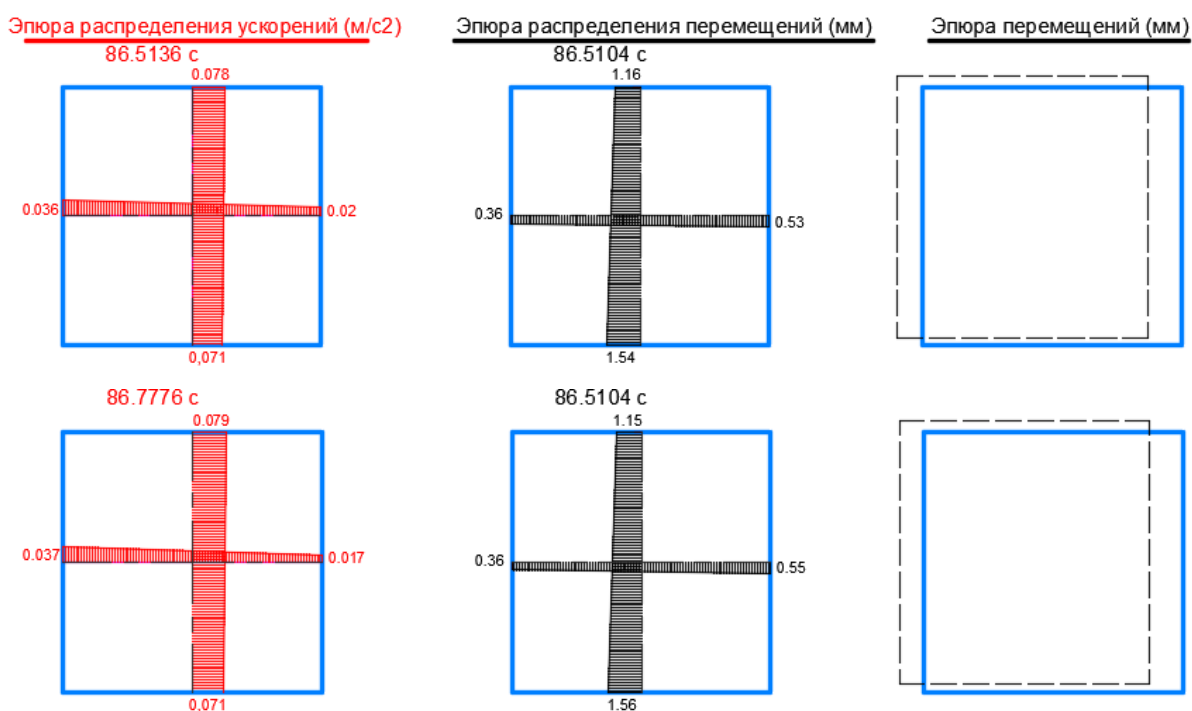


Рисунок 5.8 – Эпюры распределения ускорений (м/с²), перемещений (мм) платформы на этапе испытаний I при периодах колебаний 0.26 сек. платформы без груза по датчикам 3 и 4

Сейсмическое воздействие в ускорениях можно получить максимально до 0,079g, который в соответствии со шкалой 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 загрузке 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).

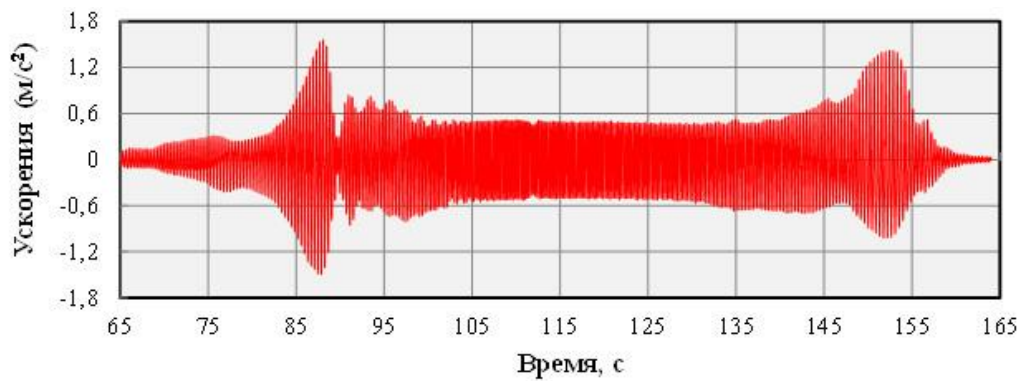
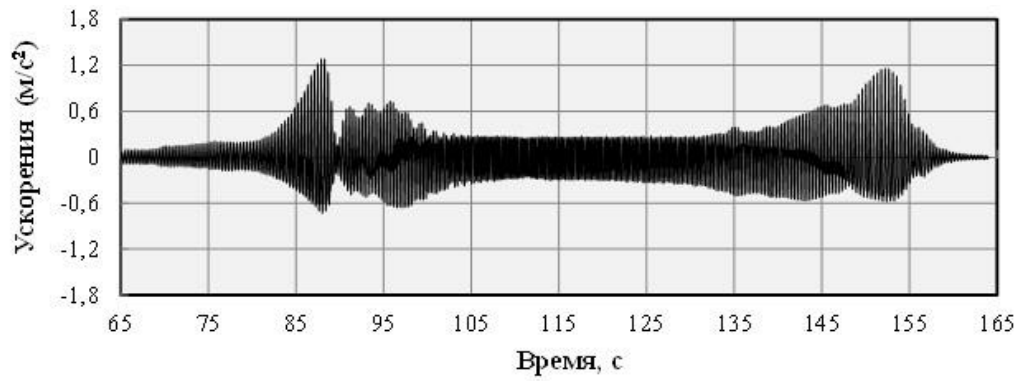


Рисунок 5.9 – Записи ускорений в уровне покрытия платформы по направлению воздействия вибромашины с грузом 0,46т, по датчикам 1 и 3

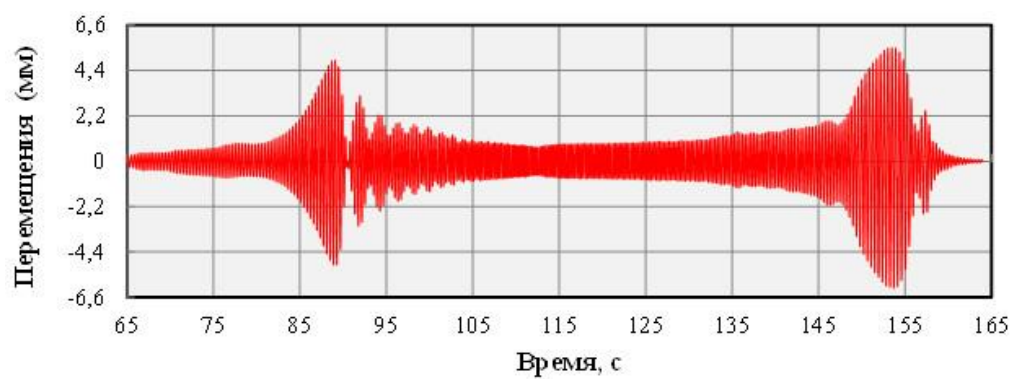
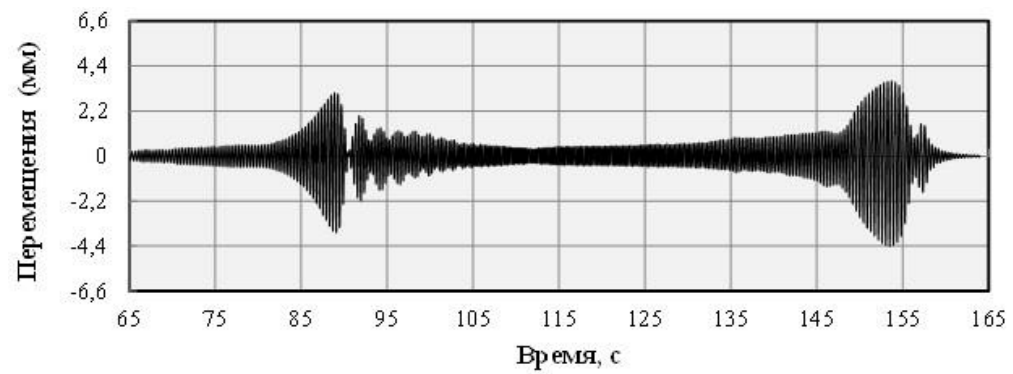


Рисунок 5.10 – Записи перемещений в уровне покрытия платформы по направлению воздействия вибромашины с грузом 0,46т, по датчикам 1 и 3

Поведение платформы в процессе вибрационных воздействий вибромашины с частичным загрузением были построены эпюры ее деформирования в определенное время 87,88-88,47с, в пределах которого выбран период колебания 0,34с.

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. 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 рисунке 5.11 по эпюре перемещений видно крутящее поведение испытательной платформы в правую форму, тогда как на рисунке 5.12 видно смещение в обратную сторону. Перемещение составляет от 3,1 до 3,77мм, а ускорение 0,49-0,13g.

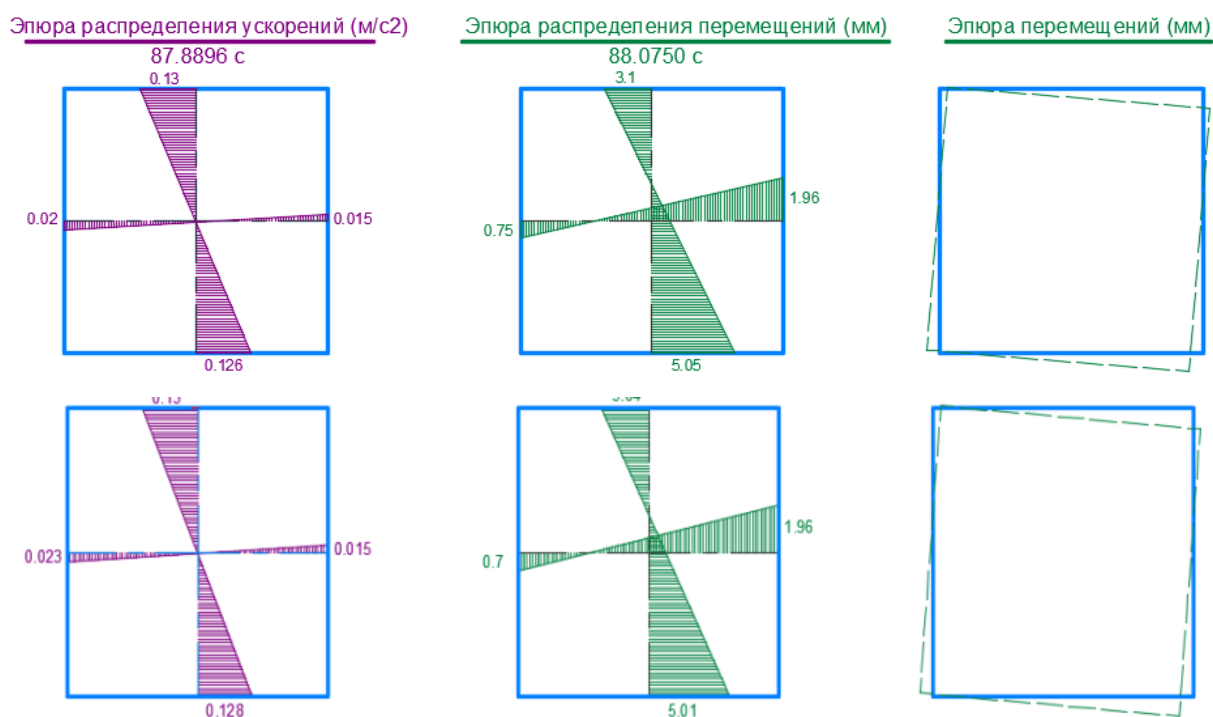


Рисунок 5.11 – Эпюра распределения ускорений (м/с²), перемещений (мм) платформы с 6 доборными грузами-дебалансами навешенными на рычаги вибраторов в пределах периода T=0.34 сек, данные датчиков 1 и 2

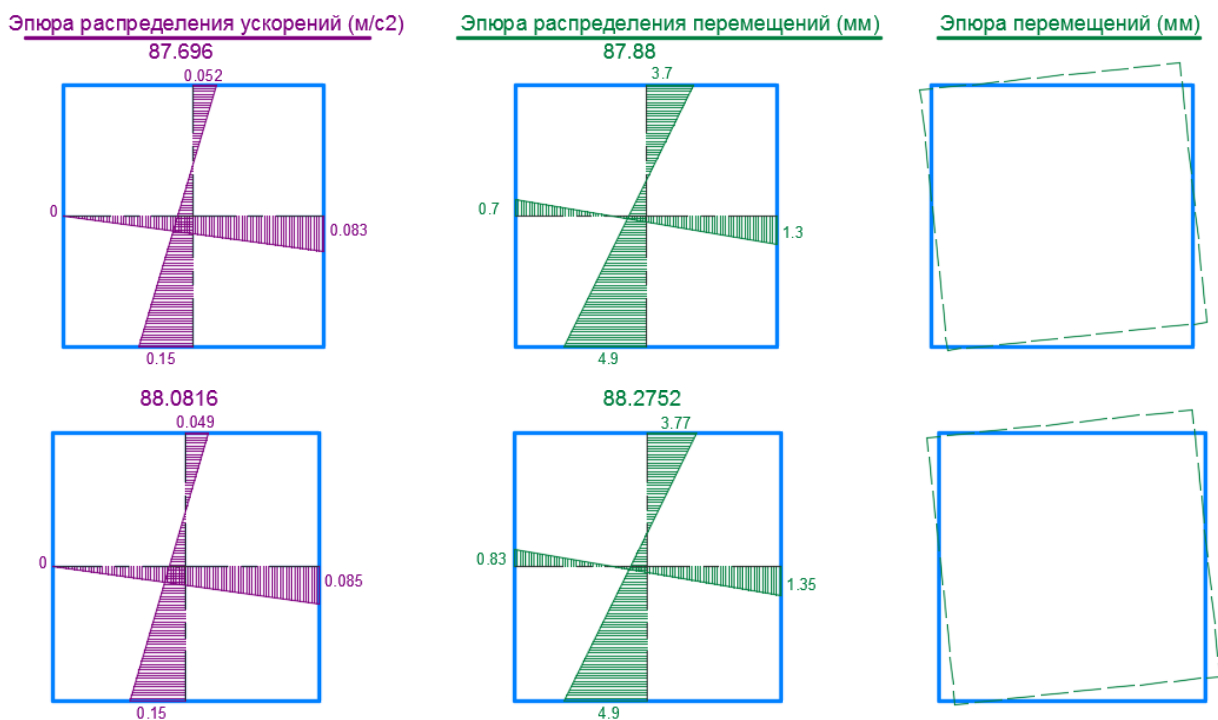


Рисунок 5.12 – Эпюры распределения ускорений (м/с²), перемещений (мм) платформы с 6 доборными грузами-дебалансами навешенными на рычаги вибраторов в пределах периода $T=0.34$ сек, данные датчиков 3 и 4

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.

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 (рисунки 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 нагружением были построены эпюры ее крутильного поведения в диапазонах времени 69,05-70,18с и 70,74-69,60с (рис.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.

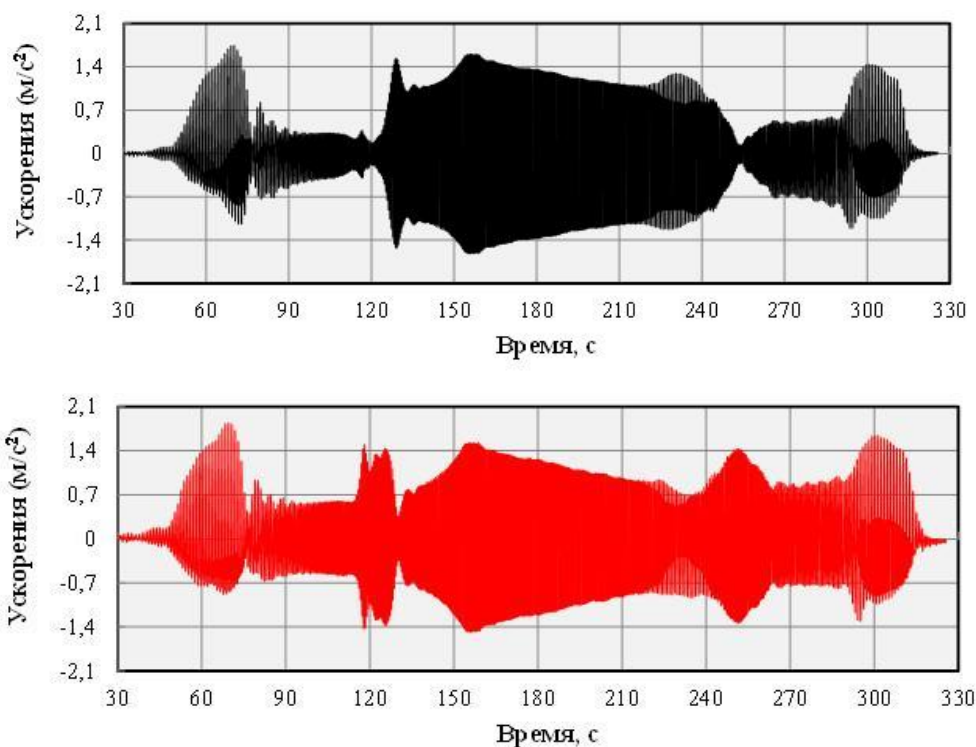


Рисунок 5.13 – Инструментальные записи ускорений в уровне покрытия платформы по направлению воздействия вибромашины с полным нагружением, показания датчиков 1 и 3

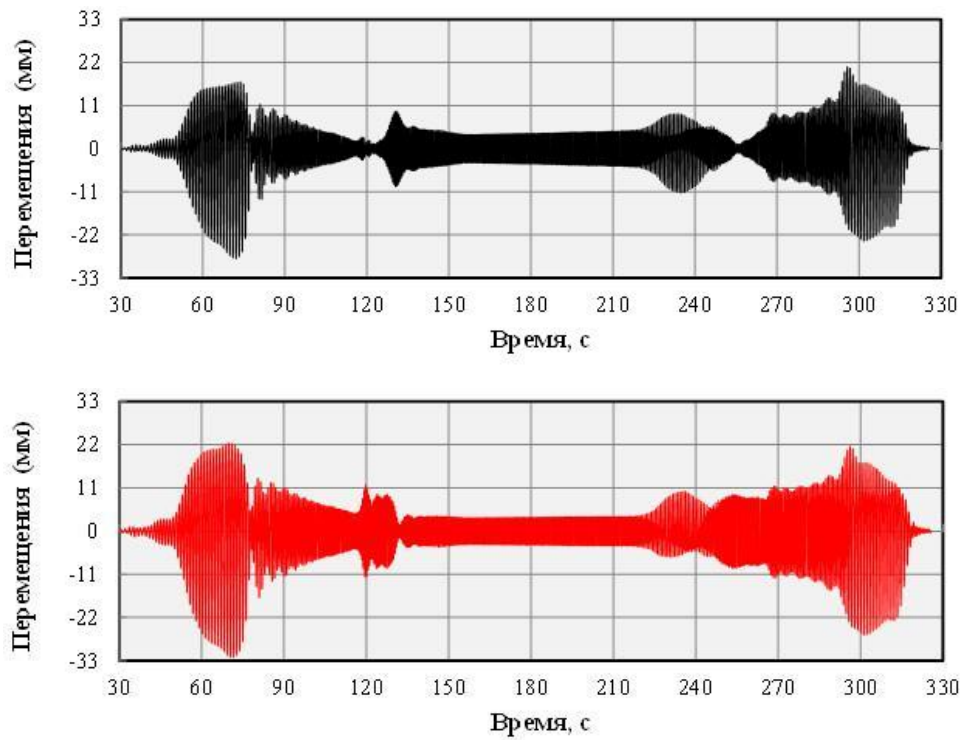


Рисунок 5.14 – Инструментальные записи перемещений в уровне покрытия платформы по направлению воздействия вибромашины с полным загрузением, показания датчиков 1 и 3

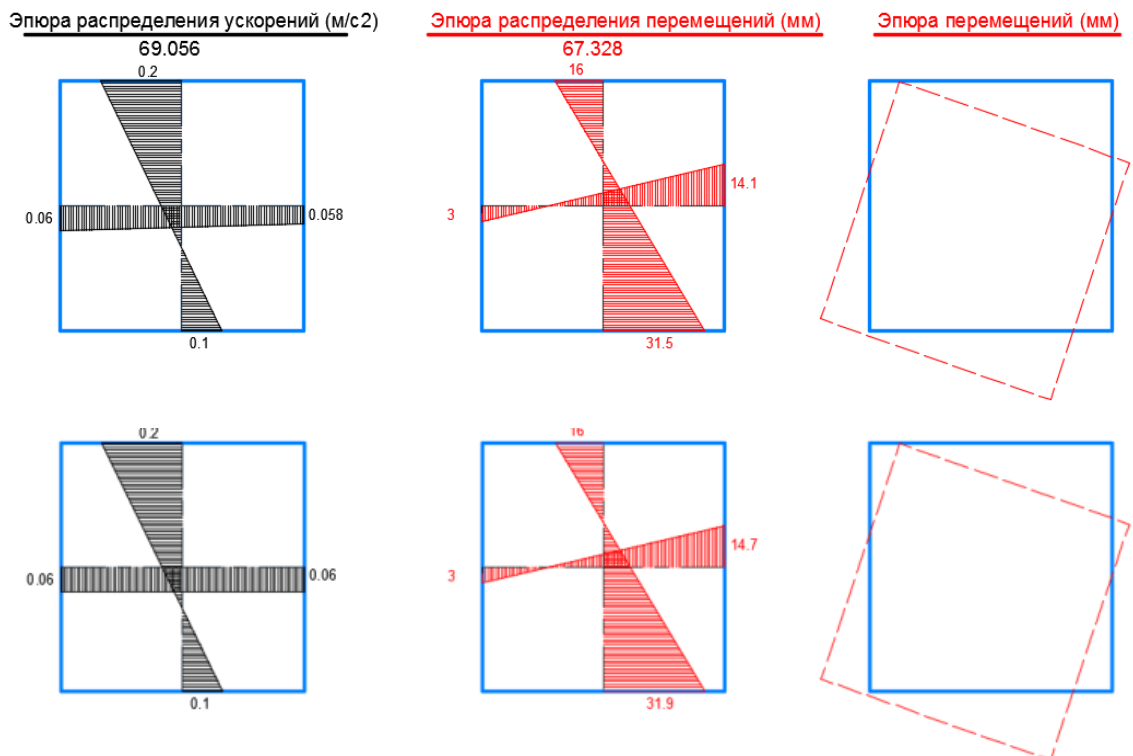


Рисунок 5.15 – Эпюры распределения ускорений (м/с²), перемещений (мм) платформы при испытании вибромашиной с полным загрузением, период $T=1.12$ сек, показания датчиков 1 и 2 в диапазоне времени 69,05-70,18с

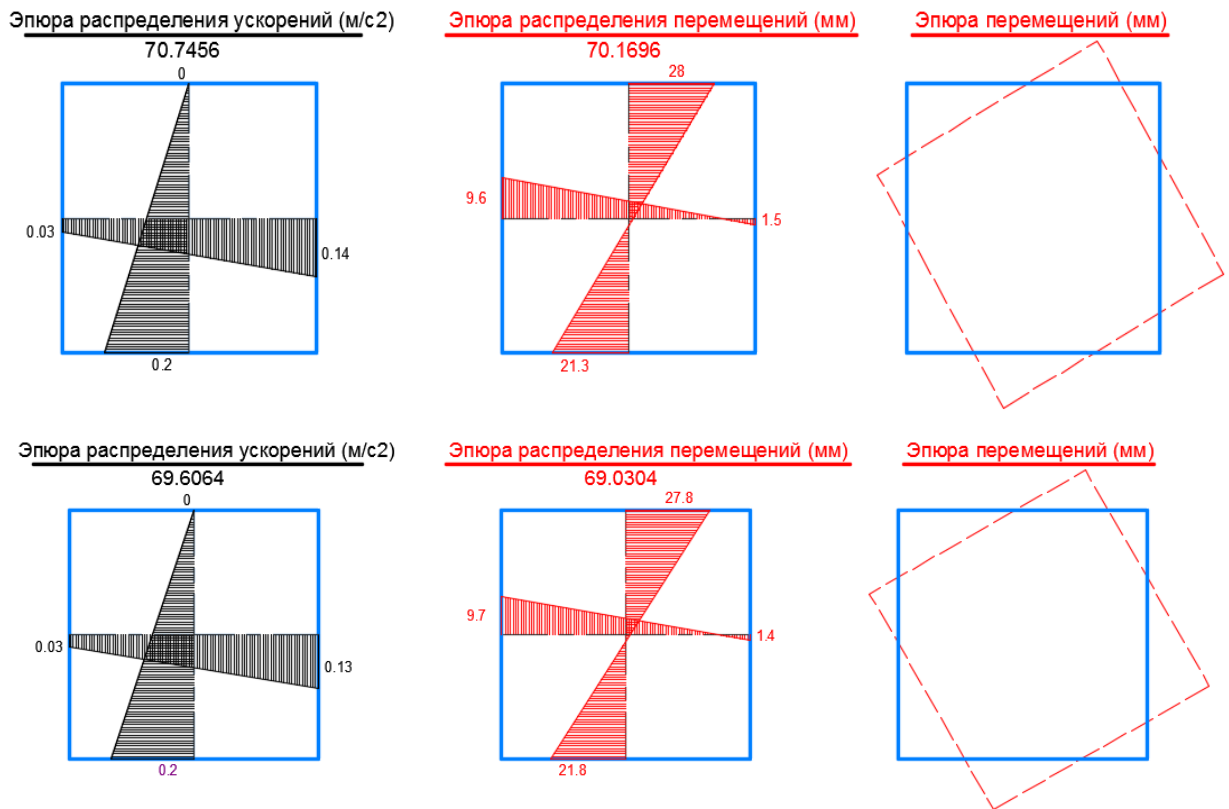


Рис5.16 Эпюра распределения ускорений (м/с²), перемещений (мм) платформы при испытании вибромашиной полным загрузением, период T=1.12 сек, показания датчиков 3 и 4 в диапазоне времени 70,7456-69,6064с

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 сторону, 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 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).

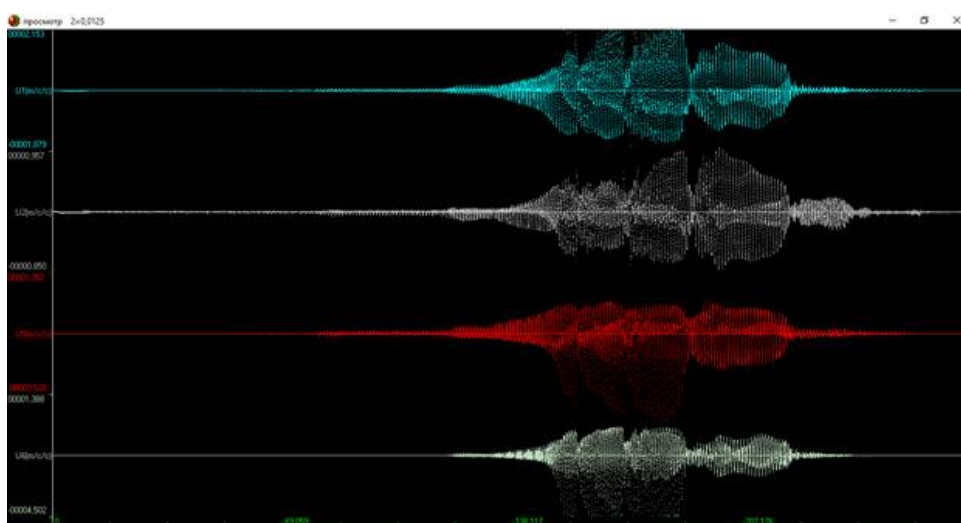


Рисунок 5.17 – Экранный вид ускорений (g), м/с²

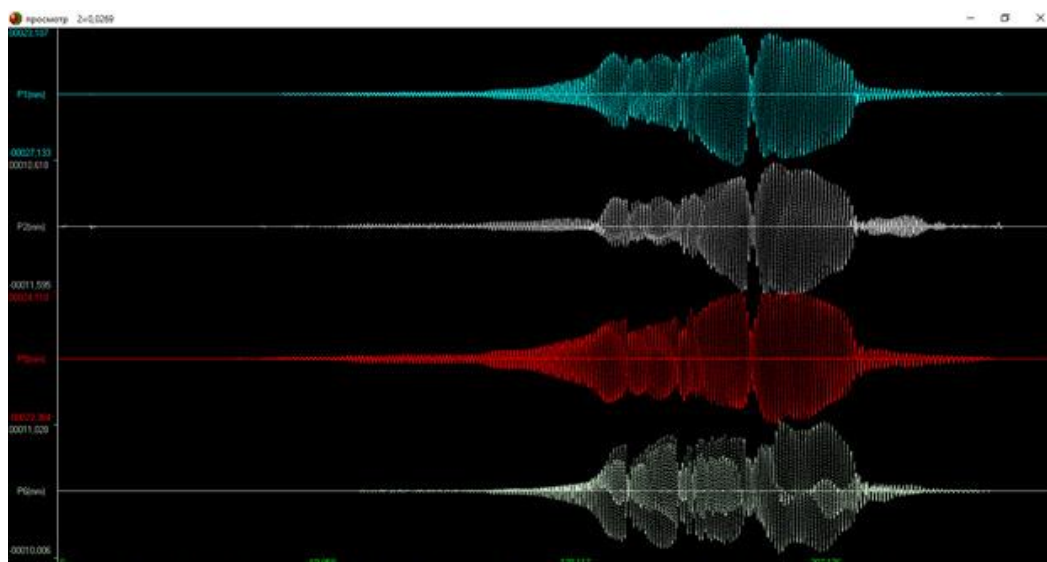


Рисунок 5.18 – Экранный вид перемещений, в мм

В настоящем разделе приведен анализ испытания, которые проводились в два этапа: 4 этап - без резинометаллической опоры; 5 этап - с резинометаллическими опорами. Испытания проводились вибромашинной 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 вибромашинной показали в пределах 23,1-27,1мм и в перпендикулярном к воздействию машины направлении составляло 10-11,6мм (табл.5.1). До испытания вибромашинная загружена доборами-весами в виде дебалансов с общим весом 1,24т.

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 вибромашинной, а датчики 2 и 4 фиксируют перпендикулярные к воздействию оси вибромашинной.

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

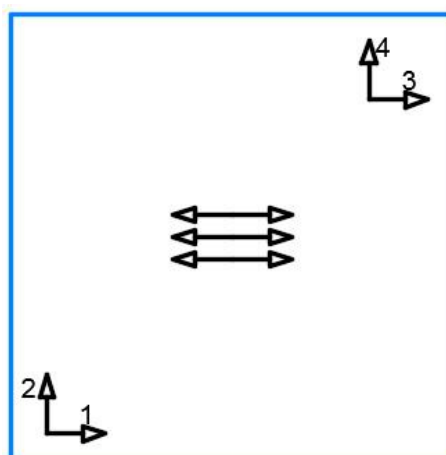


Рисунок 5.19 Схема расположения акселерометров (датчиков) на 1 этапе испытания

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).

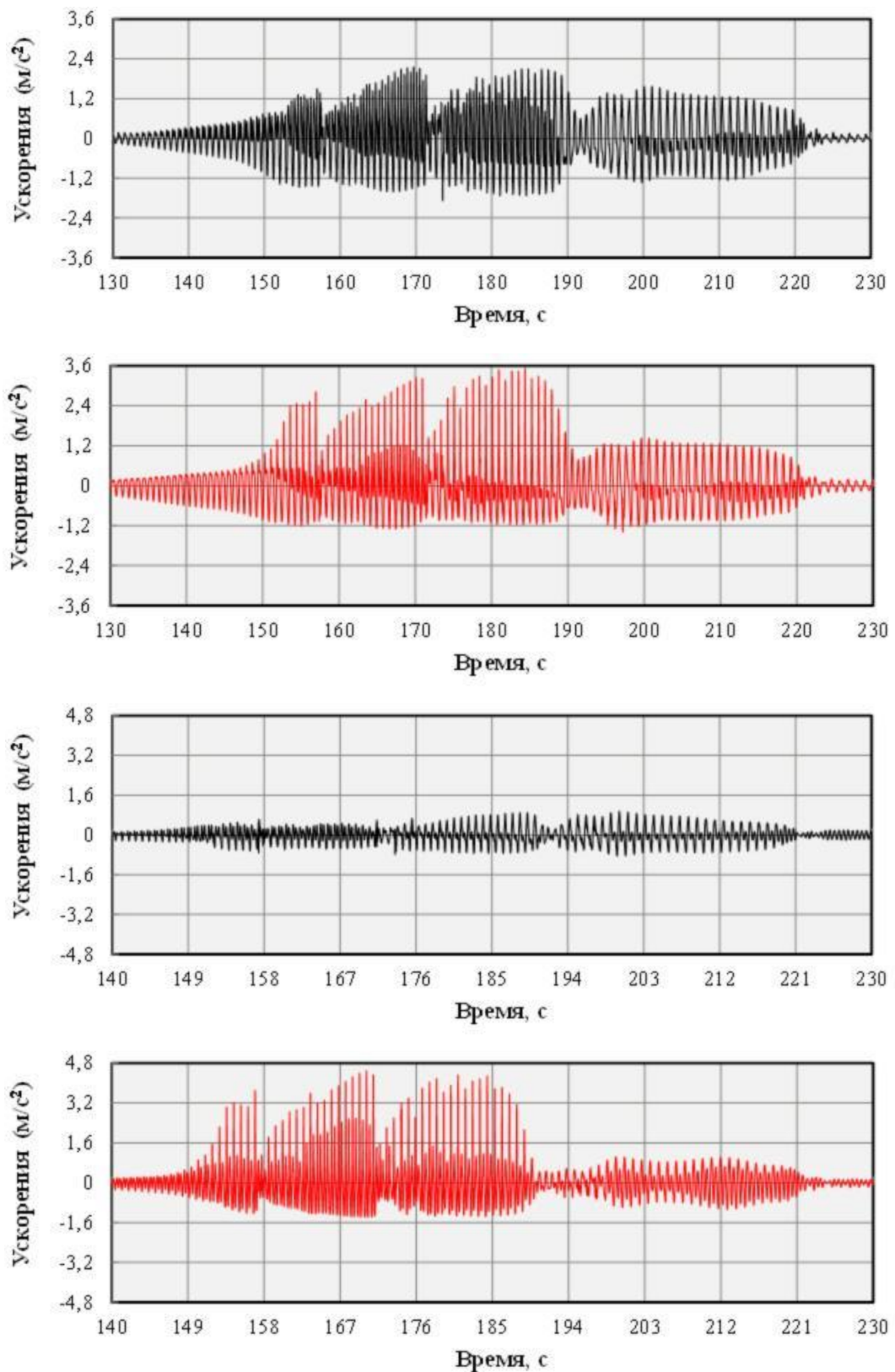


Рисунок 5.20 – Инструментальные записи ускорений колебаний платформы вдоль и поперек оси вибромашины с полным загрузением, полученные на 1 этапе испытаний, показания датчиков 1, 3, 2 и 4

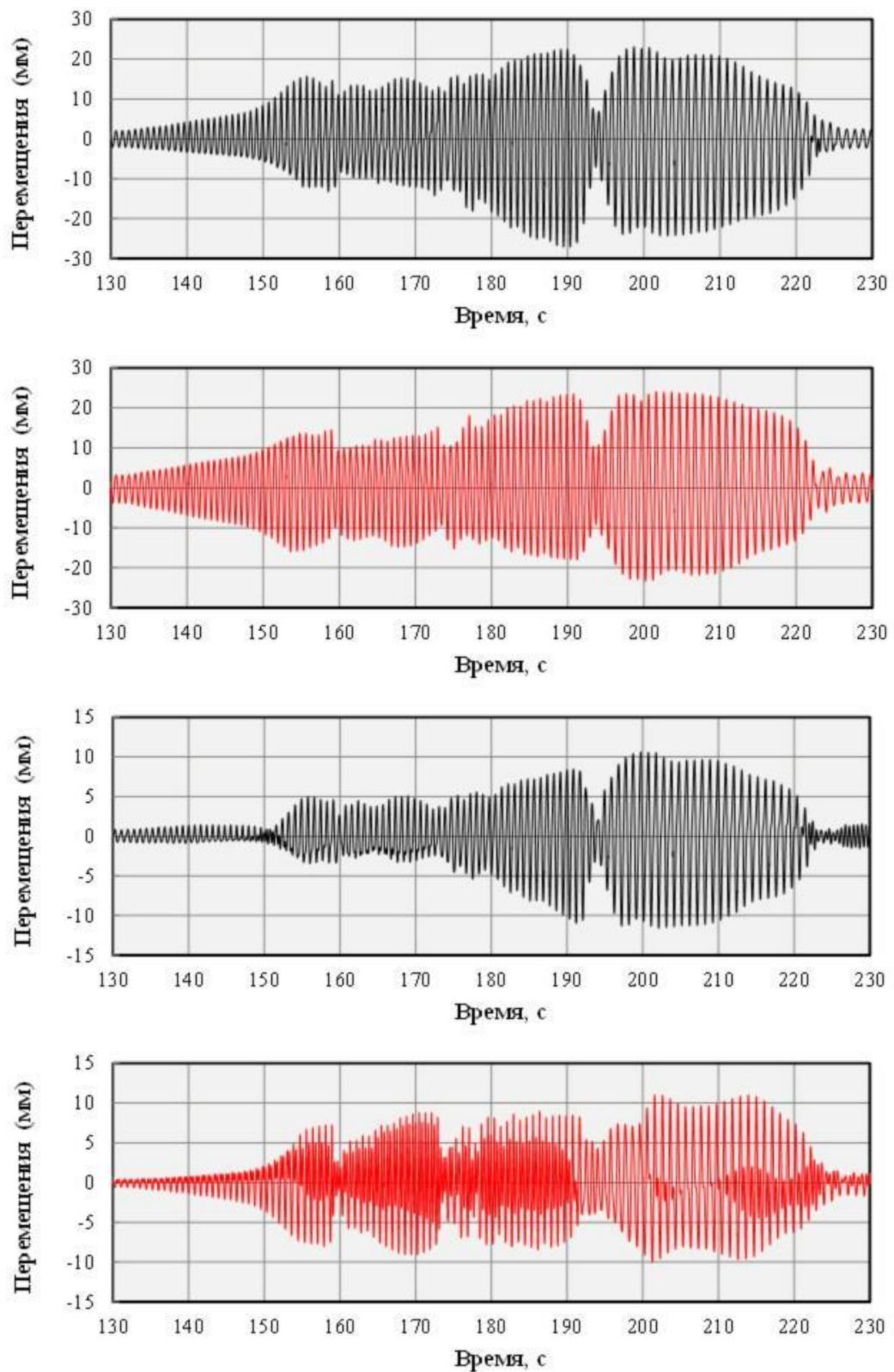


Рисунок 5.21 – Инструментальные записи перемещений колебаний платформы вдоль и поперек оси вибромашины с полным нагружением, полученные на 1 этапе испытаний, показания датчиков 1, 3, 2 и 4

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 152,75-153,74с (рис.5.22), а также зеркальные показания датчиков 3 и 4 в диапазоне времени 153,38-154,22с (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.

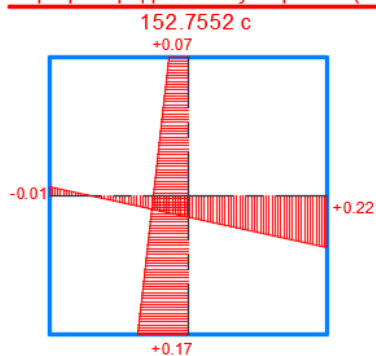
Далее некоторые эпюры, характеризующие деформированное состояние платформы при периоде 0,85 с, полученные датчиками 1 и 2, а также 3 и 4 показаны в диапазоне времени 169,29-170,24с (рис.5.24); в диапазоне времени 169,47-170,526с (рис.5.25); в диапазоне времени 187,01-187,87с (рис.5.26); в диапазоне времени 187,62-188,49с (рис.5.27).

Сейсмическое воздействие вибромашины передает крутящие силы платформе с максимальным смещением на 27 мм, а также максимальным ускорением на 0,45g (рисунки 5.22-5.27).

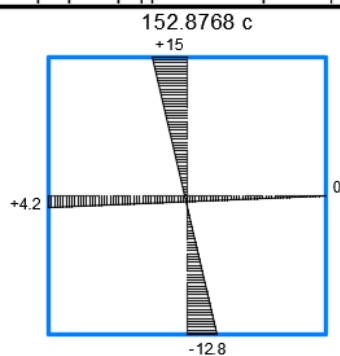
По данным шкалы в СН КР 20-02:2018 равной диапазону значений между 0,2-0,4g и соответствует интенсивности 8 баллов [156]. Таким образом, кроме приведенной в разделе 5.2 еще раз установлено, что платформа при полном нагружении вибромашины может доказать крутильное поведение, что соответствует воздействиям реальных сейсмических сил.

В соответствии с требованиями действующих норм проектирования в сейсмостойком строительстве 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)

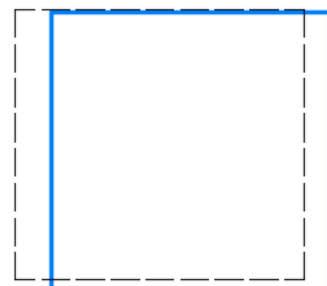
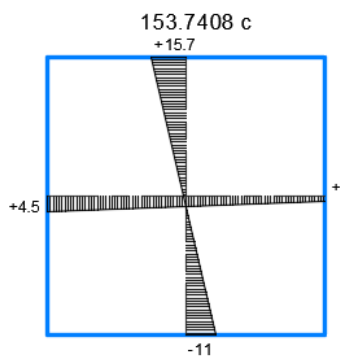
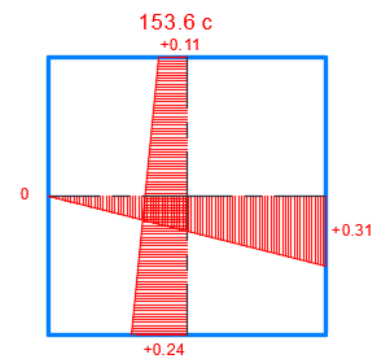
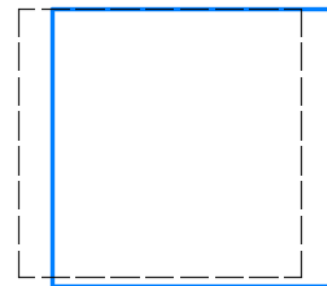
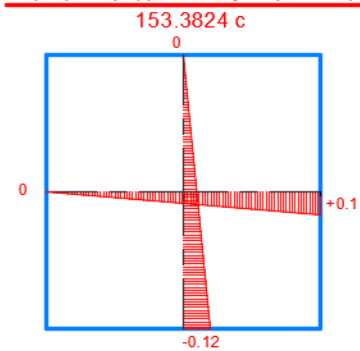
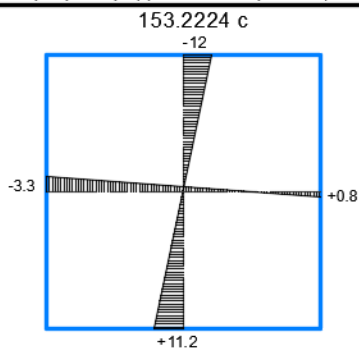


Рисунок 5.22 – Эпюры распределения ускорений (м/с²), перемещений (мм) на 4 этапе испытаний при периодах колебаний 0.85 сек. платформы с полным нагружением, без РМО, показания во времени 152,75-153,74с

Эпюра распределения ускорений (м/с²)



Эпюра распределения перемещений (мм)



Эпюра перемещений (мм)

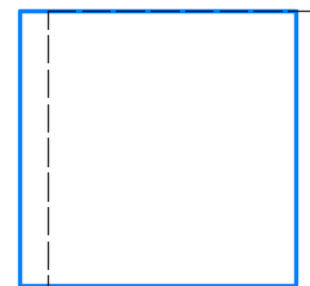
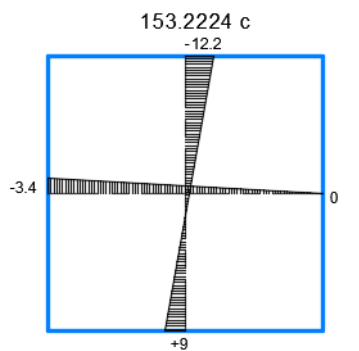
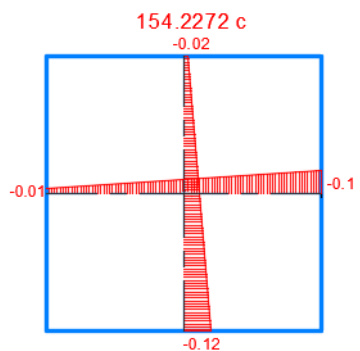
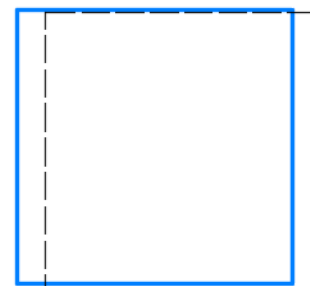
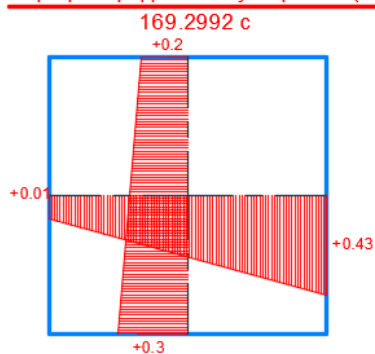
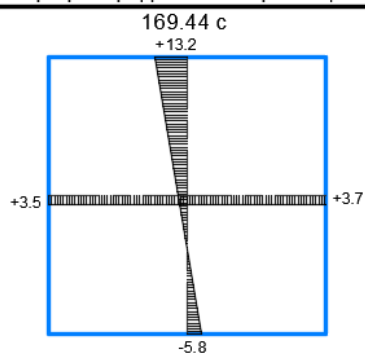


Рисунок 5.23 – Эпюры распределения ускорений (м/с²), перемещений (мм) на 4 этапе испытаний при периодах колебаний 0.85 сек. платформы с полным нагружением, без РМО, показания во времени 153,38-154,22с

Эпюра распределения ускорений (м/с²)



Эпюра распределения перемещений (мм)



Эпюра перемещений (мм)

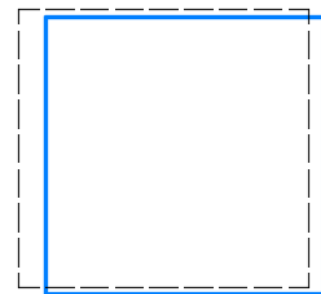
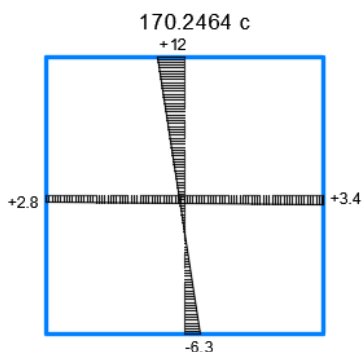
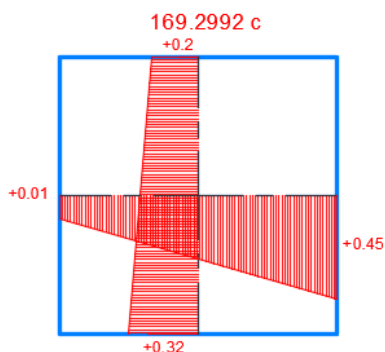
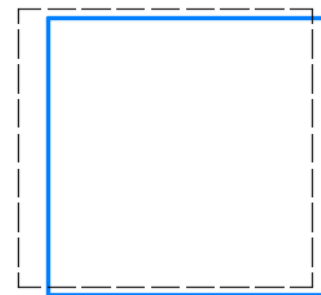
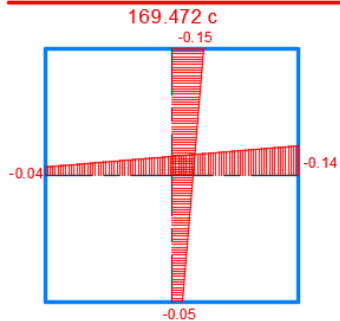
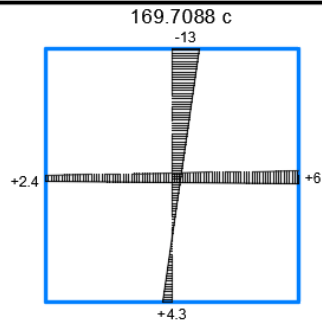


Рисунок 5.24 – Эпюры распределения ускорений (м/с²), перемещений (мм) на 4 этапе испытаний при периодах колебаний 0.85 сек. платформы с полным нагружением, без РМО, показания во времени 169,29-170,24с

Эпюра распределения ускорений (м/с²)



Эпюра распределения перемещений (мм)



Эпюра перемещений (мм)

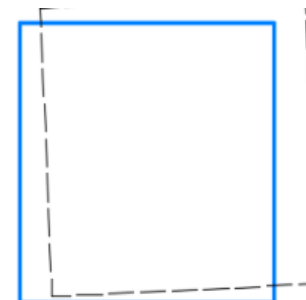
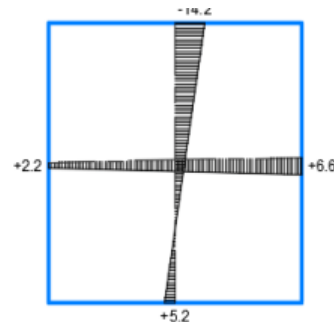
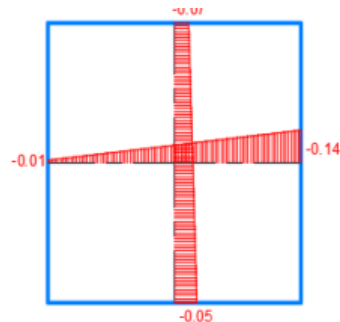
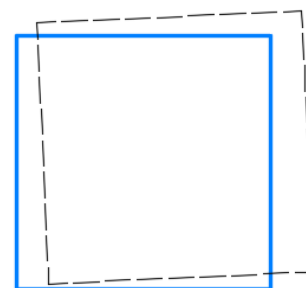
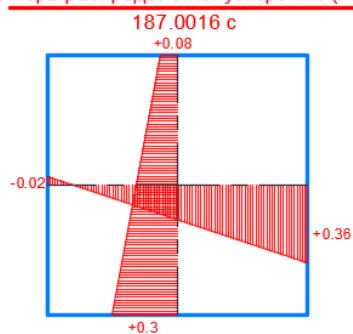
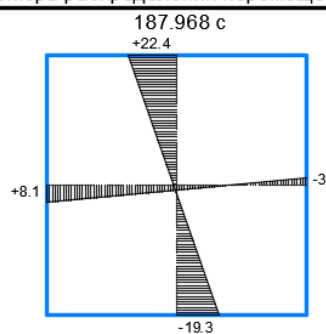


Рисунок 5.25 – Эпюры распределения ускорений (м/с²), перемещений (мм) на 4 этапе испытаний при периодах колебаний 0.85 сек. платформы с полным нагружением, без РМО, показания во времени 169,47-170,52с

Эпюра распределения ускорений (м/с²)



Эпюра распределения перемещений (мм)



Эпюра перемещений (мм)

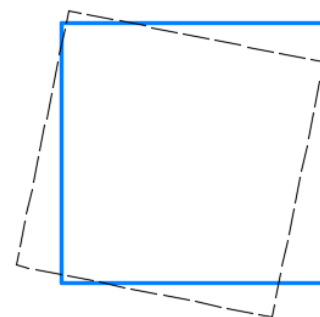
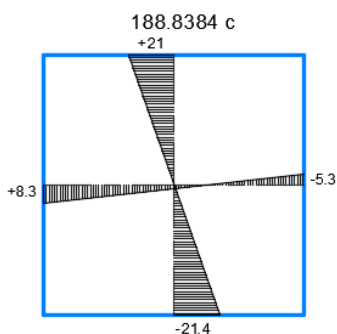
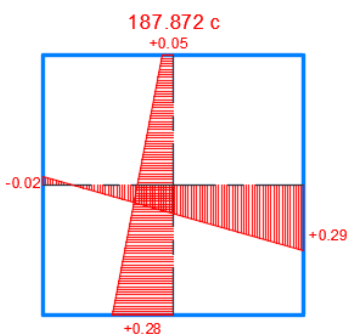
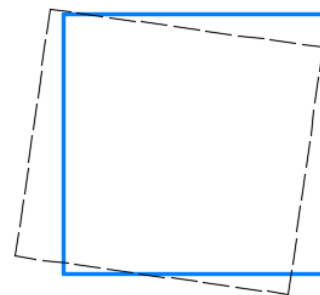
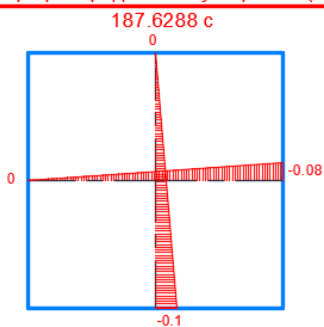
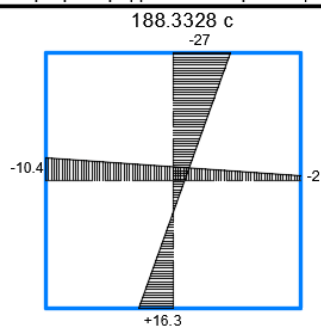


Рисунок 5.26 – Эпюры распределения ускорений (м/с²), перемещений (мм) на 4 этапе испытаний при периодах колебаний 0.85 сек. платформы с полным нагружением, без РМО, показания во времени 187,00-187,87с

Эпюра распределения ускорений (м/с²)



Эпюра распределения перемещений (мм)



Эпюра перемещений (мм)

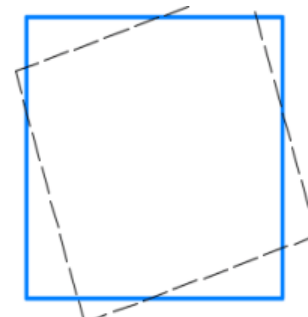
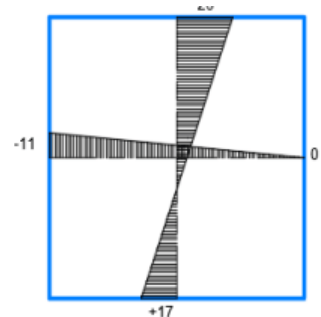
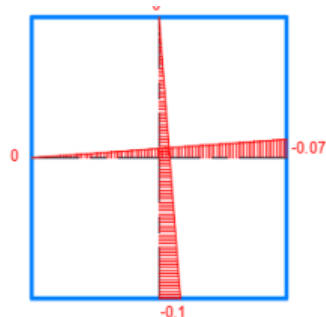
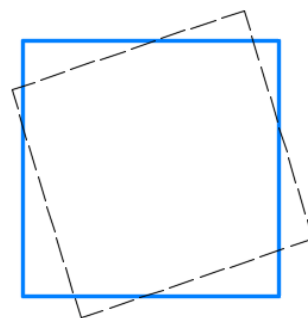


Рисунок 5.27 – Эпюры распределения ускорений (м/с²), перемещений (мм) на 4 этапе испытаний при периодах колебаний 0.85 сек. платформы с полным нагружением, без РМО, показания во времени 187,62-188,49с

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).

Таблица 5.2 – Величины ускорений и перемещений при воздействии нагруженной вибромашины с РМО в зазорах платформы

№ датчиков	Направление объекта	Величины ускорений (g), м/с 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

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 резинOMETаллических опор.

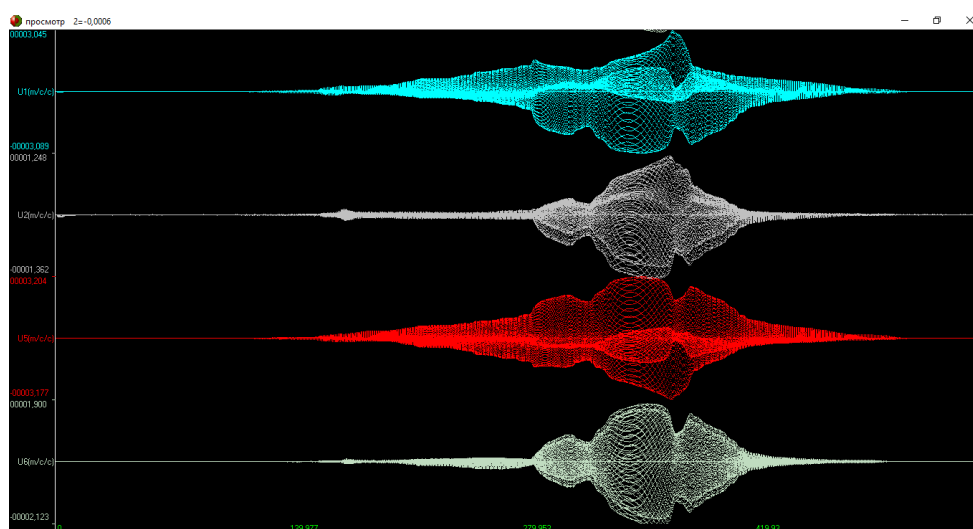


Рисунок 5.28 – Экранный вид ускорений (g) платформы с РМО, m/s^2

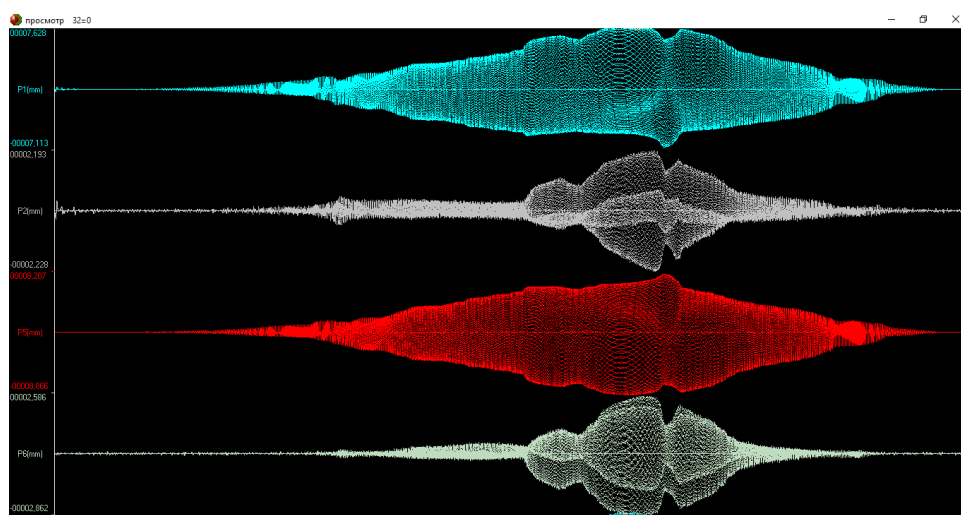


Рисунок 5.29 – Экранный вид перемещений платформы с РМО, в мм

Инструментальные записи ускорений и перемещений колебаний платформы вдоль и поперек оси, и вдоль оси воздействия вибромашины с полным нагружением, при 5 этапе испытаний, получены по показаниям двухкомпонентных датчиков-акселерометров 1, 3, 2 и 4 (рис.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.

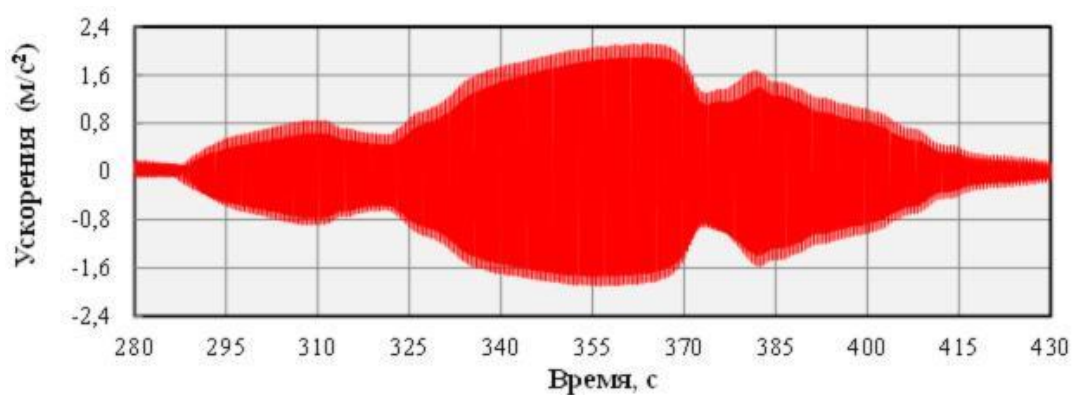
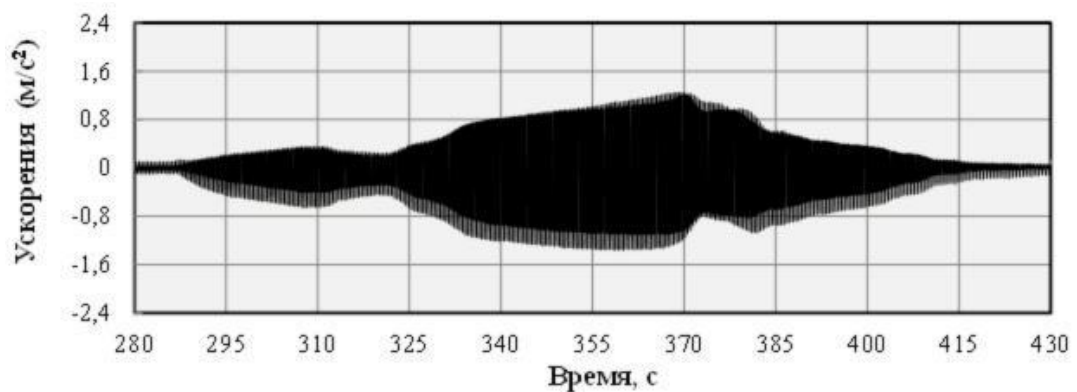
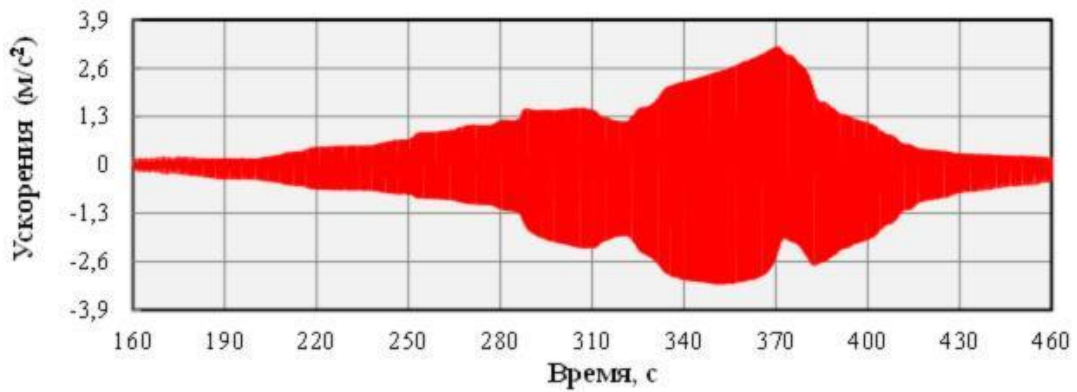
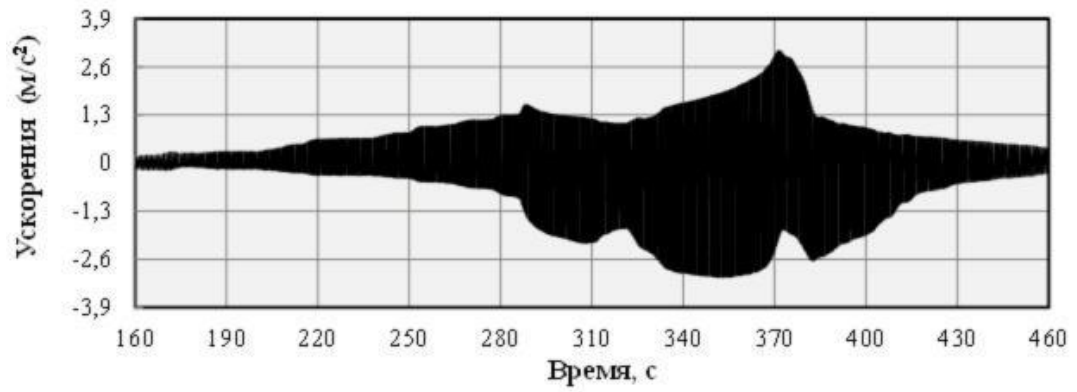


Рисунок 5.30 – Инструментальные записи колебаний платформы вдоль и поперек оси вибромашины с полным нагружением, полученные на 5 этапе испытаний, в ускорениях, показания датчиков 1, 3, 2 и 4

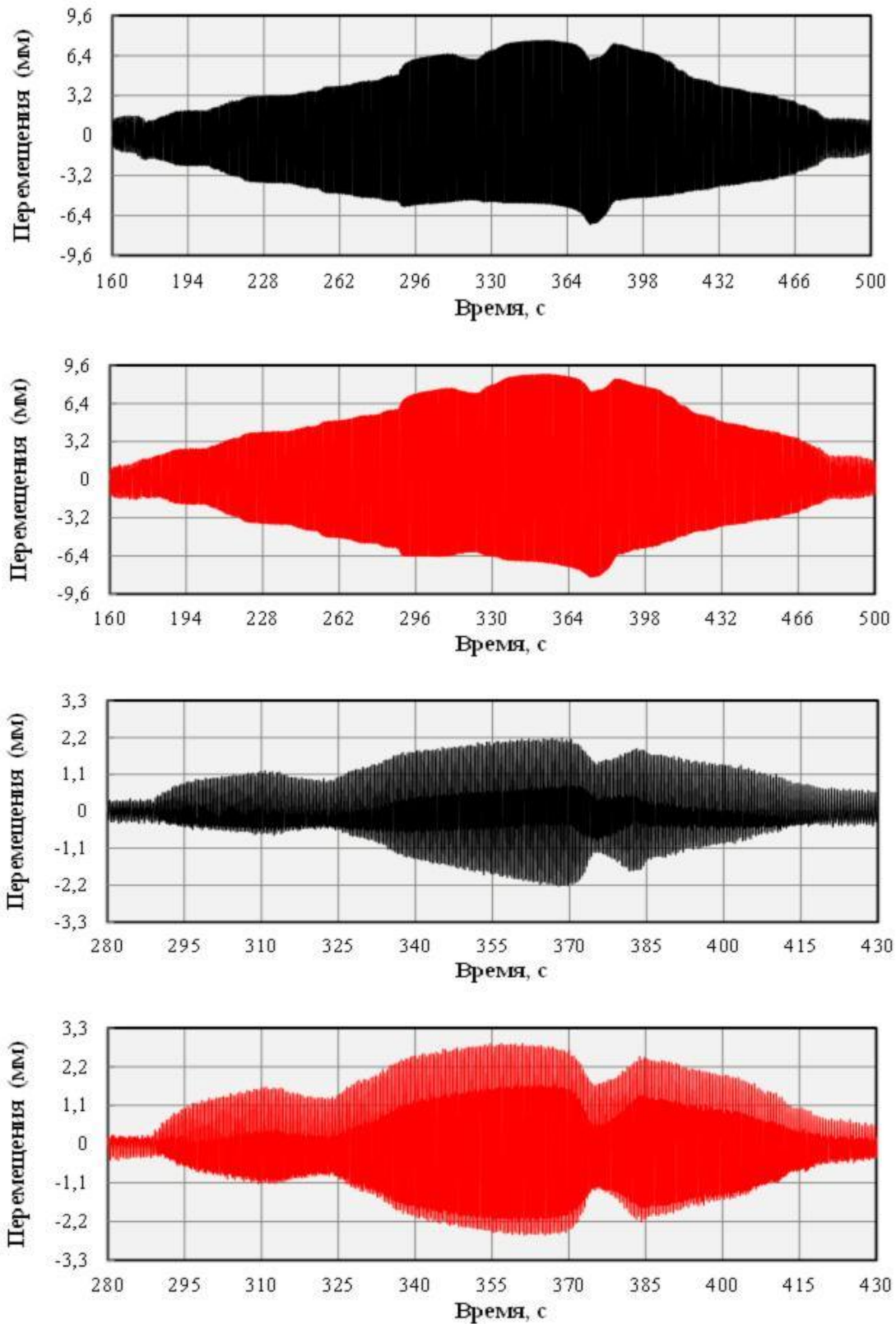


Рисунок 5.31 – Инструментальные записи колебаний платформы вдоль и поперек оси вибромашины с полным нагружением, полученные на 5 этапе испытаний, в перемещениях, показания датчиков 1, 3, 2 и 4

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).

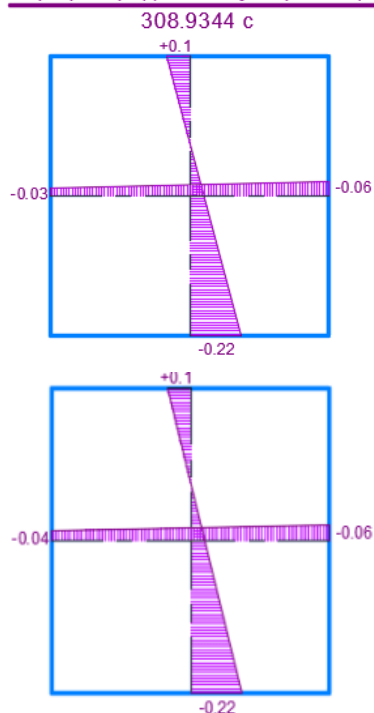
Эпюры записей величин ускорений и перемещений, полученные датчиками 1 и 2 во времени испытаний 308,9344-309,4016с (рис.5.32), а также зеркальные показания датчиков 3 и 4 во времени 309,1776-309,6384с (рис.5.33) показывают малое крутильное поведение платформы с резинометаллическими опорами при циклическом 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).

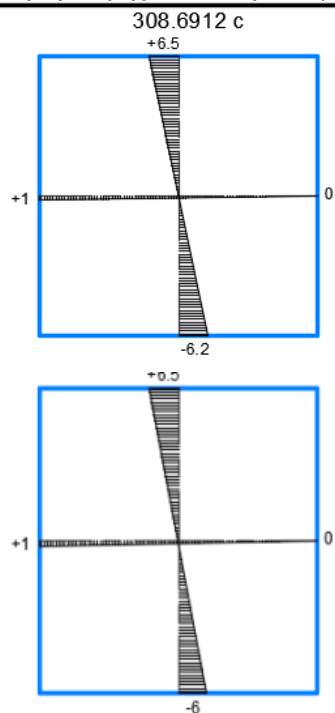
Таблица 5.3 – Величины ускорений и перемещений в выбранном диапазоне времени при периоде 0,47с

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)

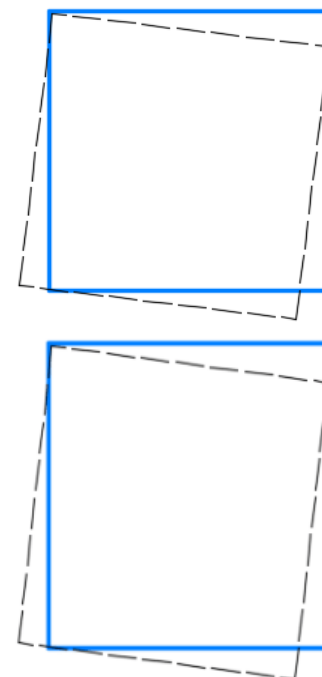
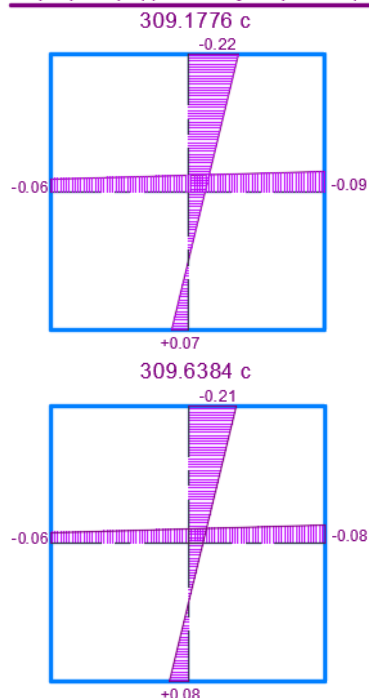
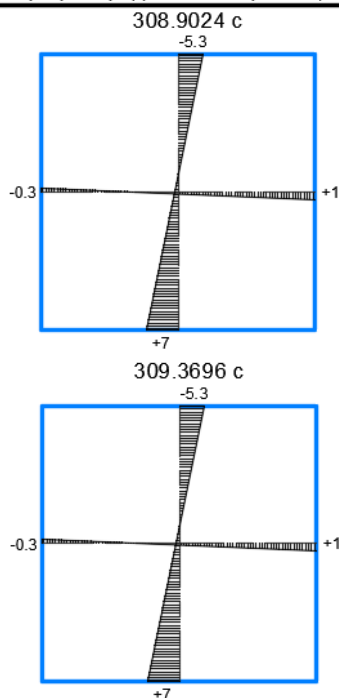


Рисунок 5.32 – Эпюры распределения ускорений (м/с²), перемещений (мм) на 5 этапе испытаний при периодах колебаний 0.47 сек. платформы с полным нагружением, с РМО, показания во времени 308,93-309,40с

Эпюра распределения ускорений (м/с²)



Эпюра распределения перемещений (мм)



Эпюра перемещений (мм)

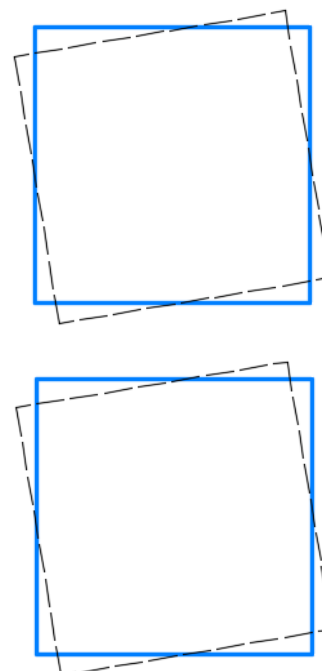
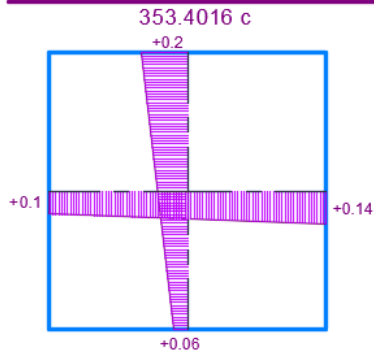
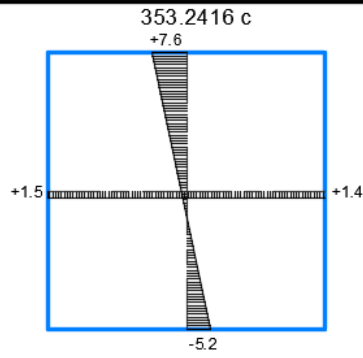


Рисунок 5.33 – Эпюры распределения ускорений (м/с²), перемещений (мм) на 5 этапе испытаний при периодах колебаний 0.47 сек. платформы с полным нагружением, с РМО, показания во времени 309,17-309,63с

Эпюра распределения ускорений (м/с²)



Эпюра распределения перемещений (мм)



Эпюра перемещений (мм)

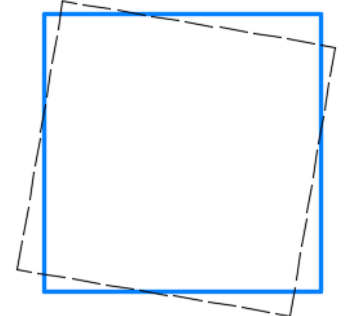
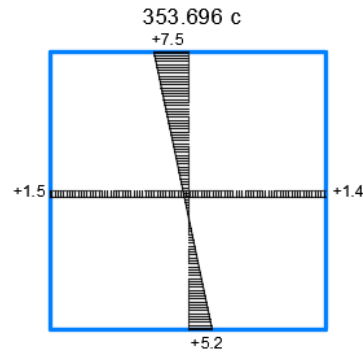
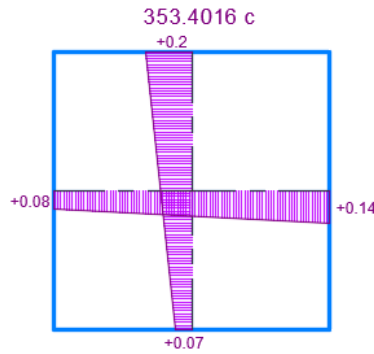
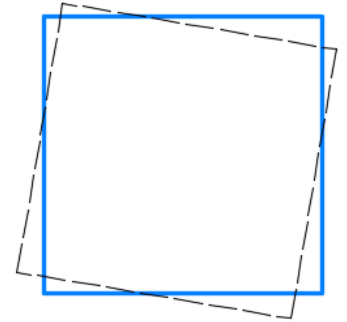
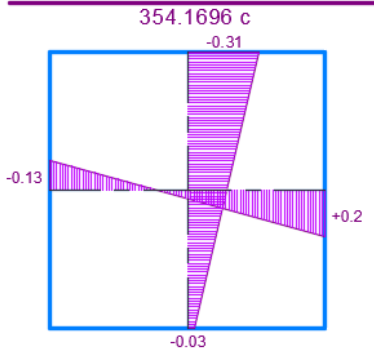
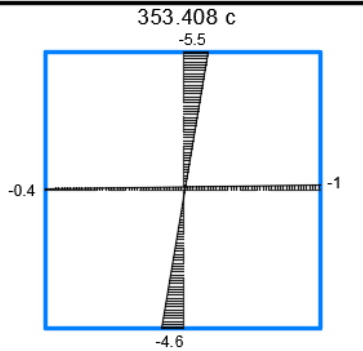


Рисунок 5.34 – Эпюры распределения ускорений (м/с²), перемещений (мм) на 5 этапе испытаний при периодах колебаний 0.47 сек. платформы с полным нагружением, с РМО, показания во времени 353,40-353,69с

Эпюра распределения ускорений (м/с²)



Эпюра распределения перемещений (мм)



Эпюра перемещений (мм)

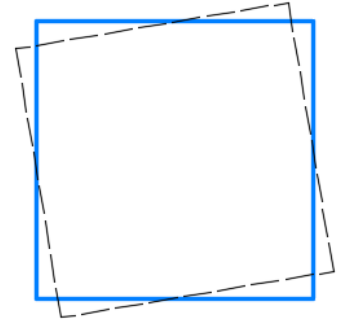
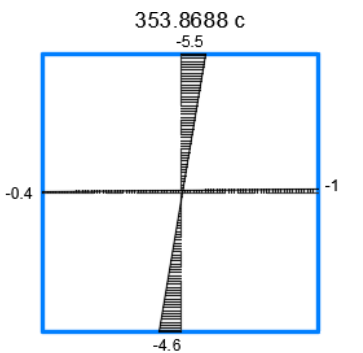
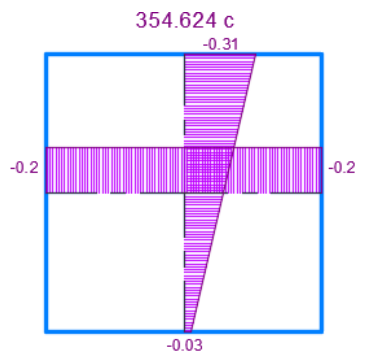
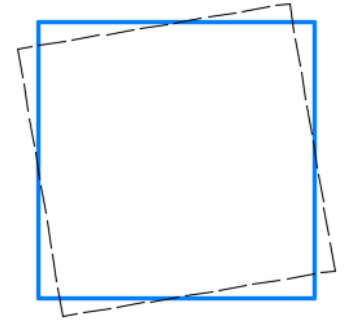
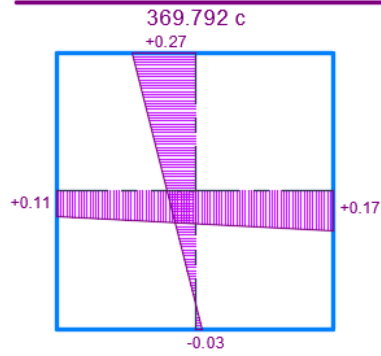
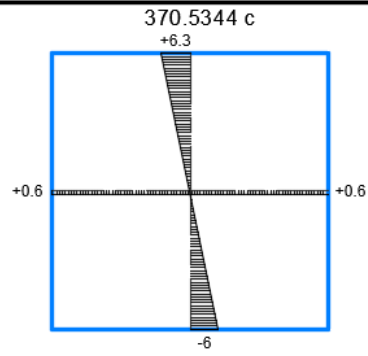


Рисунок 5.35 – Эпюры распределения ускорений (м/с²), перемещений (мм) на 5 этапе испытаний при периодах колебаний 0.47 сек. платформы с полным нагружением, с РМО, показания во времени 354,16-354,62с

Эпюра распределения ускорений (м/с²)



Эпюра распределения перемещений (мм)



Эпюра перемещений (мм)

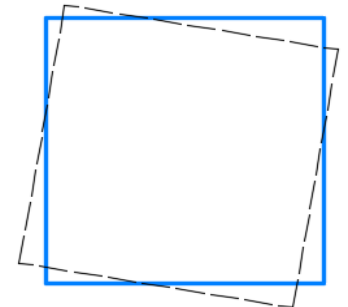
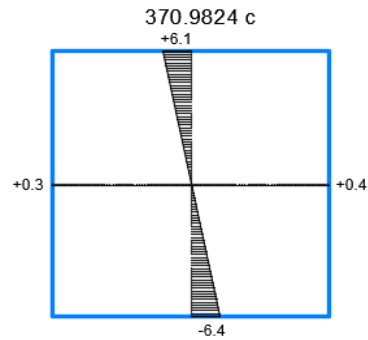
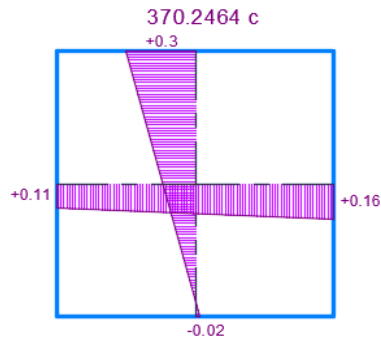
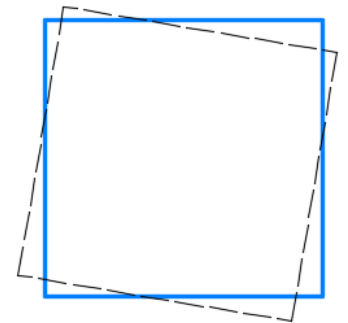
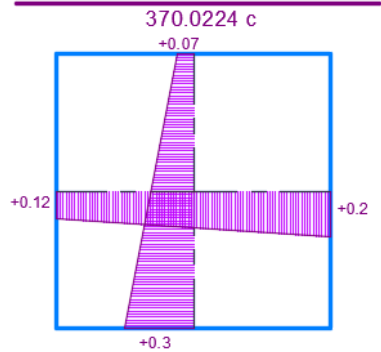
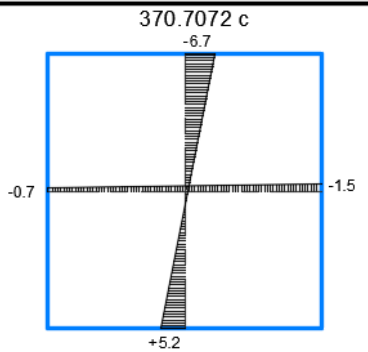


Рисунок 5.36 – Эпюры распределения ускорений (м/с²), перемещений (мм) на 5 этапе испытаний при периодах колебаний 0.47 сек. платформы с полным нагружением, с РМО, показания во времени 369,79-370,98с

Эпюра распределения ускорений (м/с²)



Эпюра распределения перемещений (мм)



Эпюра перемещений (мм)

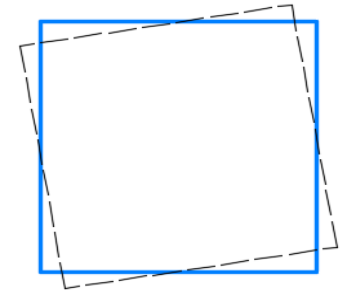
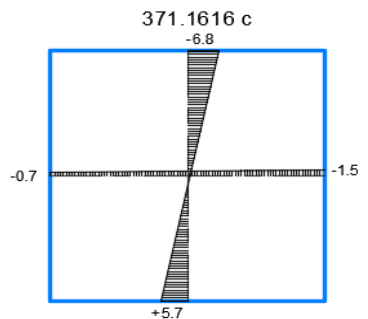
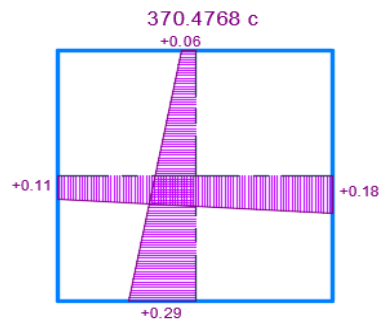
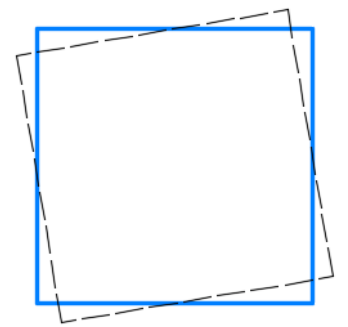


Рисунок 5.37 – Эпюры распределения ускорений (м/с²), перемещений (мм) на 5 этапе испытаний при периодах колебаний 0.47 сек. платформы с полным нагружением, с РМО, показания во времени 370,02-370,47с

Согласно показаниям шкалы 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 «грунт-РМО-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, что 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).

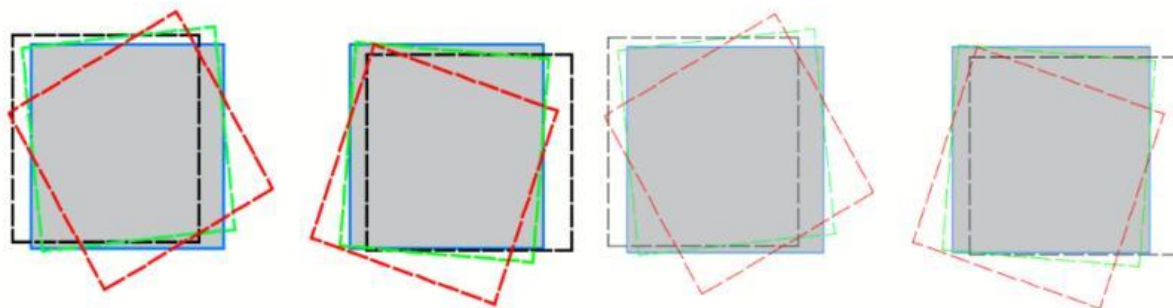


Рисунок 5.38 – Схемы деформаций поверхности покрытия испытательной платформы в плане на этапах испытаний 4 и 5

В процессе экспериментальных 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.

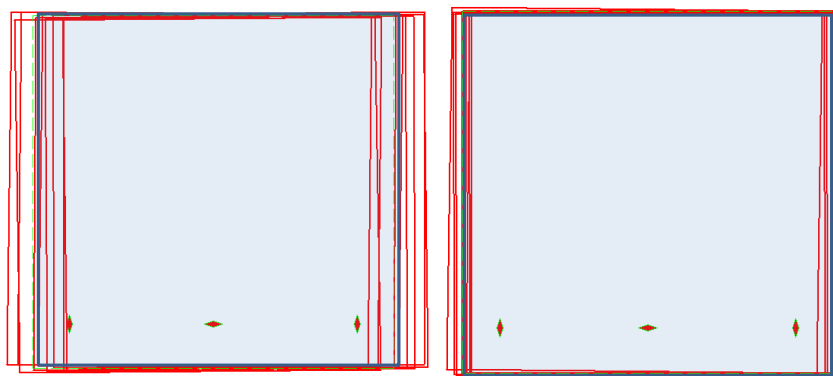


Рисунок 5.39 – Поступательные колебания платформы в направлении вибрационного воздействия с и без резинометаллических опор

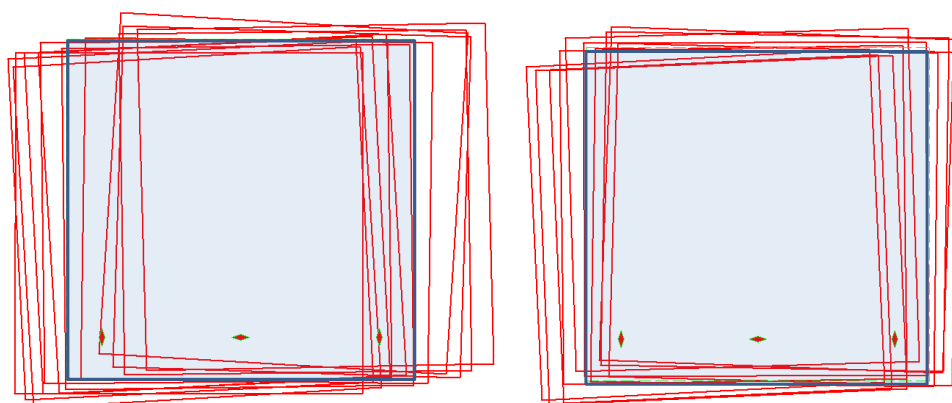


Рисунок 5.40 – Схемы горизонтальных перемещений покрытия платформы при сейсмическом воздействии

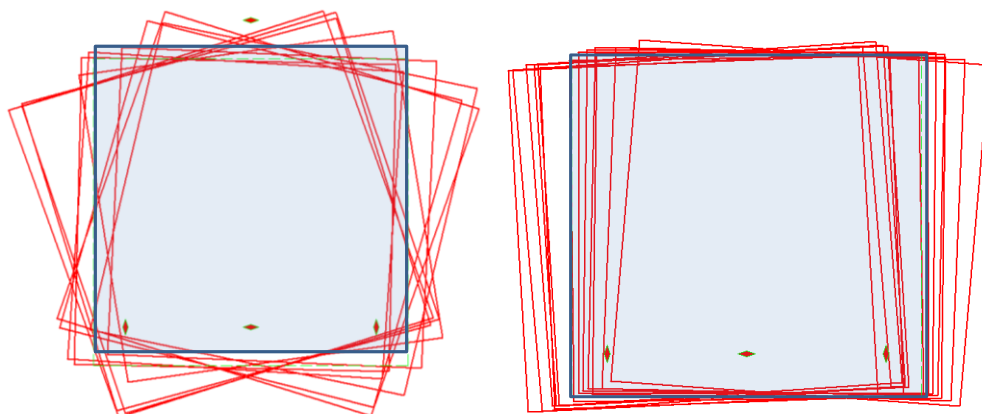


Рисунок 5.41 – Крутильное поведение платформы при вибрационном воздействии с и без резинометаллических опор, установленных в поперечном и продольном направлениях

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

6,0x6,0м (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 ($h_{эт}$)	Перекос этажа по оси 2 ($h_{эт}$)
II	19 мм (173)	22 мм (150)
V	29 мм (114)	31 мм (106)
VI	29 мм (114)	33 мм (100)
VIII	42 мм (79)	39 мм (85)

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 5.43.

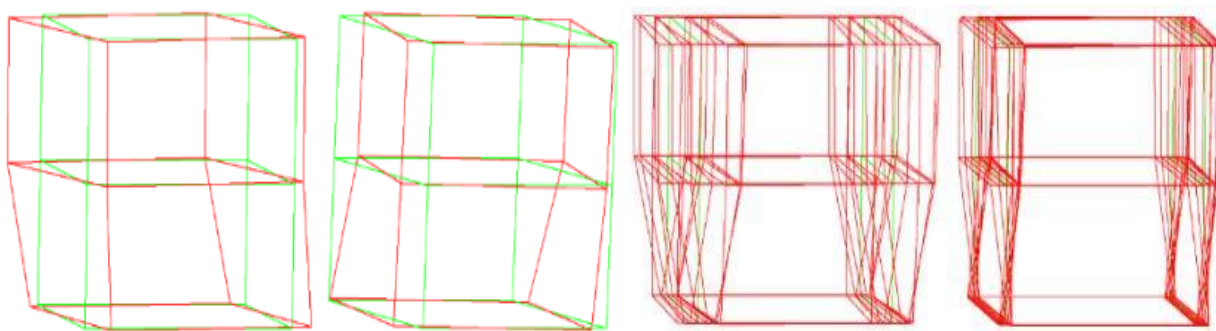


Рисунок 5.43 – Формы деформированного состояния здания горизонтальных перемещений перекрытия и покрытия здания из ЛСТК в разное время

Схемы горизонтальных перемещений в плане платформы и покрытия объекта испытаний в плане в конкретные моменты времени, построенные в формате 2D, показаны на рисунках 5.44 и 5.45.

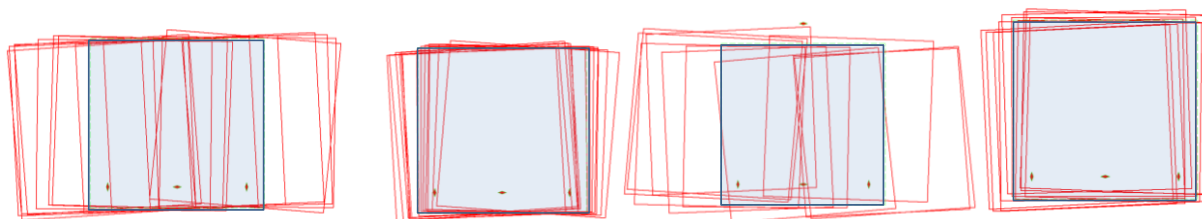


Рисунок 5.44 – Формы деформирования объекта испытаний в плане в уровне покрытия (схема слева) и платформы (схема справа) на этапах III и V.

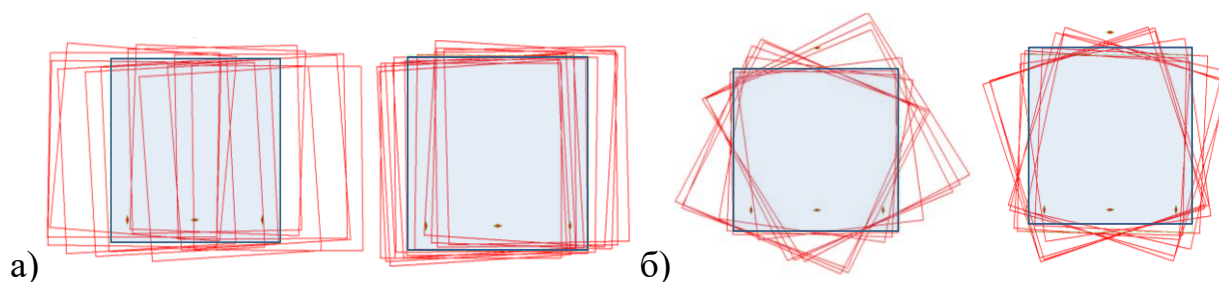


Рисунок 5.45 – Формы деформирования объекта испытаний в плане в уровне покрытия (схема слева) и платформы (схема справа) на этапе испытаний VI:

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.

Эффективные периоды колебаний – это период собственных колебаний существенно нелинейного поведения зданий при динамических воздействиях. Количественные показатели демпфирования можно назвать 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 5.46 – 5.50.

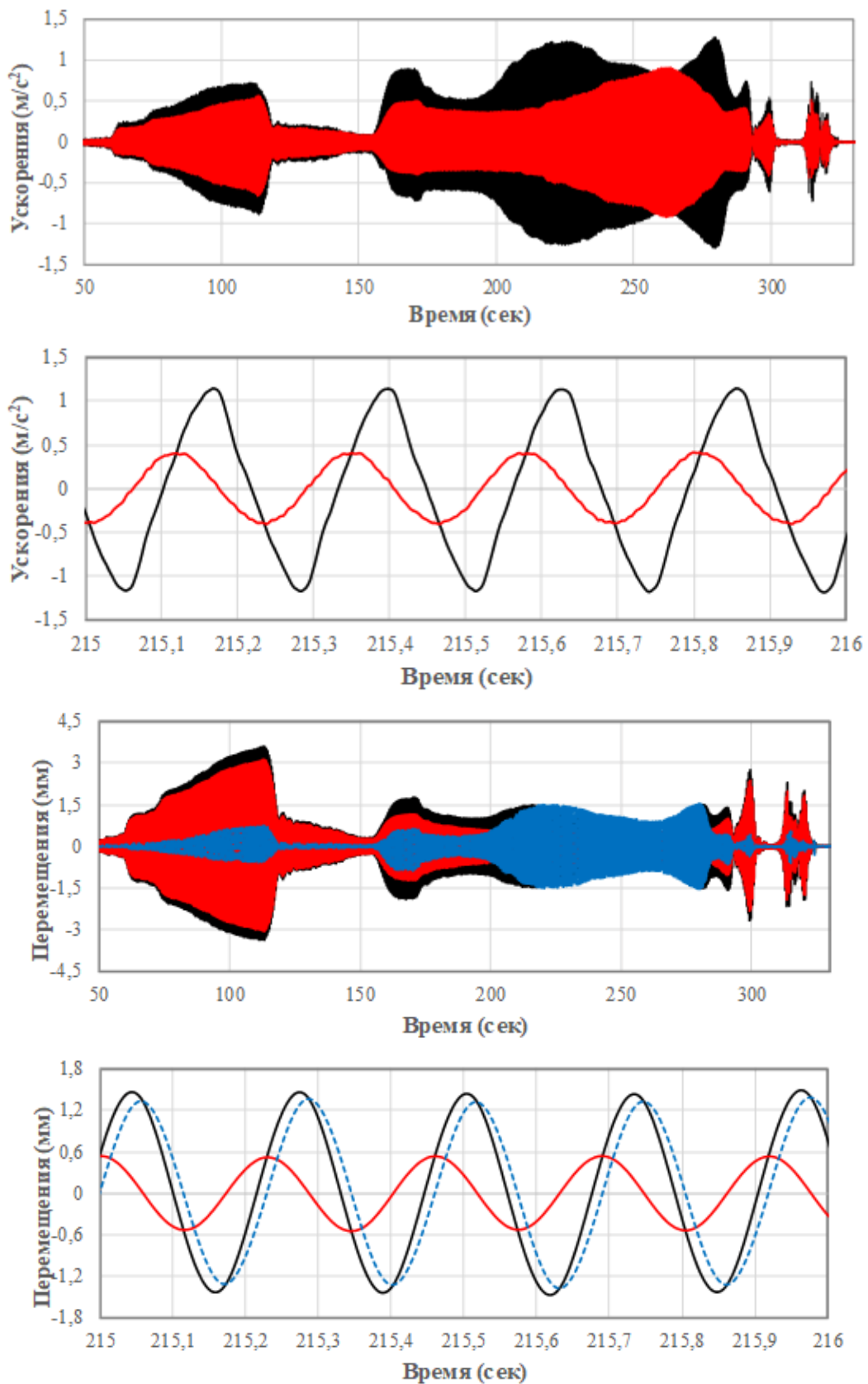


Рисунок 5.46 – Записи горизонтальных ускорений и перемещений геометрических центров платформы и объекта испытаний в уровне перекрытия над первым этажом в направлении вибрационного воздействия на этапе испытаний I.

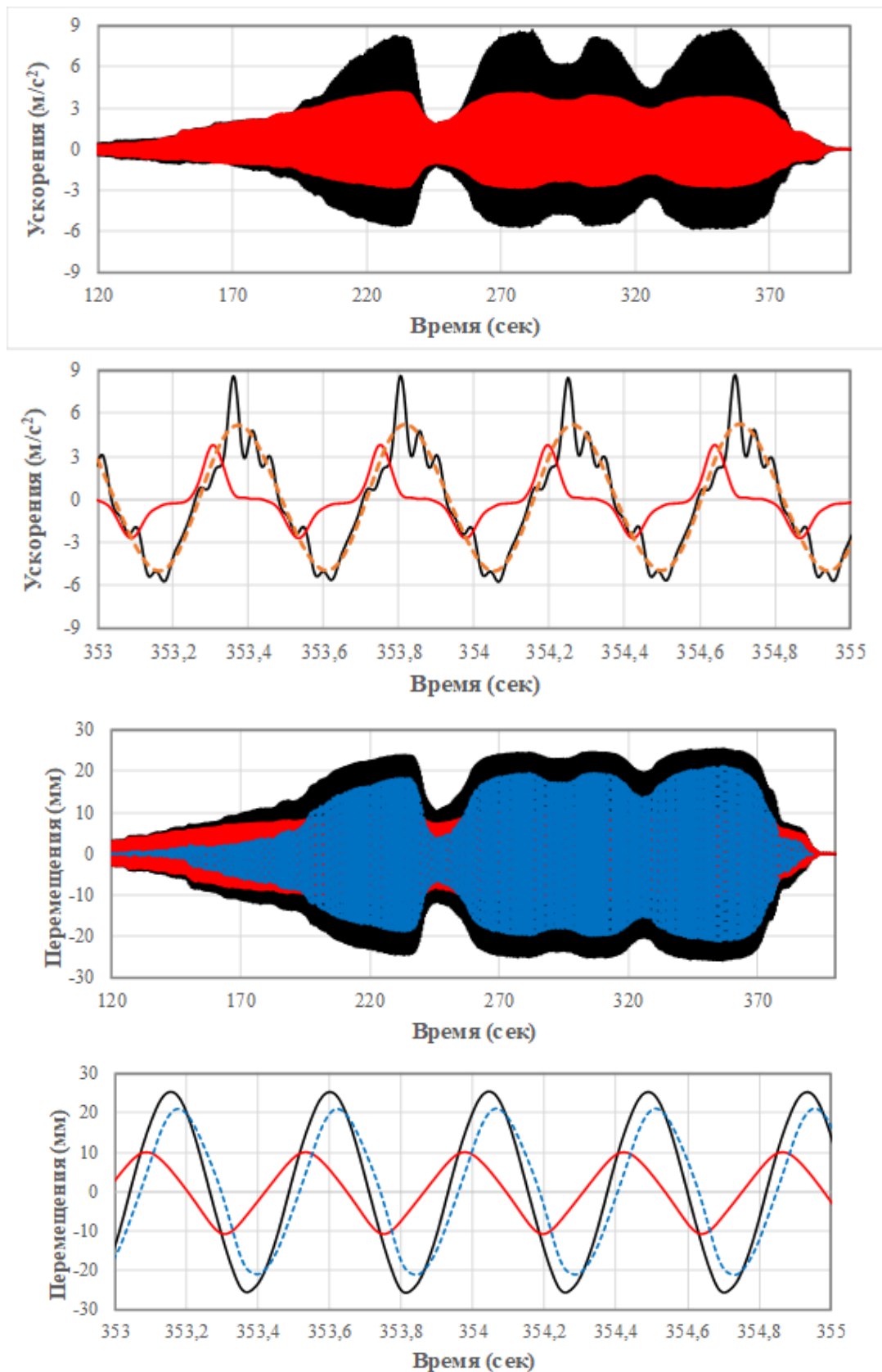


Рисунок 5.47 – Записи горизонтальных ускорений и перемещений геометрических центров платформы и объекта испытаний в уровне перекрытия над первым этажом в направлении вибрационного воздействия на этапе испытаний II

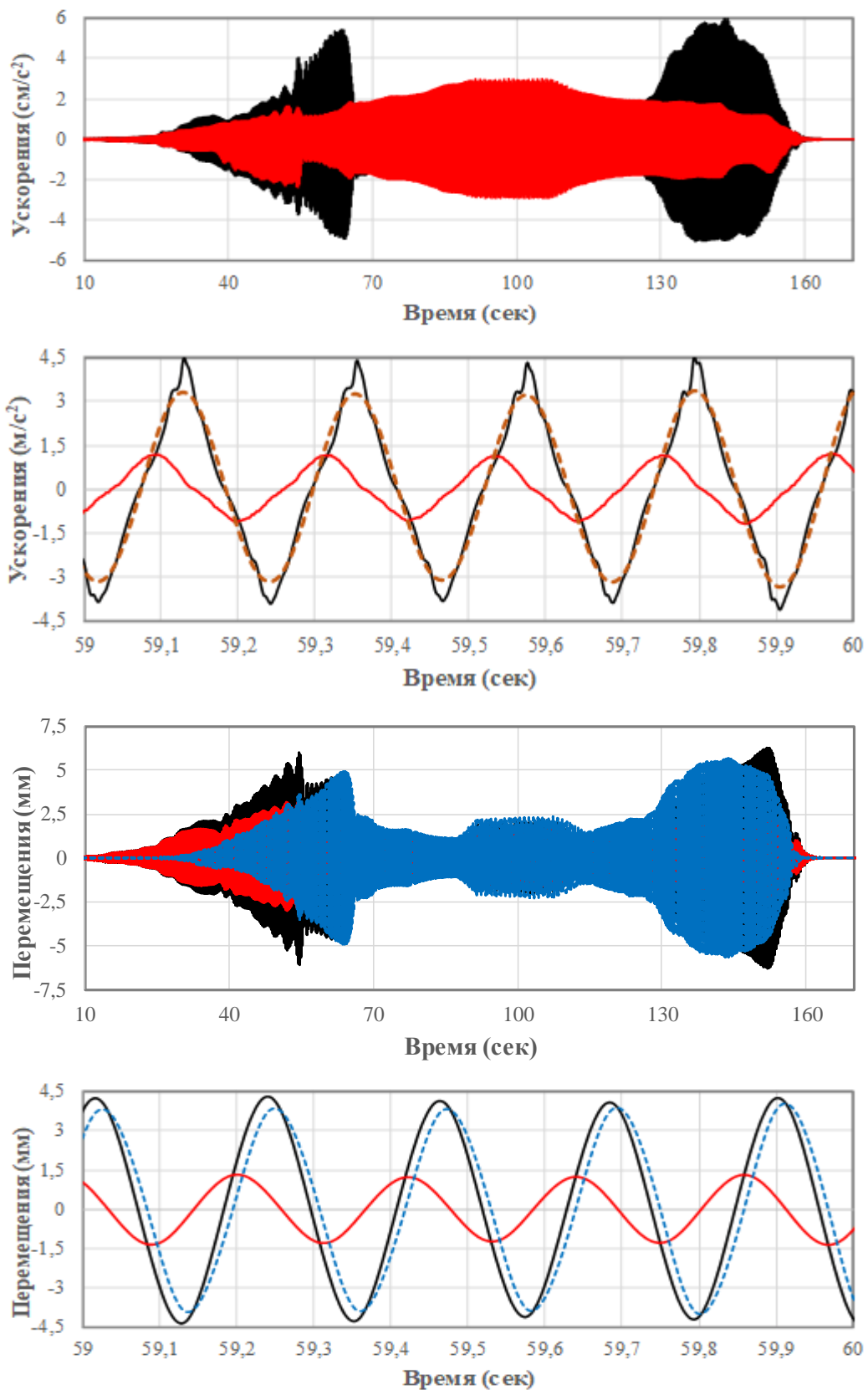


Рисунок 5.48 – Записи горизонтальных ускорений и перемещений геометрических центров платформы и объекта испытаний в уровне перекрытия над первым этажом в направлении вибрационного воздействия на этапе испытаний IV

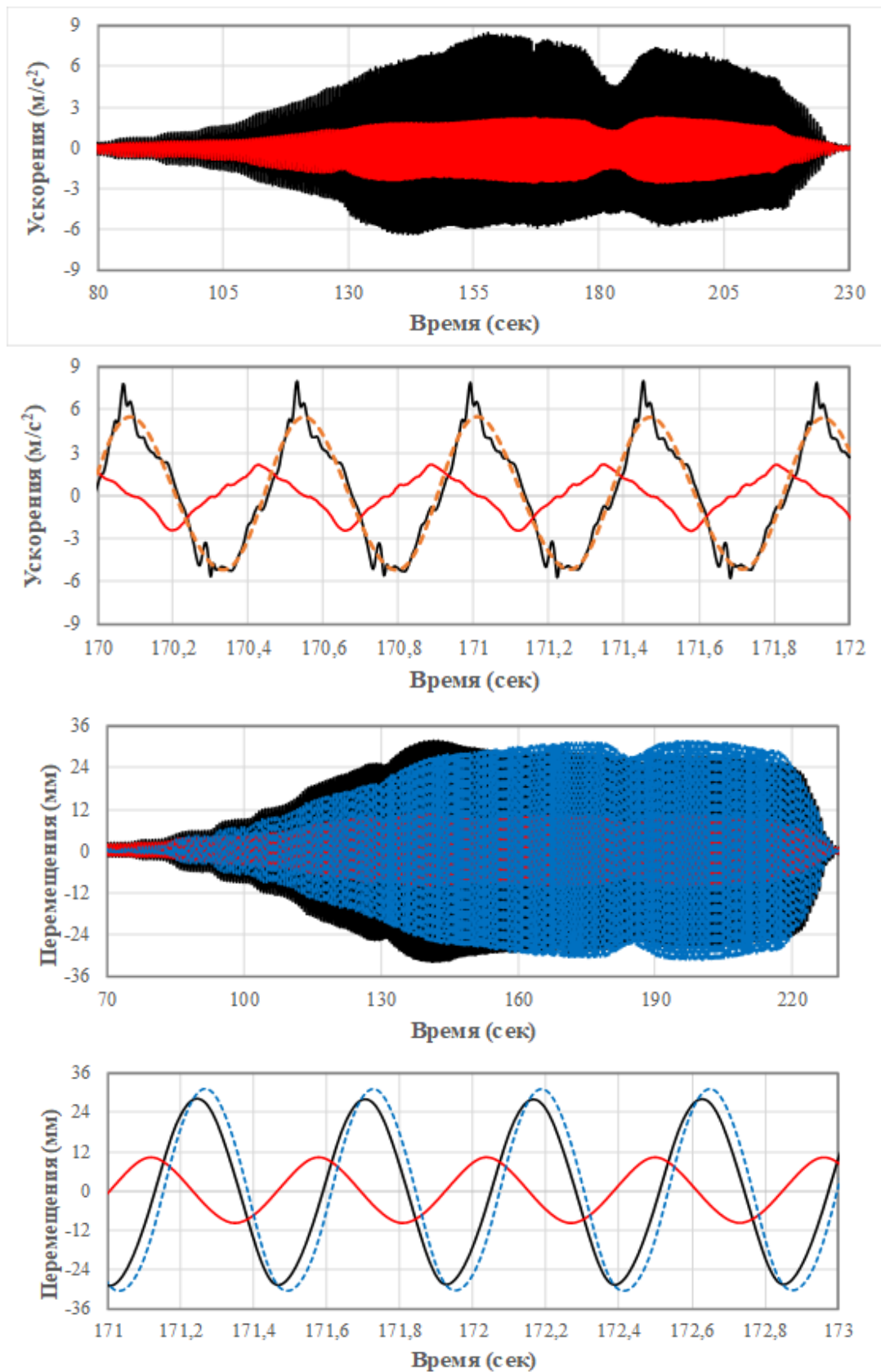


Рисунок 5.49 – Записи горизонтальных ускорений и перемещений геометрических центров платформы и объекта испытаний в уровне перекрытия над первым этажом в направлении вибрационного воздействия на этапе испытаний V

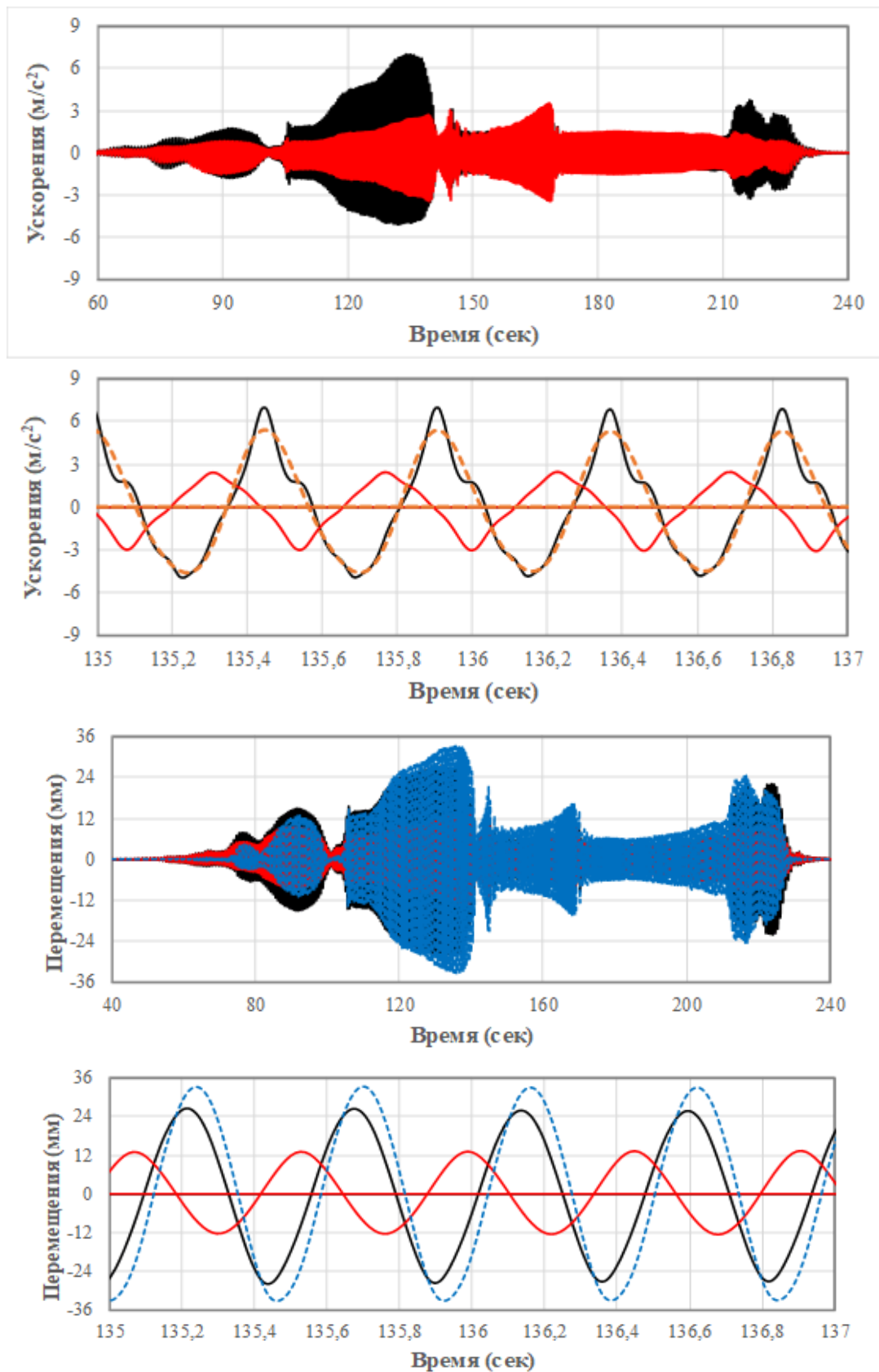


Рисунок 5.50 – Записи горизонтальных ускорений и перемещений геометрических центров платформы и объекта испытаний в уровне перекрытия над первым этажом в направлении вибрационного воздействия на этапе испытаний VI

На рисунках 5.46 – 5.50:

- 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 редукции, 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.

Для сравнения интенсивности динамических воздействий, имевших место при испытаниях здания-представителя, с интенсивностью реальных сейсмических воздействий, на рисунках 5.51 и 5.52 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.5.51), 0,2g и 0,4g (рис.5.52).

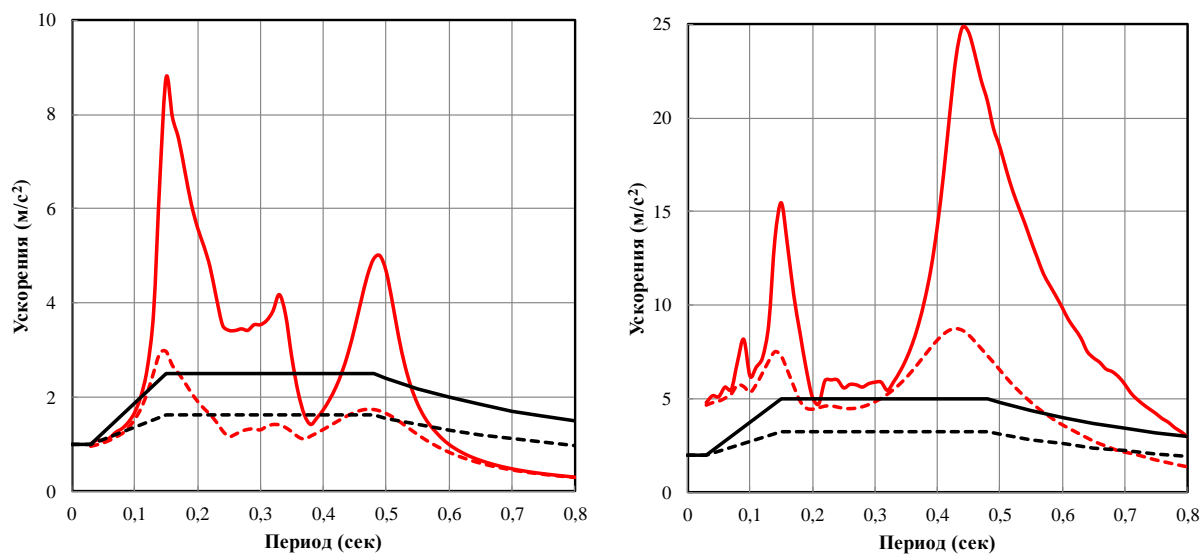


Рисунок 5.51 Спектры реакций, построенные по инструментальным записям на этапах испытаний I и II, и нормативные спектры реакций, построенные при ускорениях основания 0,1g и 0,2g.

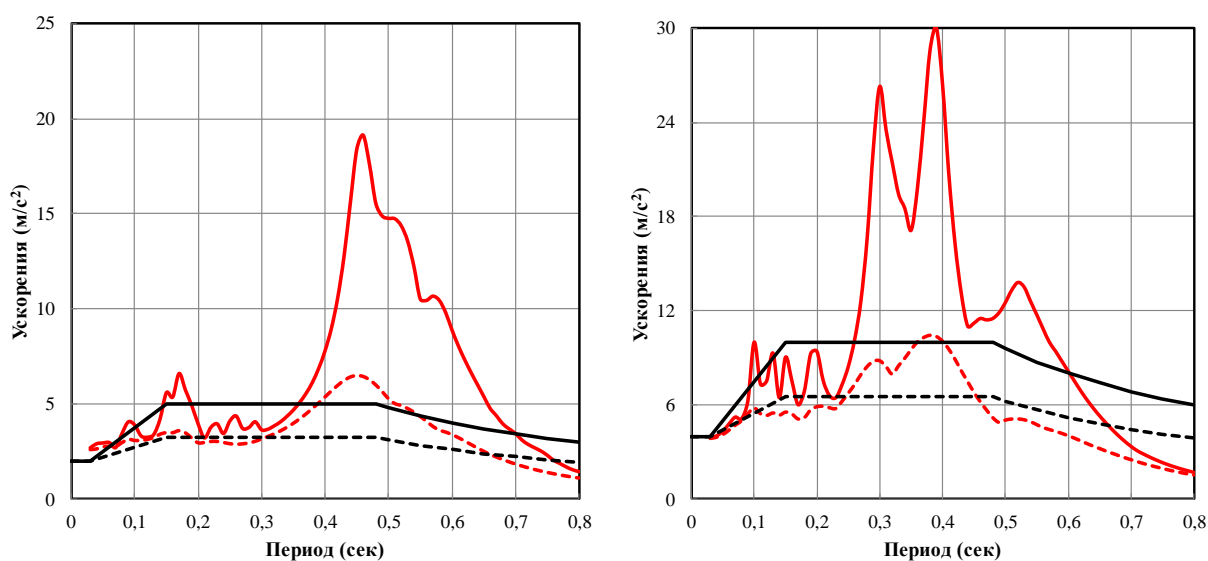


Рисунок 5.52 – Спектры реакций, построенные по инструментальным записям на этапах испытаний V и IX, и нормативные спектры реакций, построенные при ускорениях основания 0,2g и 0,4g

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 значения эффективного вязкого демпфирования при существенно нелинейном поведении конструктивных систем зданий.

Из сопоставления спектров реакций, в том числе приведенных в качестве примеров на рисунках 5.51 и 5.52 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 перекося 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 рисунке 5.53. Анализ испытаний показывает наименьшее горизонтальное смещение этажей здания при обшивке с плитами ОСБ.

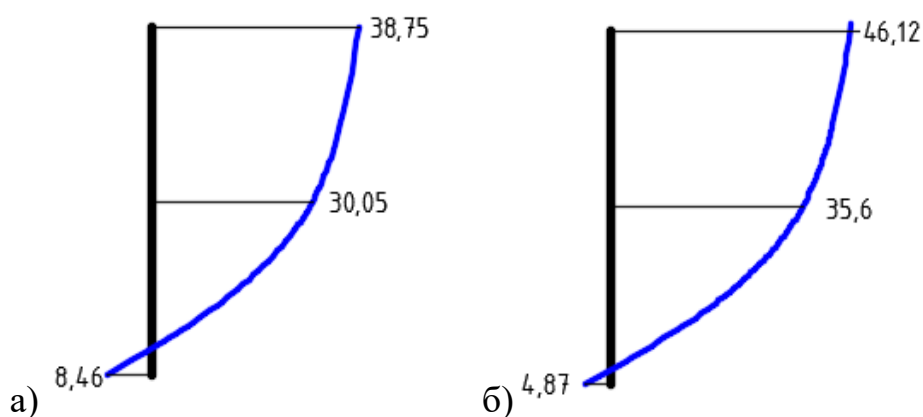


Рисунок 5.53 – Поперечные смещения с обшивкой (а) и без обшивки (б) здания из ОСБ, мм, по высоте

По инструментальным записям разных колебаний составлены спектры реакции здания из ЛСТК для дальнейшего расчетного анализа и конструирования для масштабного проектирования и строительства (рис.5.54). 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.

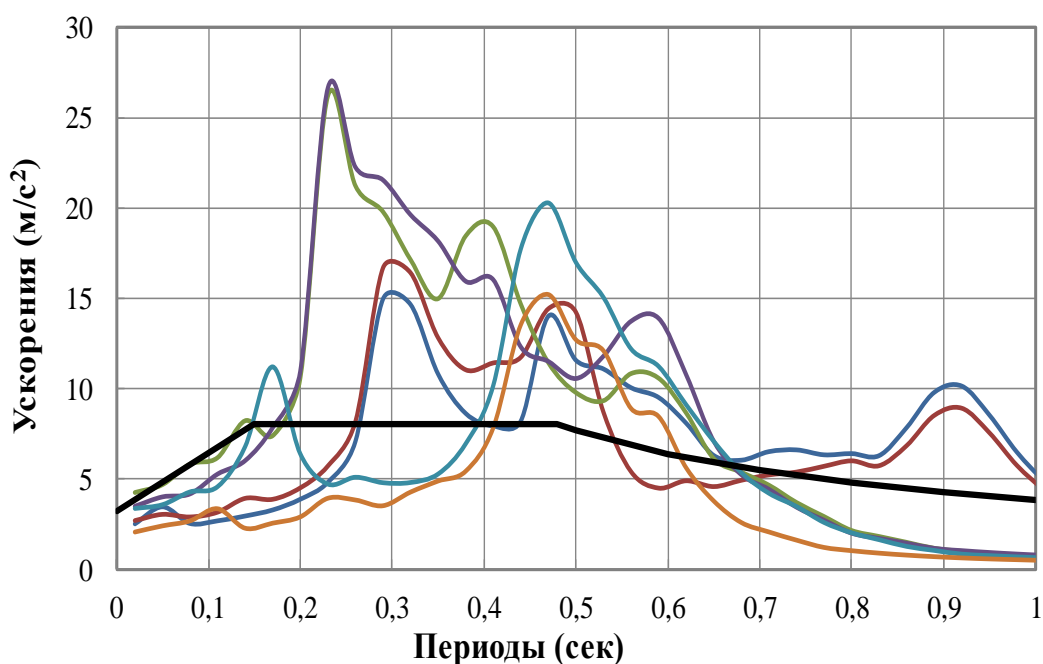


Рисунок 5.54 – Спектры реакции здания из ЛСТК при испытании на платформе в разных ускорениях, максимально 0,37g

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 баллам 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 надопорную 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

загрузении 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 многократно превышали проектную и ускорения 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 социоэкономического 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].

НСР-2040 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 строительства; перехода на новые типы зданий и применение инновационных технологий; экономической деятельности, обеспечивающей сокращение уровня бедности; придания современного облика городов и сел, новый подход к пространственному планированию и развитию, повышение

требований к строительным нормам и стандартам; проживания граждан в безопасных и комфортных домах.

Согласно указам Президента и постановлений Правительства Кыргызской Республики приобретает актуальность направления исследований в области сейсмостойкого строительства и сейсмической безопасности [29, 51, 130].

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 [105].

Анализ последствий всех произошедших ранее землетрясений показывает, что необходимо готовиться к ним, чем ликвидировать или восстанавливать ущерб, причиненный после распространения сейсмических волн. Предупреждающие меры и исследования по оценке сейсмического риска и уязвимости позволяет в десятки раз снизить материальный ущерб от произошедшего землетрясения [105].

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).

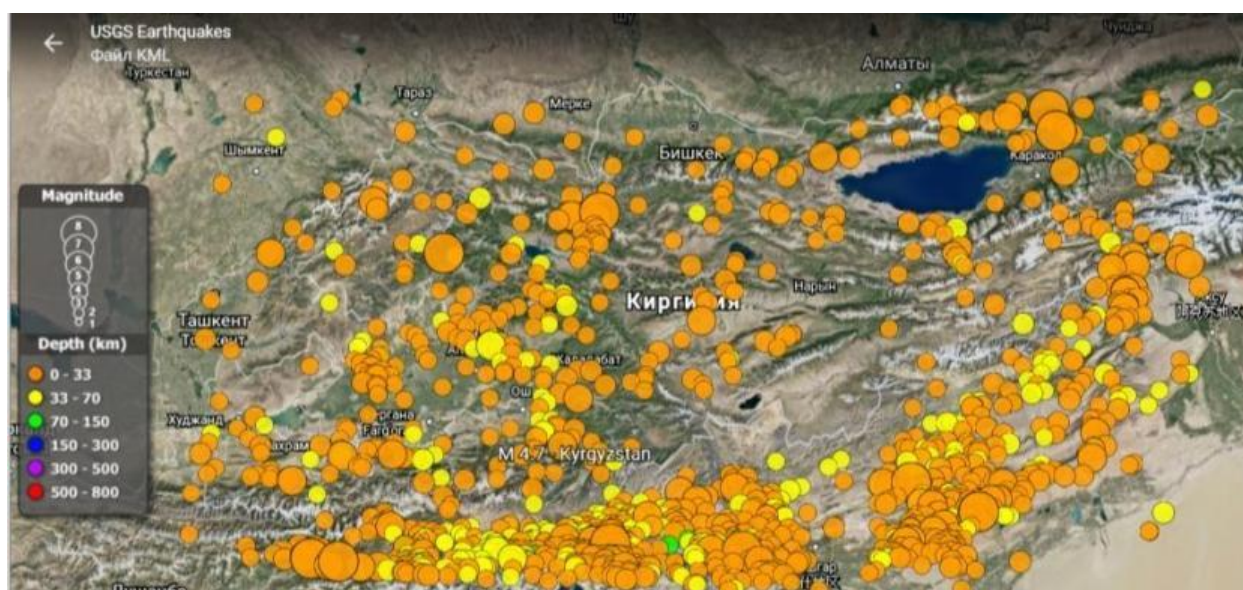


Рисунок 6.1 – Карта эпицентров 1048 землетрясений магнитудой более 5,0, влияющих на территорию Кыргызской Республики за период с 1900-2020гг

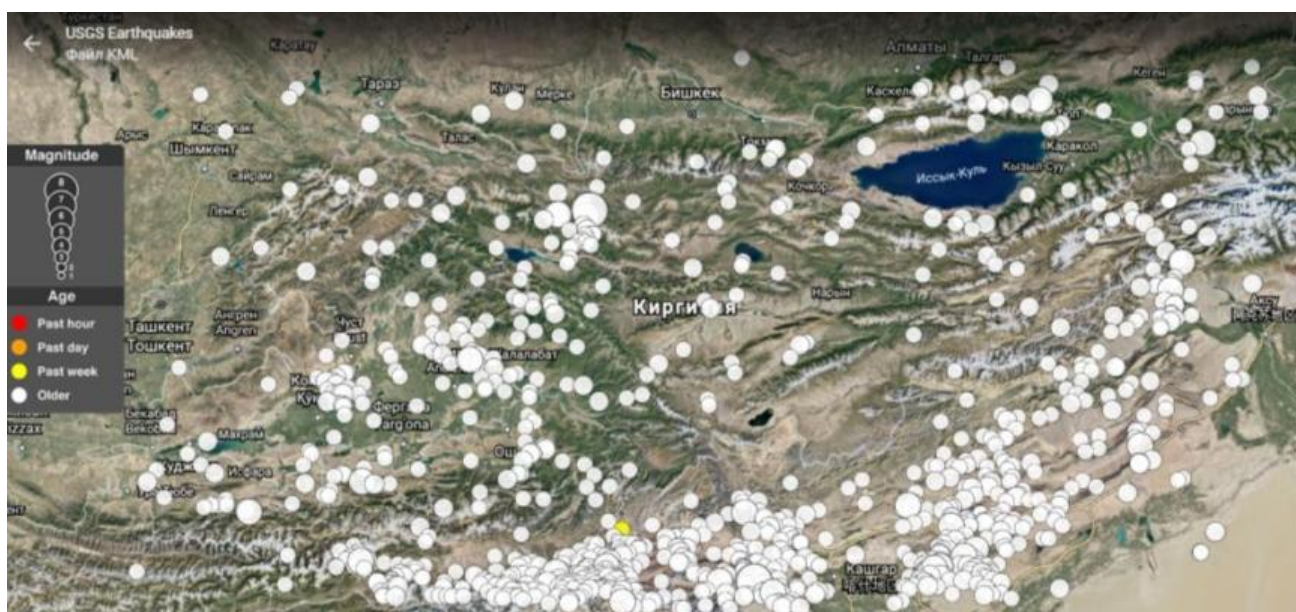


Рисунок 6.2 – Карта эпицентров 762 землетрясений магнитудой более 4,5, влияющих на территорию Кыргызской Республики за период с 1981-2020гг

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.

В 2007 году после Кочкорского землетрясения пострадавшим семьям от стихийных бедствий выдана безвозмездная помощь или в виде ссуды более 162,82 млн. сом. Для переселения из опасных зон, в том числе от оползнеопасных участков и пострадавшим от землетрясения семьям за 2007 год выдано 102,88 млн. сом ссуды. Также пострадавшим в общей сложности в количестве 542 семьям для завершения строительно-монтажных работ жилых домов перечислено 50,0 млн. сомов. В свою очередь на новое строительство 110 семьям выдано 6,0 млн. сомов (табл.6.1).

Таблица 6.1 – Оказания помощи пострадавшим от землетрясения семьям

Год	Затраты государственного бюджета, млн. сом				
	помощь безвозмездная	для строительства и капремонта	для нового стро-ва	на ипо-теку	после пре-доставления соотв-х док-в
2009	34,7	50,8	253,5	–	150,0
2008	104,5	44,6	227,0	121,2	–
2007	162,82	50,0	6,0	102,88	–

По данным Национального статистического комитета КР анализированы вложения на строительство жилых домов за 1990-2018гг. (табл.6.2), вложения со стороны частных предпринимателей 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%
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 способа 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 Технико-экономическая эффективность расчета зданий на основе пиковых ускорений грунтов

В соответствии со списком населенных пунктов и географических координат их расположения, предоставленных в классификаторе административно-территориальных единиц, 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 по действующим нормам [156]. Соотношения интенсивности землетрясения в баллах и пиковых ускорениях для скальных грунтов показаны в таблице 6.3.

В соответствии с данными таблицы 6.4 можно легко получить расчетные показатели коэффициентов сейсмичности по старым СНиП КР 20-02:2009 [154] и новым СН КР 20-02:2018 [156] (табл.6.4)

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

Таблица 6.4 – Коэффициент сейсмичности по СНиП 2009 [154] и расчетные ускорения грунтовых условий по СН 2018 [156]

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 позволит 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 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.

Предлагается сравнительный анализ стоимости строительства зданий разных конструктивных систем с учетом норм 2009 и 2018 годов в таблице 6.5.

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. редукции / 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 назн. 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 нагрузки 2009 / 2018	0,0994 / 0,1292	0,0941 / 0,1235	0,089 / 0,1566	0,1344 / 0,1272	0,0992 / 0,1091
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%	

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.

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 способом «инженерное лечение» 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, способ 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 усиления 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 железобетонным обрамлением

В зависимости от места расположения и напряженного состояния, определяемые в расчетно-аналитической оценке, в здании железобетонным обрамлением можно усиливать все четыре стороны или две или три стороны колонны. Технология производства работ составляет следующие действия, представленные на рис.6.3:

1. Удаляется защитный слой бетона существующей железобетонной колонны пескоструйным аппаратом и очищается поверхность колонны металлическими щетками.

2. В каждом углу железобетонной колонны устанавливаются пучками по 3 стержня новые продольные арматурные стержни. Продольные стержни должны быть непрерывными и иметь жесткое защемление в основании существующей колонны через проделанное в основании отверстие и заливаются цементно-песчаным мелкозернистым с добавкой эпоксидным раствором.

3. Вокруг продольной арматуры в железобетонных колоннах устанавливаются новые U-образные стальные связи.

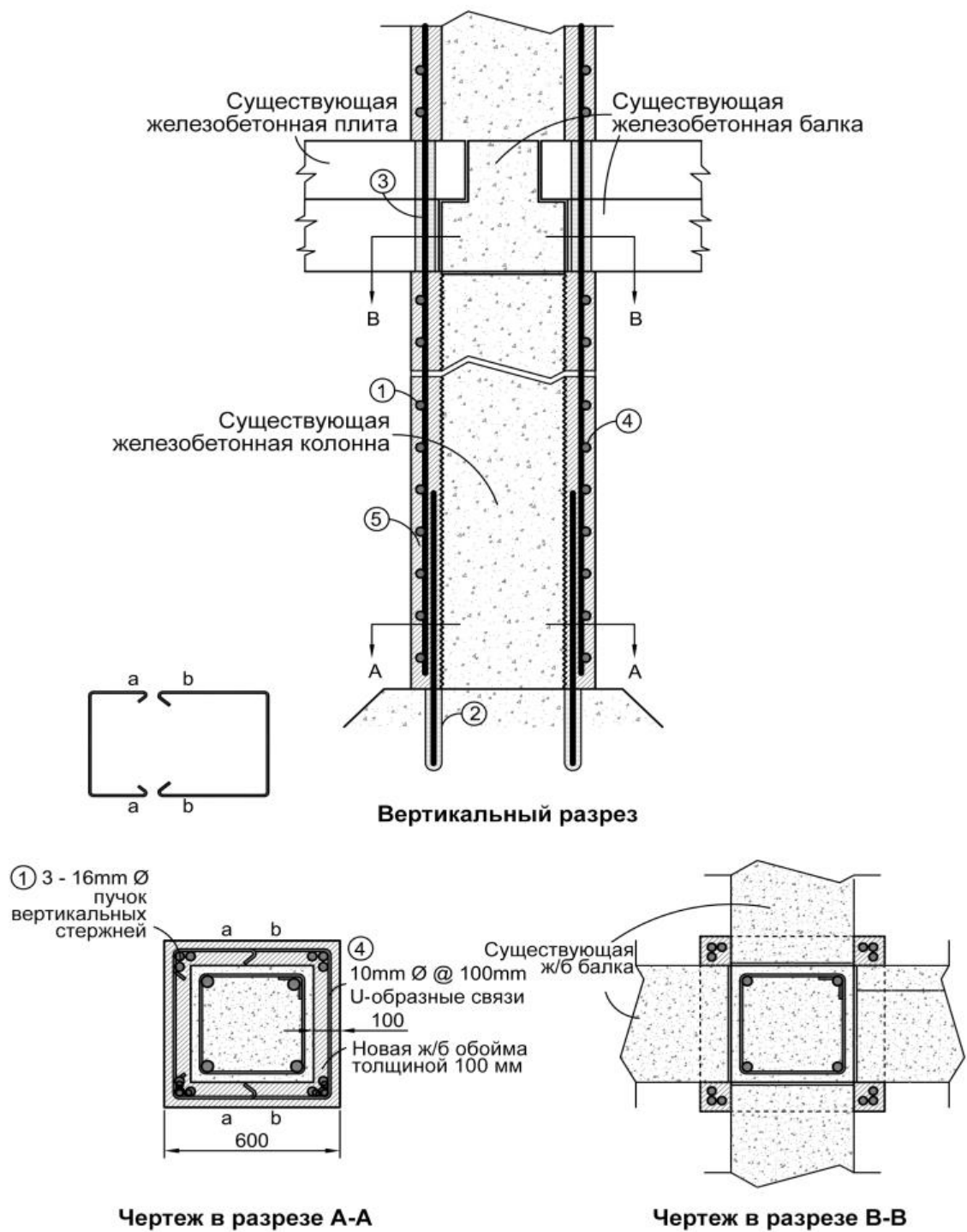


Рисунок 6.3 – Схема сейсмоусиления колонны с железобетонным обрамлением:

- 1 – продольная арматура обрамления (пучок арматуры из 3 стержней);
- 2 – крепление стержней с заделкой в фундаменте;
- 3 – отверстия, просверленные в балке для обеспечения непрерывности арматуры обрамления;
- 4 – новые U-образные стальные связи;
- 5 – новое железобетонное обрамление

4. Слой торкретбетона толщиной 100 мм наносится на открытые поверхности железобетонной колонны. Состав торкретбетона представлена в сводах правил СП 70.13330.2012 [164].

5. Непрерывность продольной арматуры должна обеспечиваться в местах примыкания колонны к балке. Для пропуска продольной арматуры в существующей плите перекрытия или монолитном перекрытии просверливаются отверстия. После пропуска продольной арматуры усиления отверстия заделываются цементно-эпоксидным раствором. Стоимость усиления посчитана и приведена в таблице 6.6.

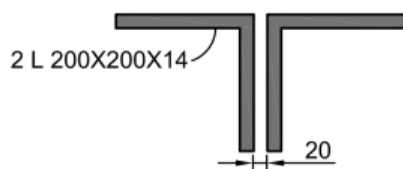
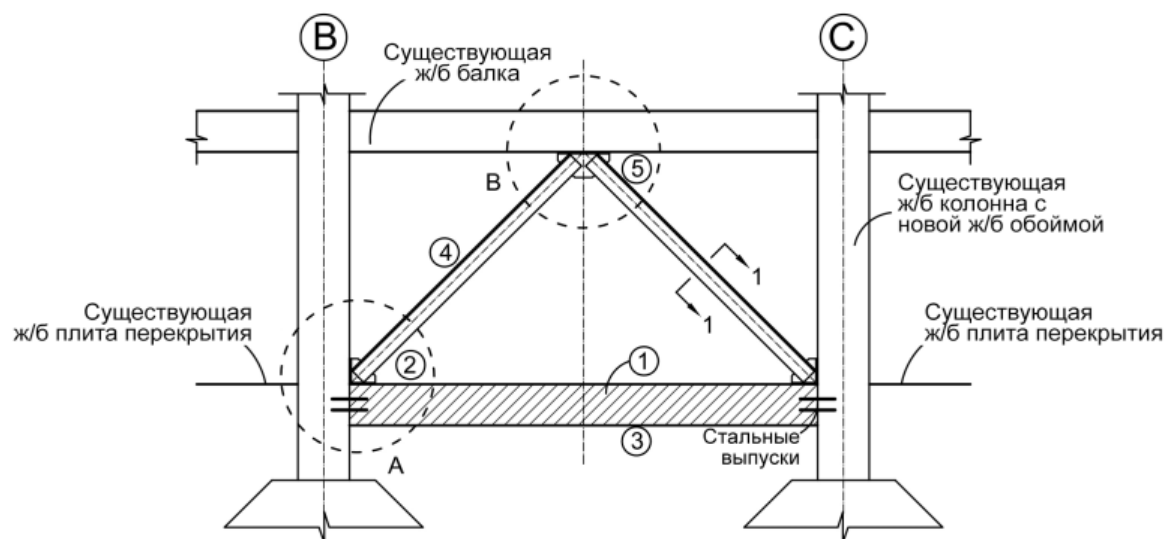
Таблица 6.6 – Смета стоимости работ по усилению железобетонными обоями

№	Наименование работ	На 1 ед.	Количество	Стоимость усиления, сом
1	Строительные материалы на колонну	11440,6	44шт.	503386,4
	Строительные работы для 1 колонны	33841	44шт.	1489004
	Общая стоимость			1992390,4
	Стоимость усиления на 1 кв.м., если общая площадь 828кв.м.		828кв.м.	2406 сом

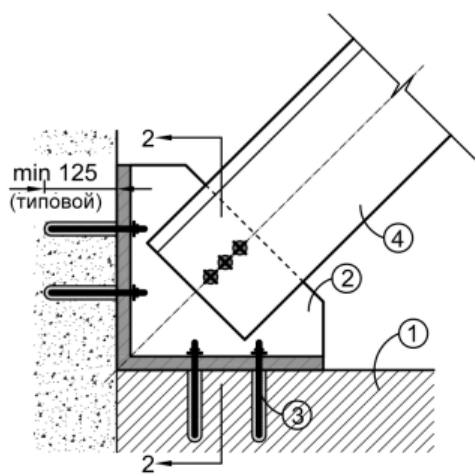
6.3.2 Установка нового железобетонного обрамления и вертикальных стальных связей жесткости

Схема сейсмоусиления 2 подразумевает установку нового железобетонного обрамления и стальных связей жесткости. Необходимо усиливать железобетонным обрамлением колонн до того, как устанавливать стальные связи жесткости на пролетах. Ниже описана технология производства работ по установке стальных связей жесткости (рис.6.4):

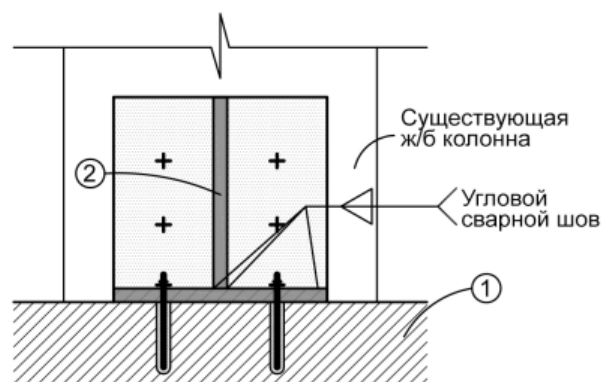
1. Во всех местах расположения вертикальных связей жесткости в уровне ниже поверхности земли устанавливаются новые железобетонные поперечные балки.



Чертеж в разрезе 1-1



Чертеж А



Чертеж в разрезе 2-2

Рисунок 6.4 – Схема усиления каркаса Л-образными стальными связями жесткости: 1 – новая железобетонная поперечная балка; 2 – новая стальная фасонка для жесткого соединения вертикальной связи жесткости с колонной; 3 – стальные анкеры для соединения связей жесткости с бетоном (в нескольких точках); 4 – новые вертикальные связи жесткости из двух уголков; 5 – новая стальная фасонка для соединения связи жесткости с существующей балкой

- До начала установки поперечных балок, которые должны иметь жесткую связь с колоннами, поверхности железобетонных колонн очищаются пескоструйным аппаратом и металлическими щетками.

- На каждом конце поперечной балки в колонне закрепляются четыре горизонтальных арматурных стальных стержня, вдоль расположения продольной арматуры. Просверленные отверстия после установки арматуры усиления заполняются цементно-эпоксидным раствором. Минимальная глубина устройства стержней согласно требованиям норм составляет 125 мм.

- Устанавливаемые железобетонные новые поперечные балки должны иметь минимальный размер поперечного сечения 300×300мм, армируются четырьмя продольными стержнями и поперечными гибкими ой хомутами на одинаковом расстоянии друг от друга.

2. В основании каждого пролета усиления предусматриваются по две фасонки и торцевые пластины для обеспечения: а) соединения вертикальных связей жесткости с обрешеченной железобетонной колонной (вертикальные торцевые пластины), и б) соединения жесткой связи с устанавливаемой железобетонной поперечной балкой (ниже поверхности земли) или железобетонной балкой первого этажа — при помощи горизонтальных торцевых пластин (см. чертеж А, рис.6.4).

- Каждая фасонка приваривается к торцевым пластинам, располагаемые по горизонтали и вертикали.

- Крепление торцевых пластин с железобетонными колоннами и балками обеспечивается резьбовыми соединениями стержневых анкеров (с шайбами, гайками). Анкеры устанавливаются в отверстия, просверленные в существующем бетоне. Отверстия после установки арматуры усиления заполняются цементно-эпоксидным раствором. Глубина анкерки составляет минимум 125 мм.

3. Для соединения связи жесткости с низом существующей железобетонной балки в каждом усиливаемом пролете предусматривается

фасонка, приваренная к горизонтальной торцевой пластине (см. чертеж В, рис.6.4).

- Фасонки привариваются к горизонтальным пластинам, устанавливаемым по торцам конструктивных элементов.

- Резьбовыми стержневыми анкерами (с шайбами, гайками) торцевая пластина крепится к существующей балке. Анкеры устанавливаются в отверстия, просверленные ранее в существующем бетоне. Отверстия заполняются, после установки арматуры усиления, цементно-эпоксидным раствором. Глубина анкеровки составляет минимум 125 мм.

4. Каждая вертикальная связь жесткости состоит из двух стальных уголков, прикрепленных к каждому концу фасонки болтовыми соединениями.

Стоимость усиления посчитана и приведена в таблице 6.7.

Таблица 6.7 – Смета стоимости работ по усилению новыми железобетонными обоями и стальными связями жесткости

№	Наименование работ	На 1 ед.	Количество	Стоимость усиления, сом
1	Общая стоимость материалов и строительных работ	кв.м.	828	1547777 сом
2	Стоимость усиления на 1 кв.м., если общая площадь 828кв.м.	кв.м.	828	1869 сом

6.3.3 Возведение новых железобетонных фундаментов и стеновых диафрагм

Схема сейсмоусиления 3 представляет возведение новых фундаментов и железобетонных стеновых диафрагм. Технология и порядок производства работ приводится ниже (рис.6.5):

1. В уровне основания под каждую новую стеновую диафрагму возводится новый железобетонный фундамент. Новый фундамент должен иметь жесткое крепление с существующими фундаментами смежных

железобетонных колонн. Поверхности существующих колонн очищаются от грязи и обрабатываются пескоструйным аппаратом, для качественного соединения с новым фундаментом,.

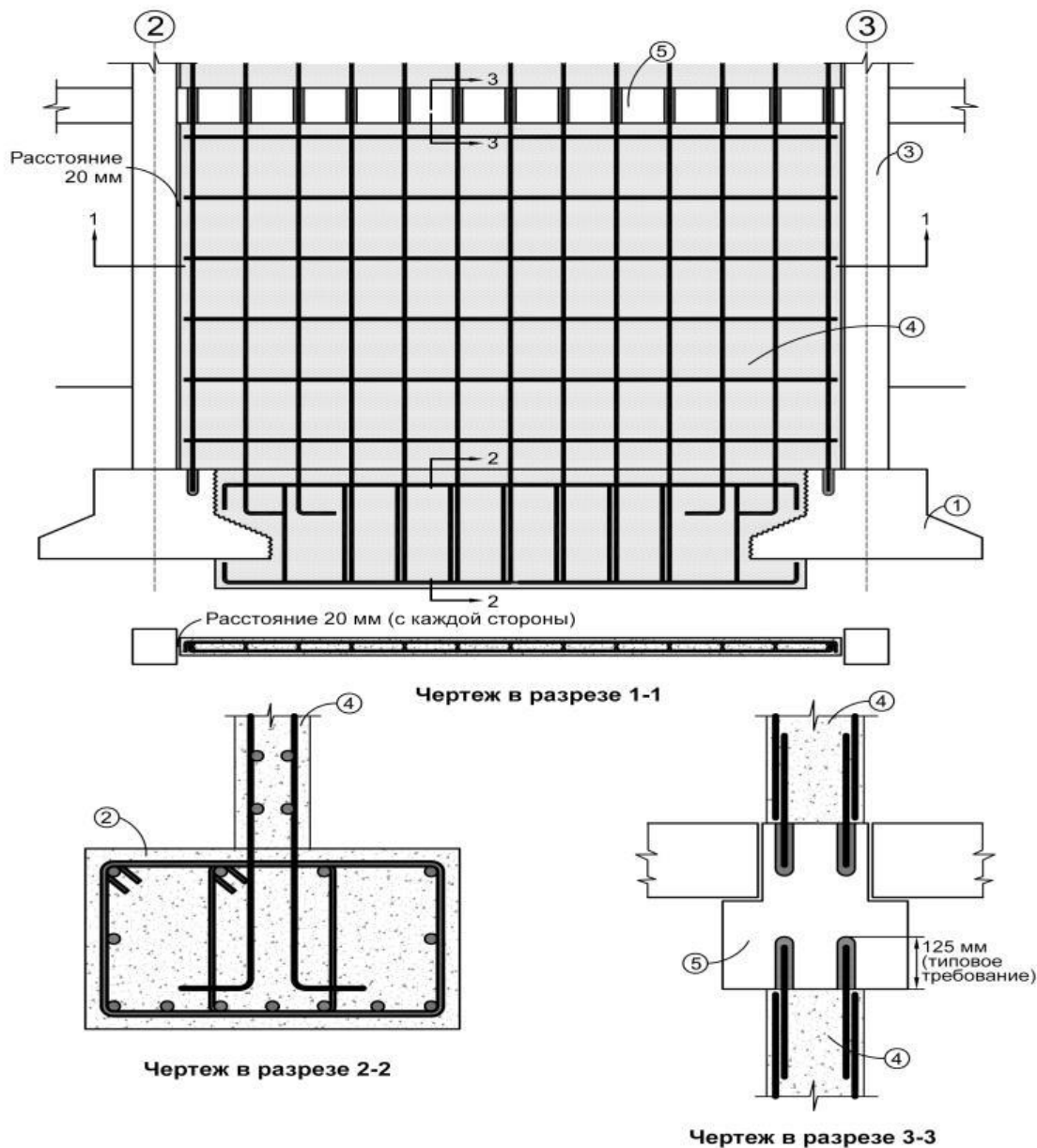


Рисунок 6.5 – Схема усиления каркаса железобетонными стеновыми диафрагмами жесткости: 1 – фундамент существующей колонны; 2 – новый фундамент под железобетонную стеновую диафрагму жесткости; 3 – существующая железобетонная колонна; 4 – новая железобетонная стеновая диафрагма жесткости; 5 – существующая железобетонная балка

2. На новом фундаменте будут возводиться элементы усиления в виде новых железобетонных стеновых диафрагм жесткости с зазором 20 мм от существующих смежных колонн. Вертикальная арматура стеновой диафрагмы устанавливаются в основание нового фундамента (см. чертеж в разрезе 2-2, рис.6.5). В фундамент существующей колонны вставляются концы вертикальных стержней. Просверленные отверстия после установки арматуры заполняются цементно-эпоксидным раствором. Глубина анкеровки составляет минимум 125 мм.

3. Вертикальная арматура стеновой диафрагмы должна быть непрерывной по всей высоте от фундамента до покрытия. Вертикальные стальные стержни вставляются в отверстия существующей балки — для соединения с арматурой нижнего этажа под балкой и для обеспечения неразрывности с арматурой первого этажа над балкой. Просверленные отверстия после установки арматуры усиления заполняются цементно-эпоксидным раствором. Глубина анкеровки составляет минимум 125 мм. Стоимость усиления посчитана и приведена в таблице 6.8.

Таблица 6.8 – Смета стоимости работ по усилению железобетонными стеновыми диафрагмами жесткости

№	Наименование работ	На 1 ед.	Количество	Стоимость усиления, сом
1	Общая стоимость материалов и строительных работ	кв.м.	828	1106641,3 сом
2	Стоимость усиления на 1 кв.м., если общая площадь 828кв.м.	кв.м.	828	1336 сом

6.3.4 Сравнение конструктивных решений сейсмоусиления 1, 2 и 3

Рассмотрены нижеприведенные 3 схемы сейсмоусиления [40]:

- СУ1: усиление железобетонным обрамлением существующих колонн;

- СУ2: усиление железобетонным обрамлением существующих колонн и новыми вертикальными стальными связями жесткости;

- СУ3: установка новых железобетонных стеновых диафрагм жесткости.

Схемы сейсмоусиления можно сравнить с целью анализа по эффективному повышению прочности / несущей способности и пластической деформации существующего конструктивного элемента при сейсмическом воздействии. Применение схемы сейсмоусиления должно обеспечивать возможность регулирования горизонтальных перемещений в соответствии со СН КР 20-02:2018. Каждый из рассмотренных схемы сейсмоусиления может быть применен в качестве способа усиления инженерным лечением.

Выводы основаны на результатах расчета методом спектрального анализа согласно требованиям СН КР 20-02:2018. По приведенным данным в таблице 6.9, только схема 3 (схема сейсмоусиления, предлагаемое возведение новых стеновых диафрагм) отвечает требованиям по несущей способности и горизонтальному перекоосу. Поэтому для эффективности сейсмоусиления несущих конструкций здания серии ИИС-04 рекомендуется использовать схему сейсмоусиления 3.

Таблица 6.9 – Сравнение схем сейсмоусиления

Схема сейсмоусиления	фактическая / требуемая несущая способность $C/D \geq 1,0$	Перемещения в пределах, установленных СН КР 20-02:2018	Уровень пластичности
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 схем сейсмоусиления достаточно применение способа усиления инженерным лечением. Применение различных схем сейсмоусиления и их кривые несущей способности для существующего здания представлены на рис.6.6. Отмечается, что применение каждой из схем

сейсмоусиления была увеличена прочность / несущая способность существующего здания. При этом только 3 схема сейсмоусиления позволяет обеспечить нормативную величину отношений C / D более 1,0. Предполагается, что усиленная конструктивная система будет умеренно пластичной из-за жесткой системы конструктивного решения железобетонного каркаса балок и колонн.

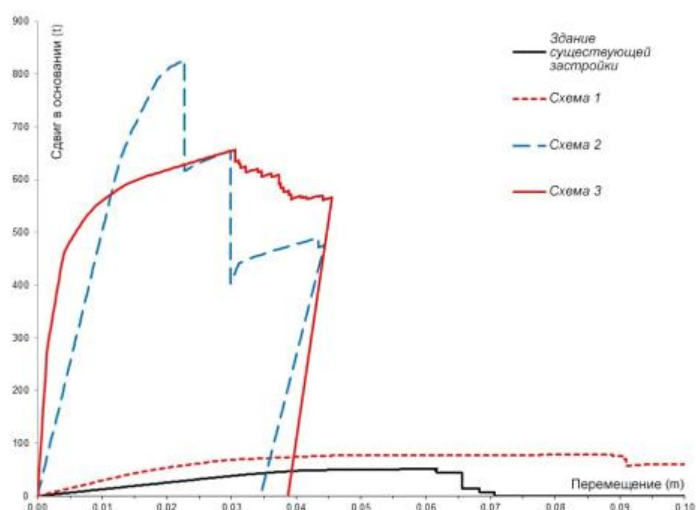


Рисунок 6.6 – Кривые несущей способности для каркасного здания существующей застройки и схемы сейсмоусиления 1, 2 и 3

На практике способ инженерного лечения успешно применялось при сейсмоусилении 4-х школ и 2-х детских сада в городах Балыкчы и Токтогул в рамках проекта городского развития Всемирного Банка по программе сейсмической безопасности школ Министерства образования и науки Кыргызской Республики.

Экономическая эффективность усиления несущих конструкций составляла уменьшение стоимости в 2 раза. Для указанных 6 объектов уменьшение стоимости усиления способом инженерное лечение 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 таблице 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 1м²	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 2072сом за кв.м. Применение сейсмоизолирующих опор способствует массовому проектированию и строительству зданий типовой конструктивной системы на территории Кыргызской Республики.

6.5 Техничко-экономическая эффе́ктивность 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 способа инженерного лечения 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 способом инженерного лечения здания на примере строительных объектов в гг. Балыкчы и Токтогул, где уменьшение стоимости усиления способом «инженерное лечение» 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 предложенной модели через исходную информацию смещений основания во времени $e(t)$ и определяется расчетное смещение надпорной части здания $\gamma(t)$. 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 загрузении 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 и архитектура. – 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 нагрузки 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 (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.Беспаев, А. А. Способ предварительного напряжения фиброармированных пластиков при поверхностном усилении для восстановления эксплуатационной пригодности железобетонных конструкций [Текст] / А. А. Беспаев // 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. Мартьянова // 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. Мартьянова // 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.Енделе, М. Высотные здания с диафрагмами и стволами жесткости [Текст]: пер. с чешского / М. Енделе, 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 расчетах 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 междунар. 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 по 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](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](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. Пензиен. – 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, Н. А. 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 международ. 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 «Рахматулинские 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 Промстройниипроект, 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 Х. Гульванесян ; М-во образования и науки Росс. 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. Элнашай, Э. Фаччиоли, П. Пинто, А. Плумьер ; ред. серии Х. Гульванесян, ; М-во образования и науки Росс. 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. / Х. Гульванесян, П. Формичи, Ж.-А. Калгаро при участии Джеоффа Хардинга (часть 7) ; М-во образования и науки Росс. 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, 1971. – 280 с.
138. Савинов, О. А. Применение слоистых резинометаллических опор в системах сейсмоизоляции зданий [Текст] / О. А. Савинов // Строительство и архитектура. – М.: ВНИИНТПИ, 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. Веремченко – 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 Ысык-Атинскому 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. Сейсmobезопасность 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”. – Seul: 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 обоймами / 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 the 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 / H. 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 / M. E. 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 / M. E. 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 on 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 / M. ElGawady, M. 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 несущих 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 несущих 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-precast-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. – [\(http://db.world-housing.net/building/64/\)](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 seria IIS-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 Forces 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 on 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 / C. 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 ненесущих 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 - a 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 risk 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 / T. Paulay, M. 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. Pitilakis, K. Recent Advances in Earthquake Engineering in Europe [Text] / K. Pitilakis // 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 ненесущих 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 землетрясения 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. – Strustural 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. Thermoу, 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. – Oakland, EERI. – 2002. www.world-housing.net.
352. Uranova, S. K. Two-story unreinforced brick masonry building with wooden floors [Text] = Двухэтажное здание с неармированной кладкой и деревянными перекрытиями / S. K. Uranova, U. T. Begaliev // Report #41, World-Housing Encyclopedia, – 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 несмываемыми 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	2...10000
5	Неравномерность АЧХ, дБ, не более	0,2
6	Рабочий диапазон измерения СКЗ виброскорости,	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,	60...18000
10	Период вычисления параметров, с	0,4
11	Рабочий диапазон температур, °С	от минус 40 до плюс
12	Габаритные размеры, мм '	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 двухвальных виброблоков с горизонтальными осями вращения рычагов;
- доборные грузы – дебалансы 32 шт., навешиваемые на рычаги вибраторов;
- пульт управления, позволяющий плавно регулировать частоту вращения вала двигателя.

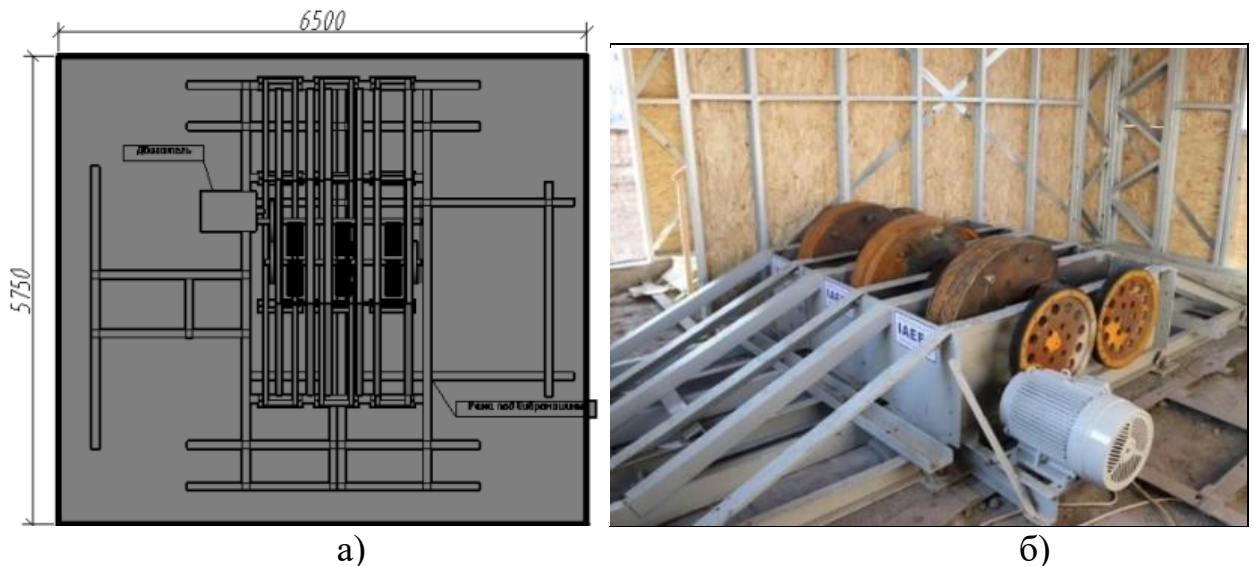


Рис.Б1 а) схема вибромашины; б) общий вид вибромашины.

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.

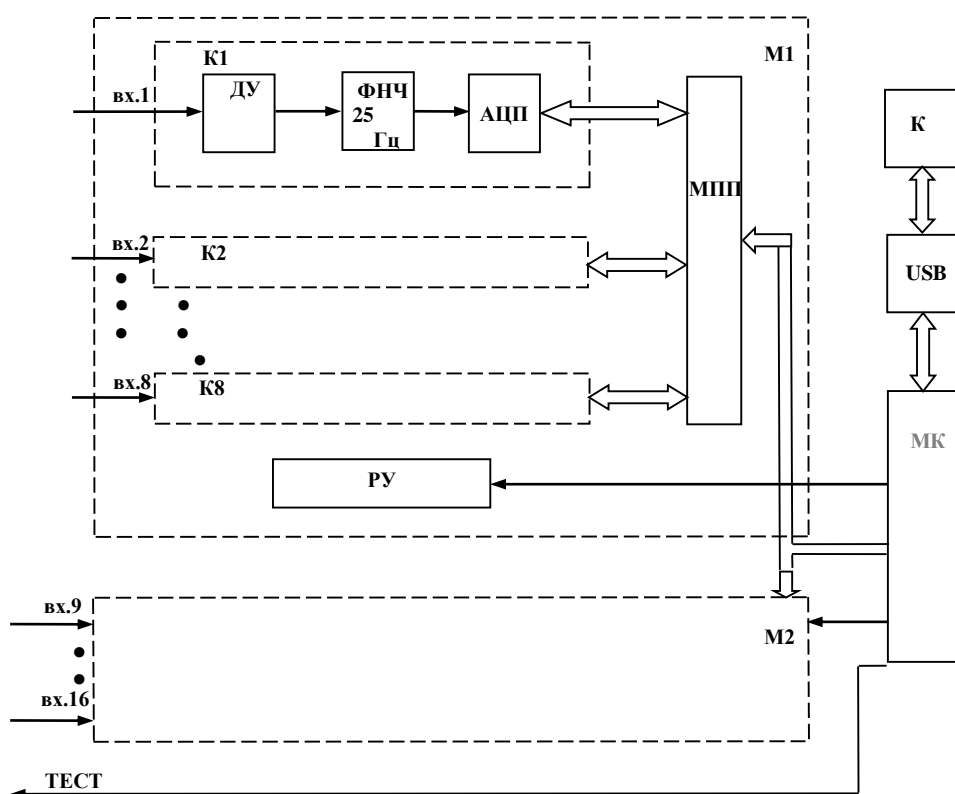


Рис.Б.2 Структурная схема РС-16

М1, М2 – восьмиканальные модули усиления и преобразования; МК – микроконтроллер;
 USB – контроллер шины USB; К – компьютер; К1...К8 – 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.

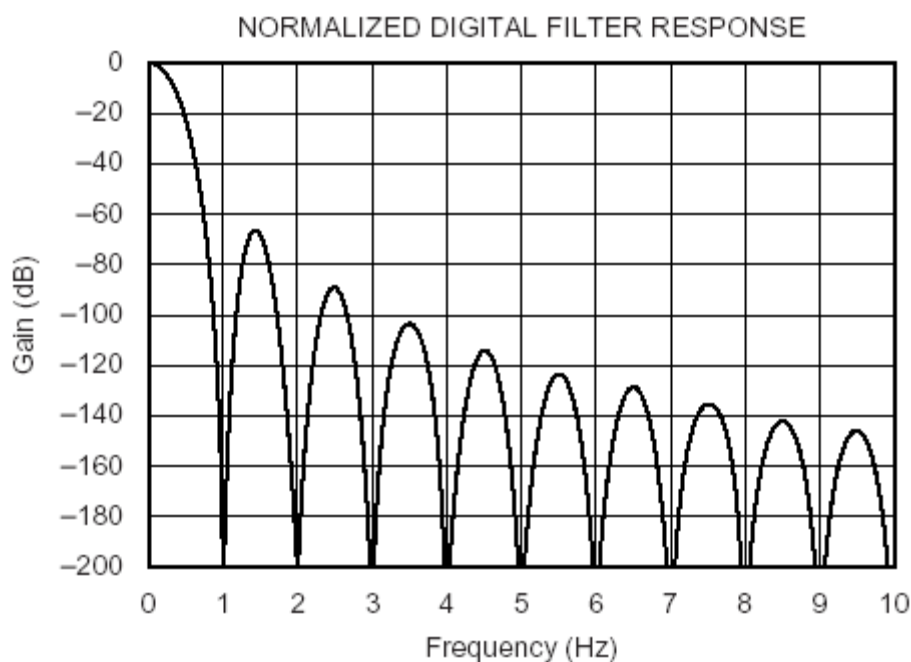


Рис.Б.3 Нормализованная характеристика фильтра АЦП

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.

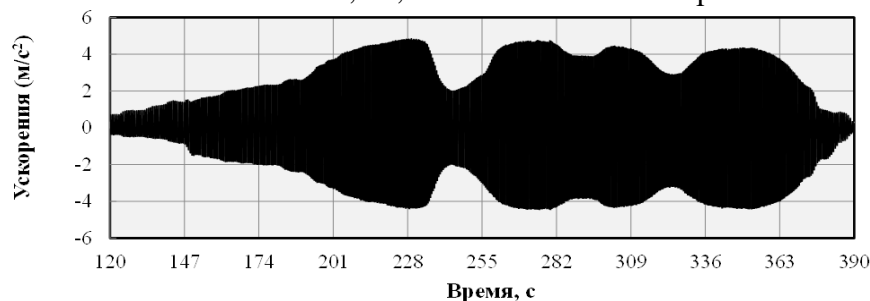
Данные из флэш-памяти могут быть переданы через контроллер МК2 и контроллер шины USB в компьютер.

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.

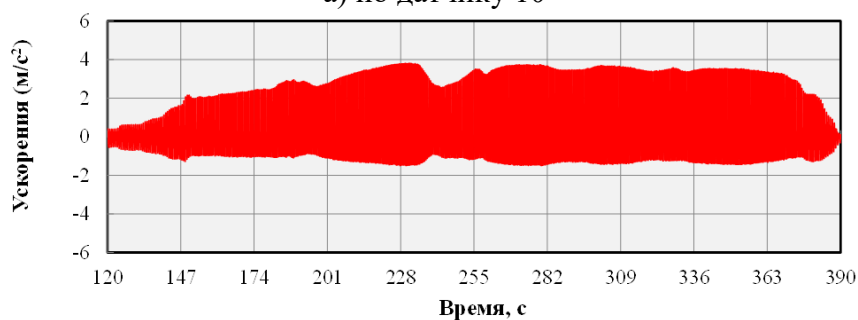
Приложение В

Инструментальные записи, характеризующие интенсивность колебаний платформы и здания-представителя

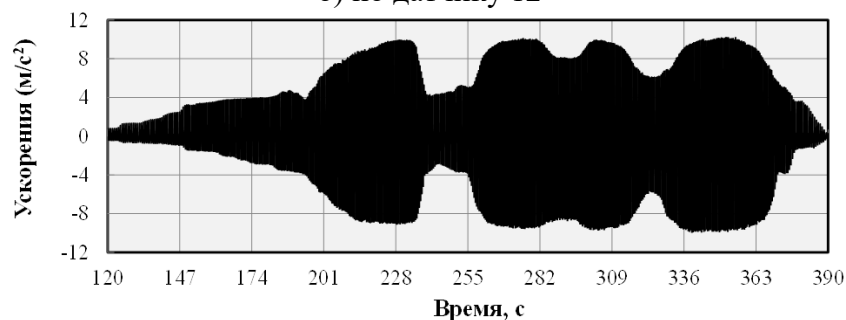
Инструментальные записи колебаний платформы и здания-представителя в ускорениях и перемещениях на этапах испытаний II, III, V и VII показаны на рис.В.1-В.14.



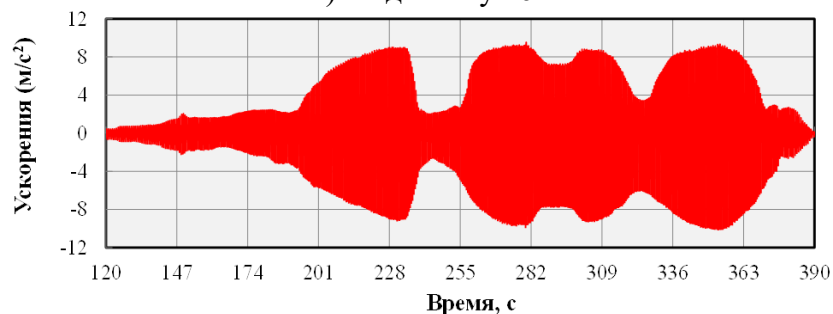
а) по датчику 10



б) по датчику 12

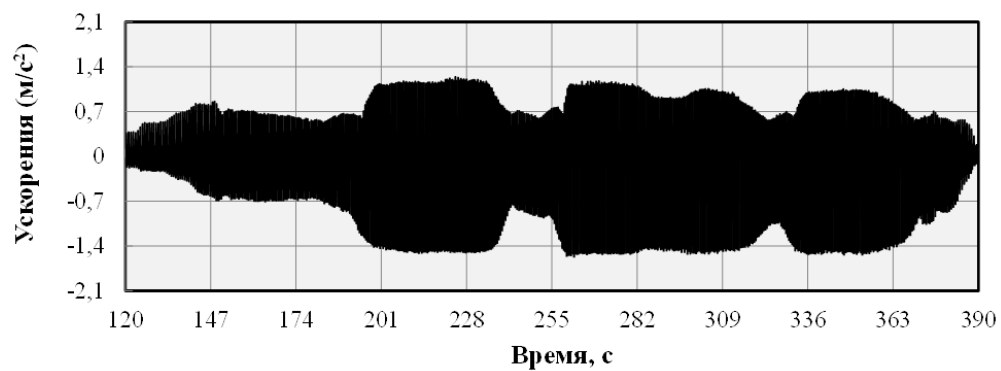


в) по датчику 16

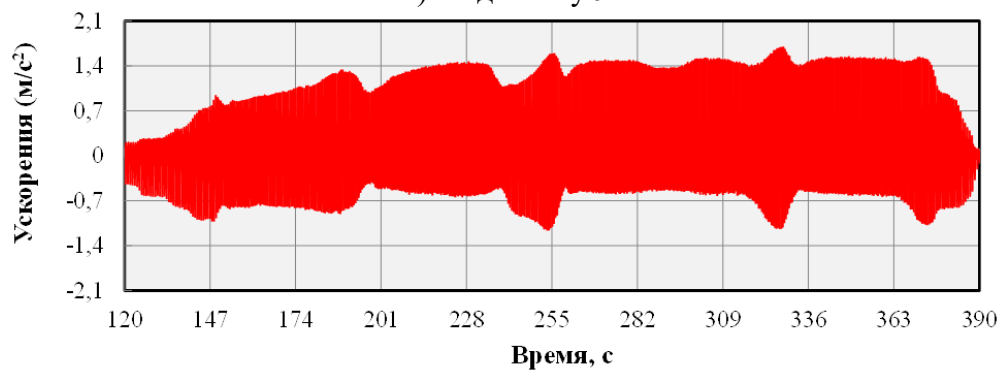


г) по датчику 14

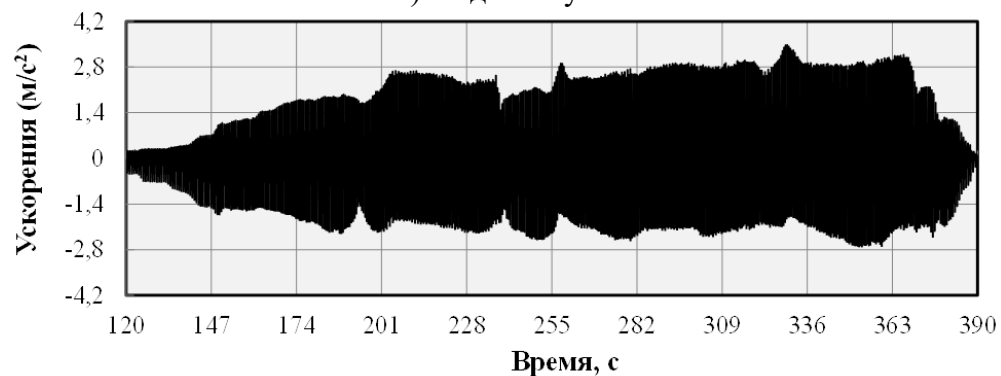
Рис. В.1 – Записи колебаний на этапе испытаний II в ускорениях:
а) платформы по оси 2; б) платформы по оси 1; в) здания-представителя в уровне покрытия по оси 2; г) здания-представителя в уровне покрытия по оси 1.



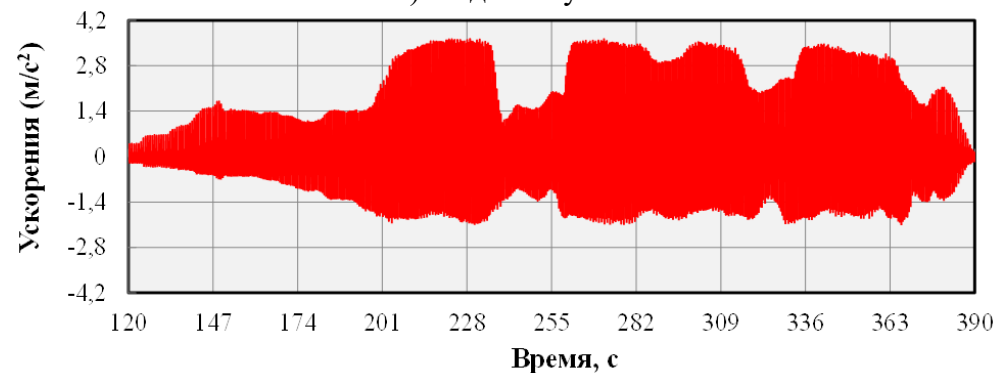
а) по датчику 9



б) по датчику 11

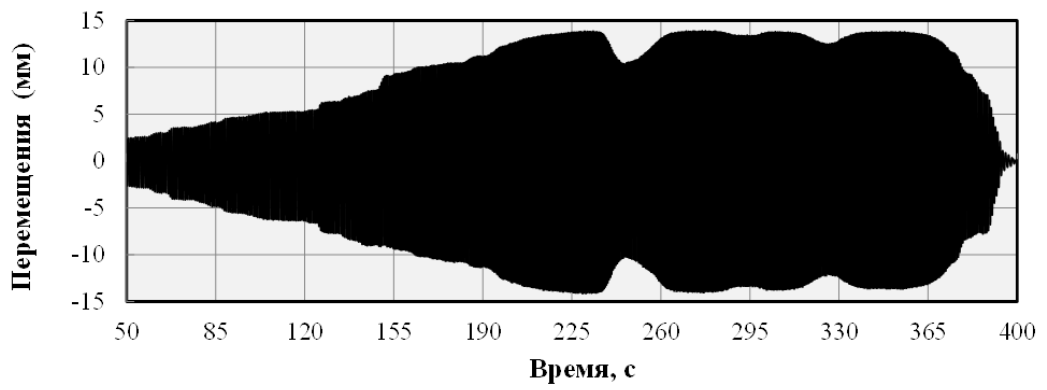


в) по датчику 15

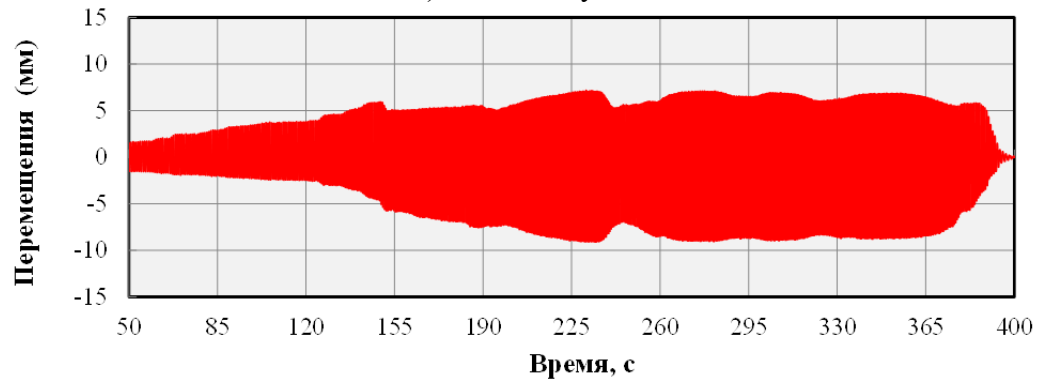


г) по датчику 13

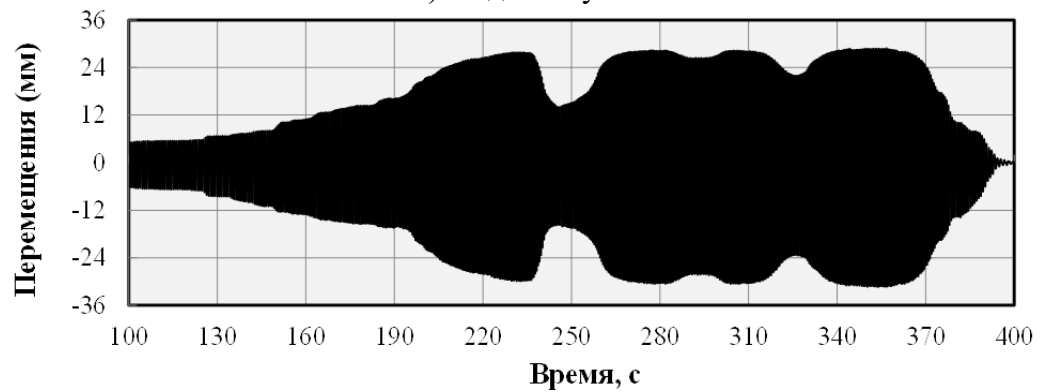
Рис. В.2 – Записи колебаний на этапе испытаний II в ускорениях:
 а) платформы по оси А; б) платформы по оси Б; в) здания-представителя в уровне покрытия по оси Б; г) здания-представителя в уровне покрытия по оси А.



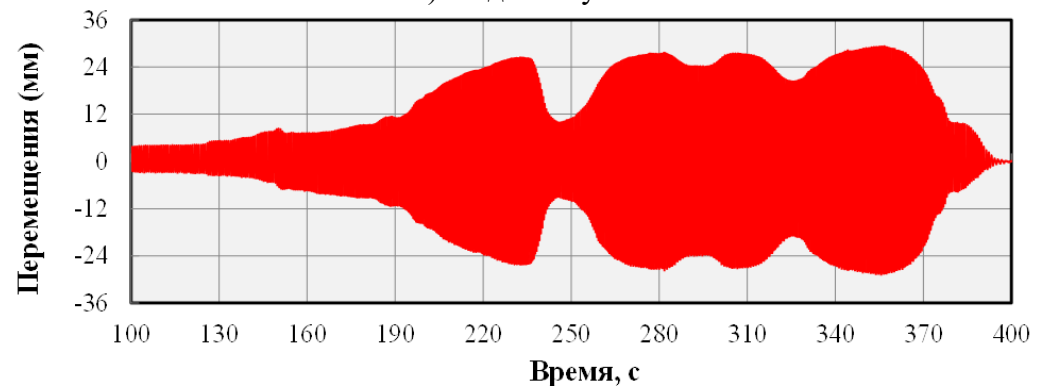
а) по датчику 10



б) по датчику 12

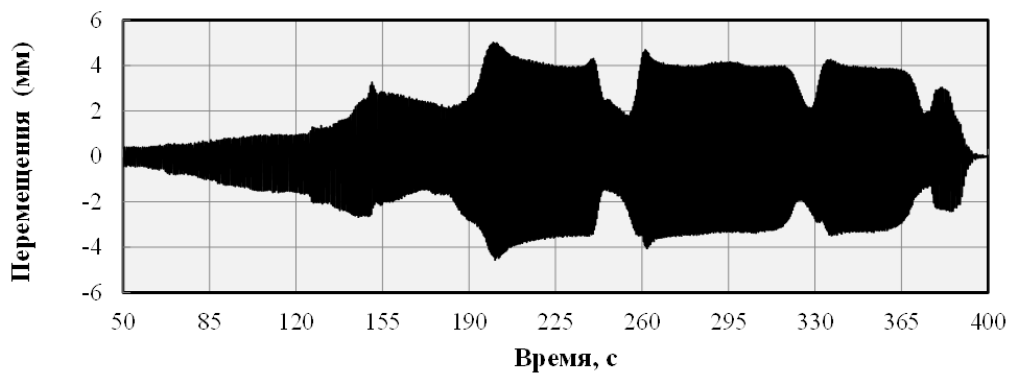


в) по датчику 16

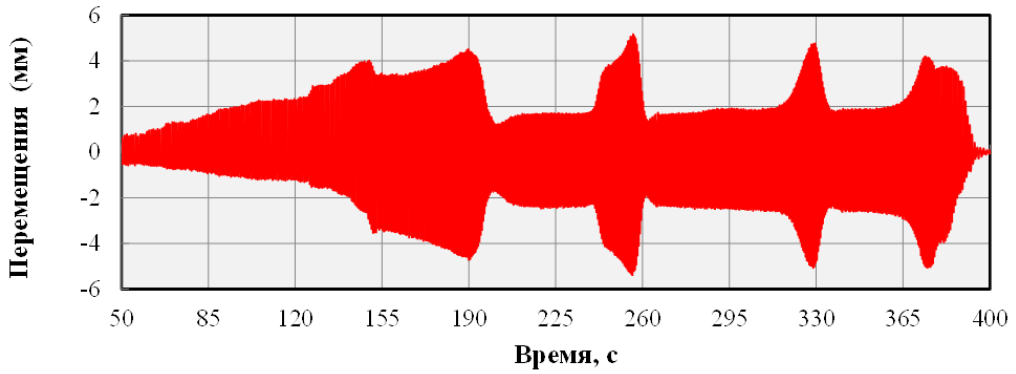


г) по датчику 14

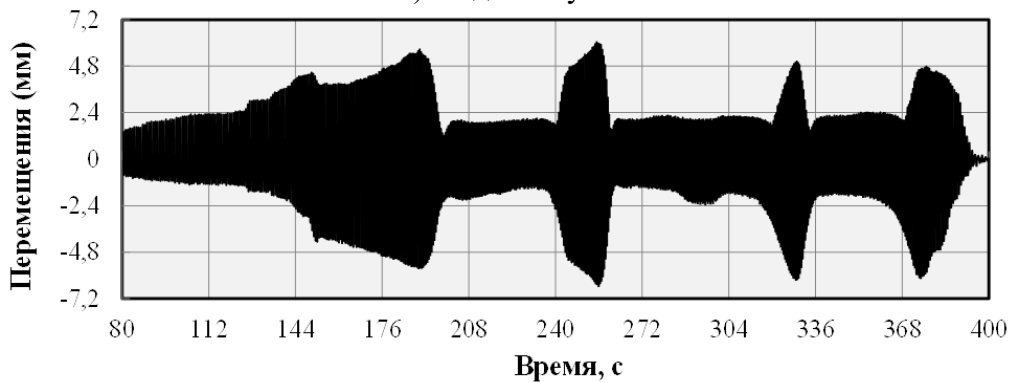
Рис. В.3 – Записи колебаний на этапе испытаний II в перемещениях: а) платформы по оси 2; б) платформы по оси 1; в) здания-представителя в уровне покрытия я по оси 2; г) здания-представителя в уровне покрытия по оси 1.



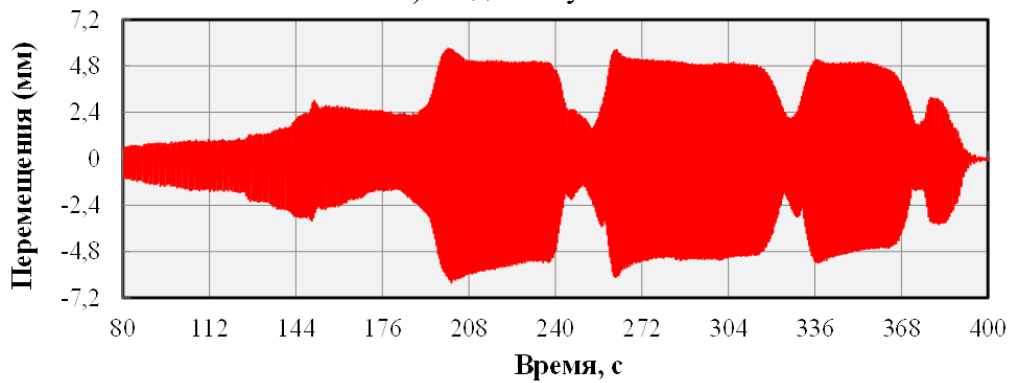
а) по датчику 9



б) по датчику 11

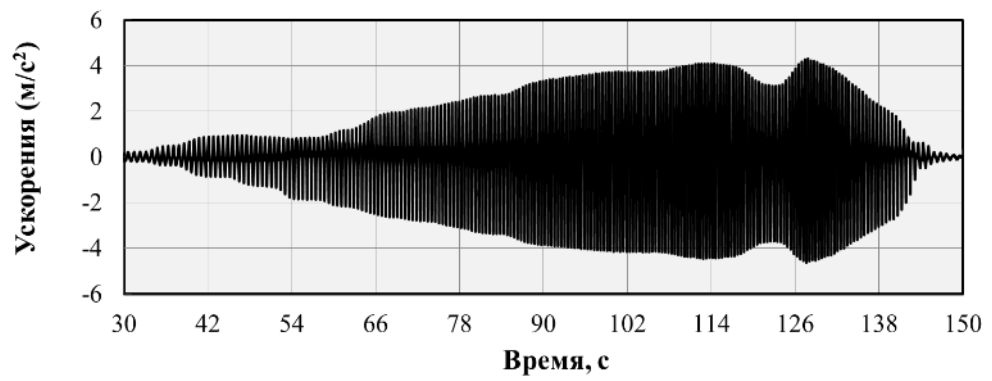


в) по датчику 15

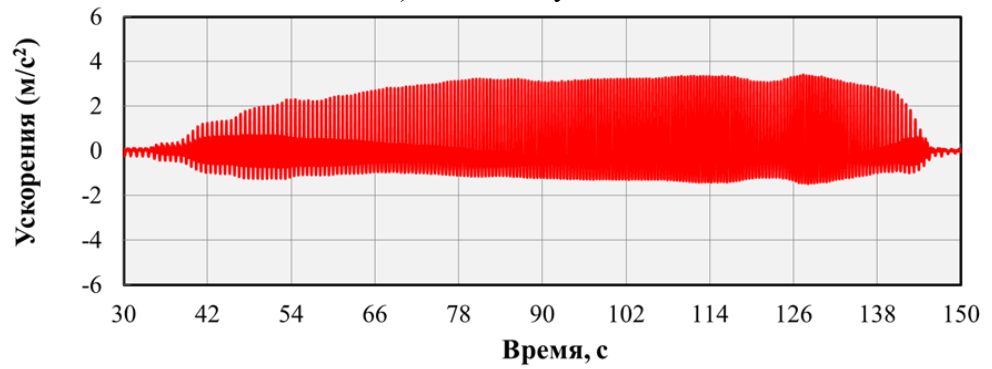


г) по датчику 13

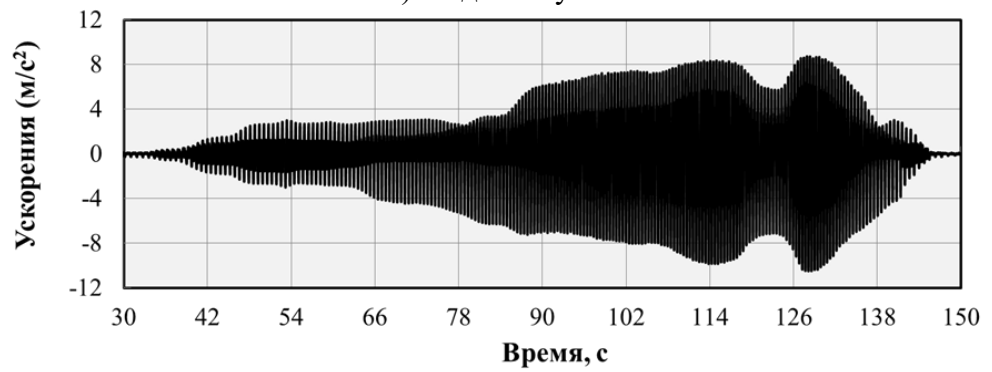
Рис. В.4 – Записи колебаний на этапе испытаний II в перемещениях:
а) платформы по оси А; б) платформы по оси Б; в) здания-представителя в уровне покрытия по оси Б; г) здания-представителя в уровне покрытия по оси А.



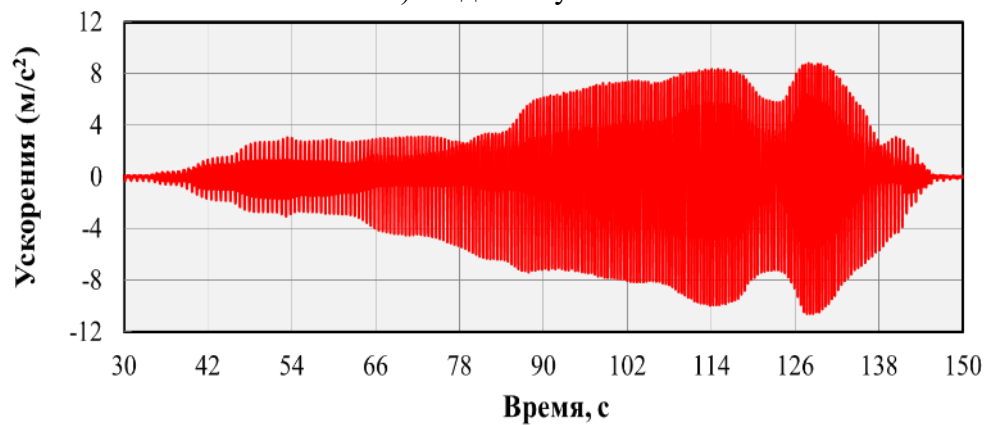
а) по датчику 10



б) по датчику 12

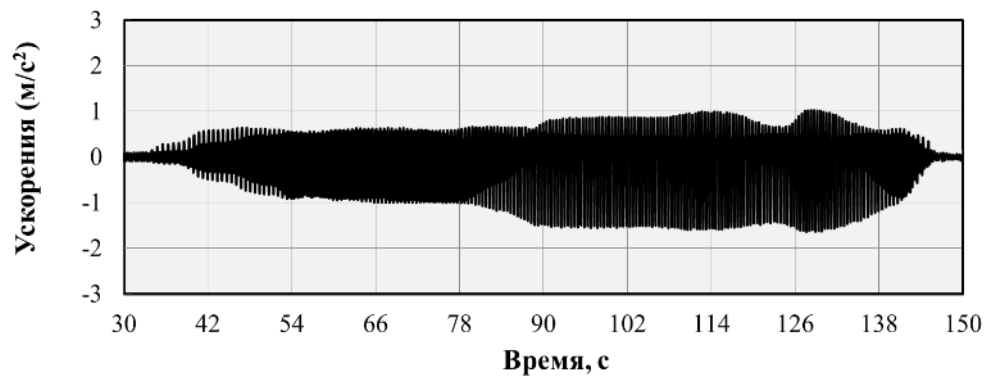


в) по датчику 14

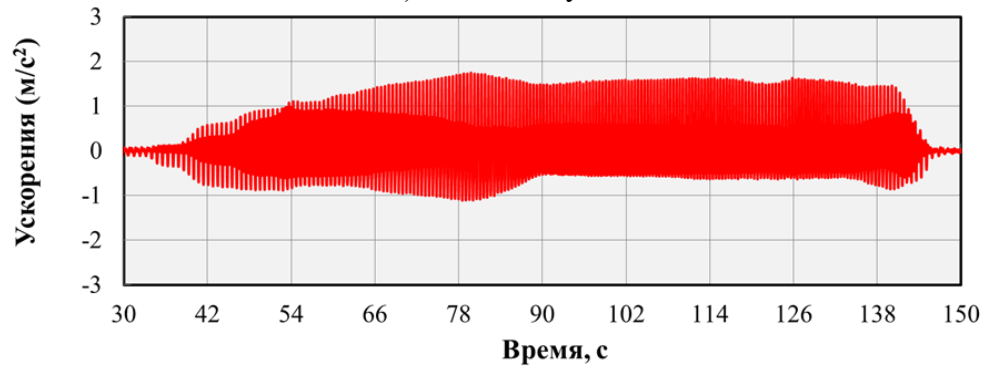


г) по датчику 16

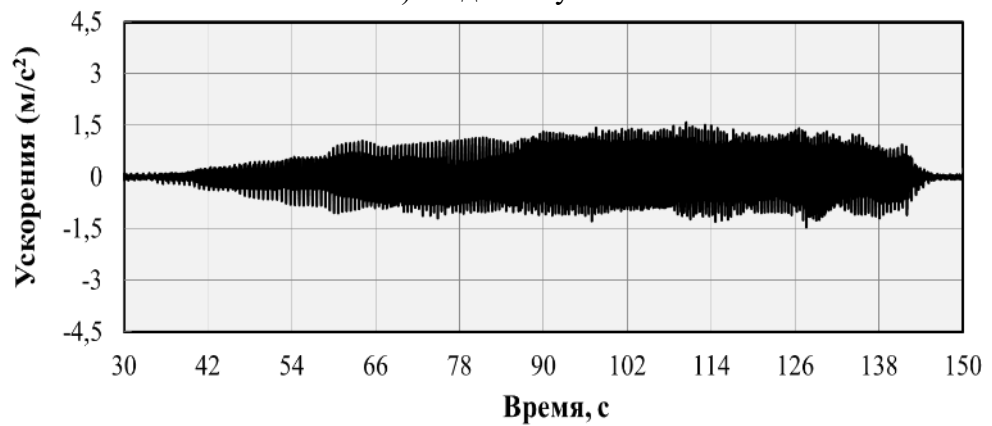
Рис. В.5 – Записи колебаний на этапе испытаний III в ускорениях:
а) платформы по оси 2; б) платформы по оси 1; в) покрытия по оси 2; г) покрытия по оси 1



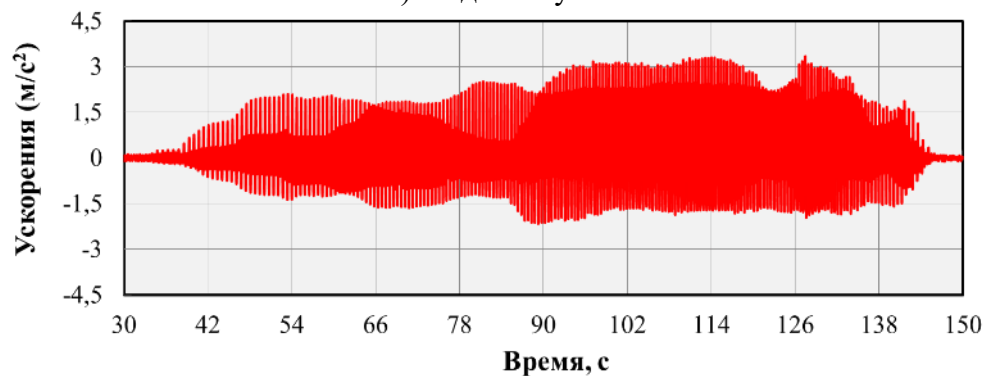
а) по датчику 9



б) по датчику 11

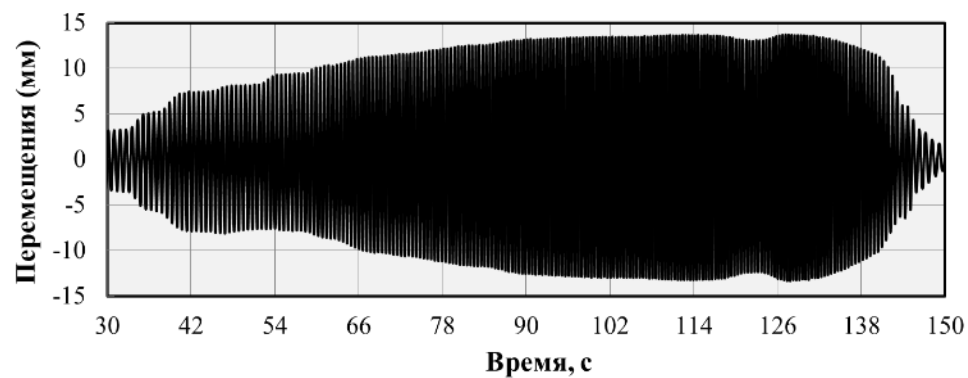


в) по датчику 13

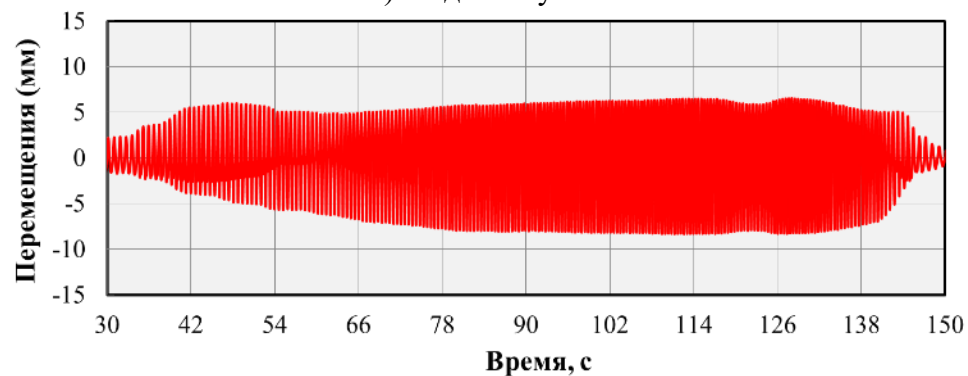


г) по датчику 15

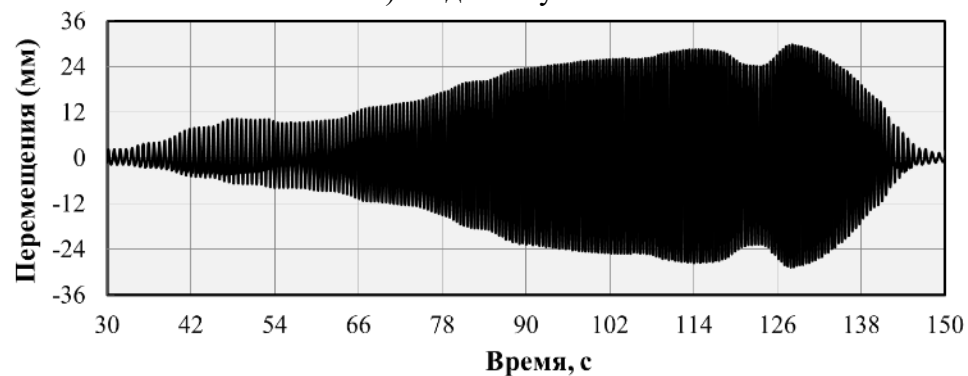
Рис. В.6 – Записи колебаний на этапе испытаний III в ускорениях:
 а) платформы по оси А; б) платформы по оси Б; в) покрытия по оси Б;
 г) покрытия по оси А;



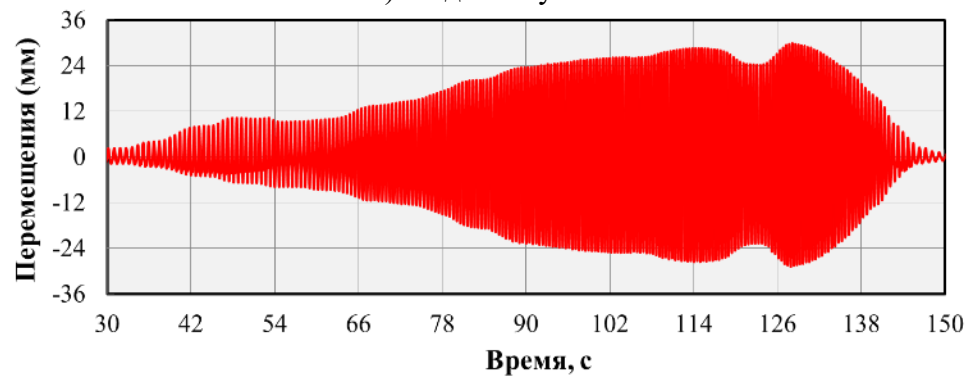
а) по датчику 10



б) по датчику 12

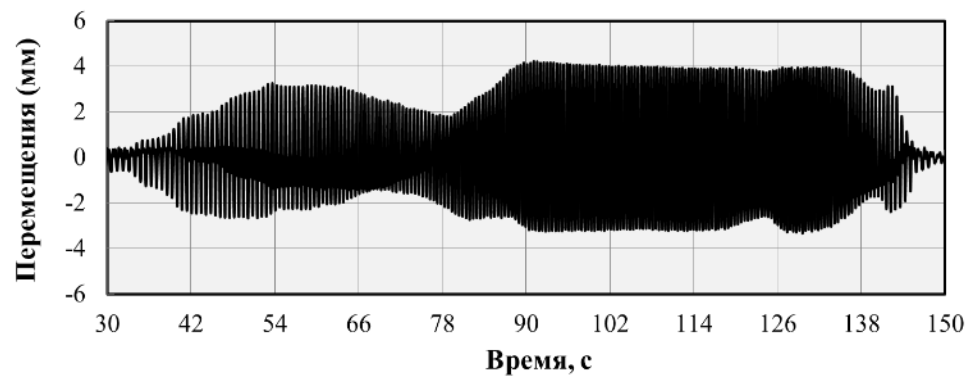


в) по датчику 14

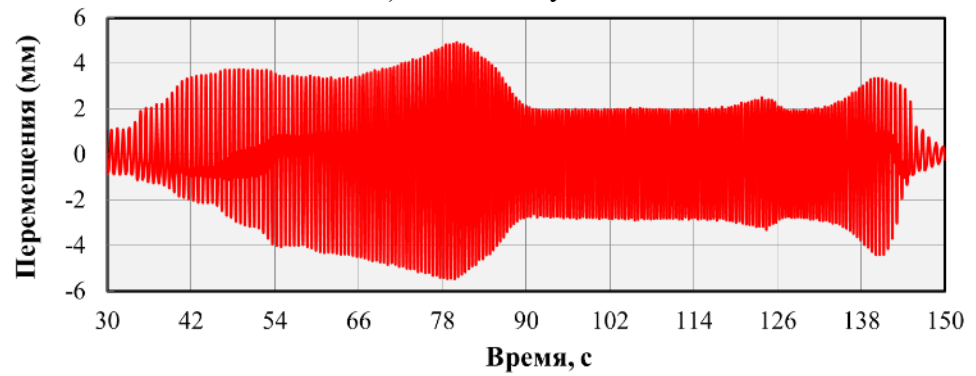


г) по датчику 16

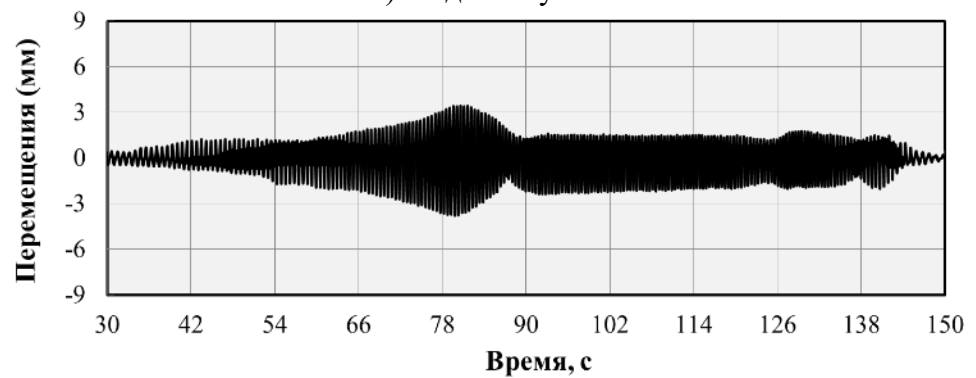
Рис. В.7 – Записи колебаний на этапе испытаний III в перемещениях:
а) платформы по оси 2; б) платформы по оси 1; в) покрытия по оси 2;
г) покрытия по оси 1



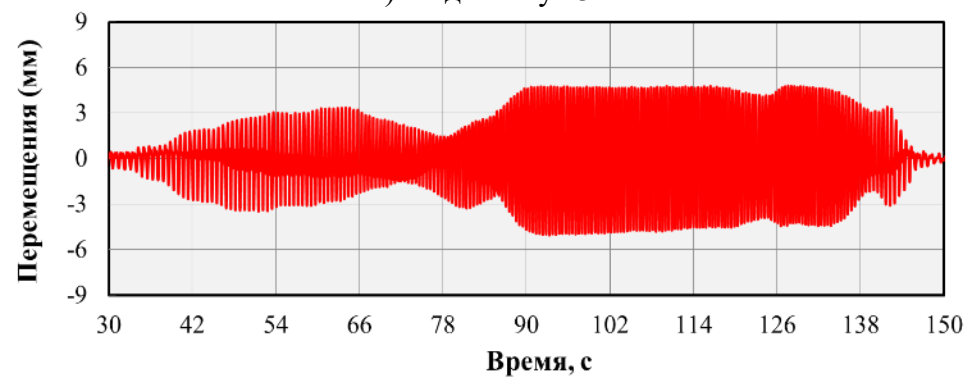
а) по датчику 9



б) по датчику 11

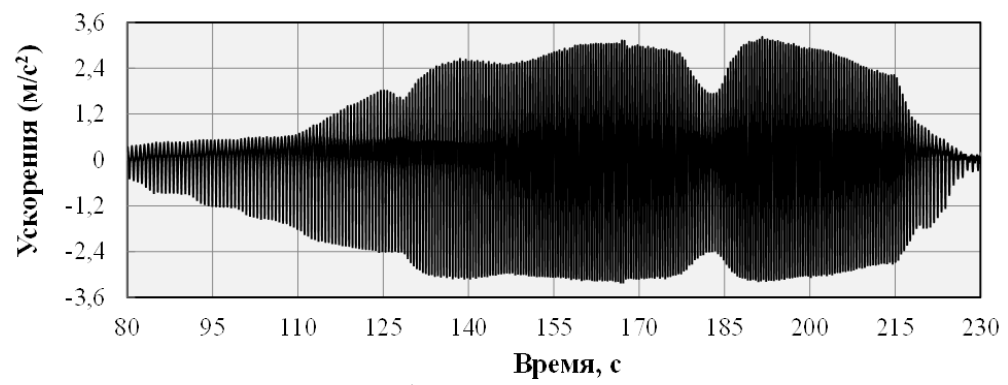


в) по датчику 13

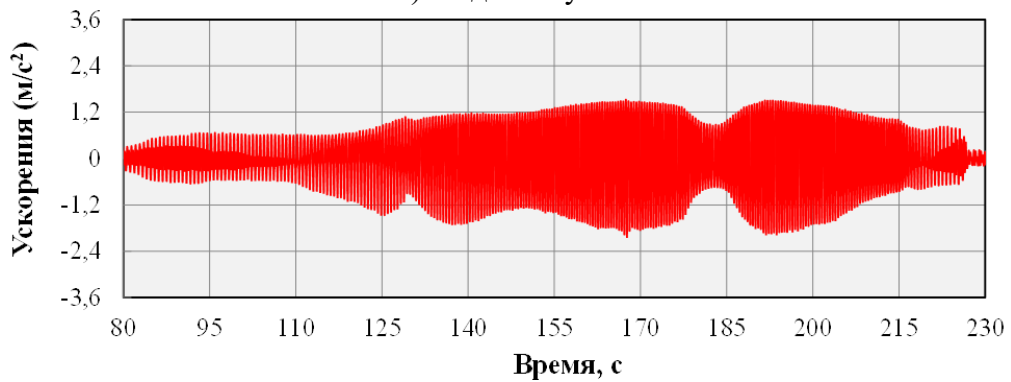


г) по датчику 15

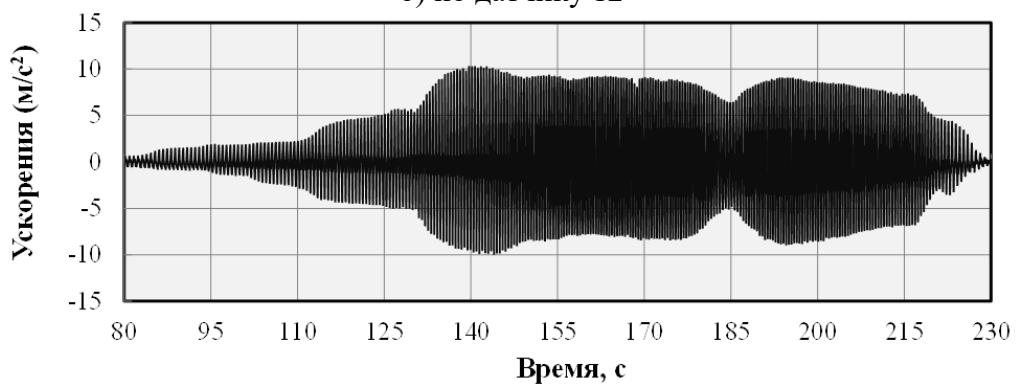
Рис. В.8 – Записи колебаний на этапе испытаний III в перемещениях:
 а) платформы по оси А; б) платформы по оси Б; в) покрытия по оси Б;
 г) покрытия по оси А



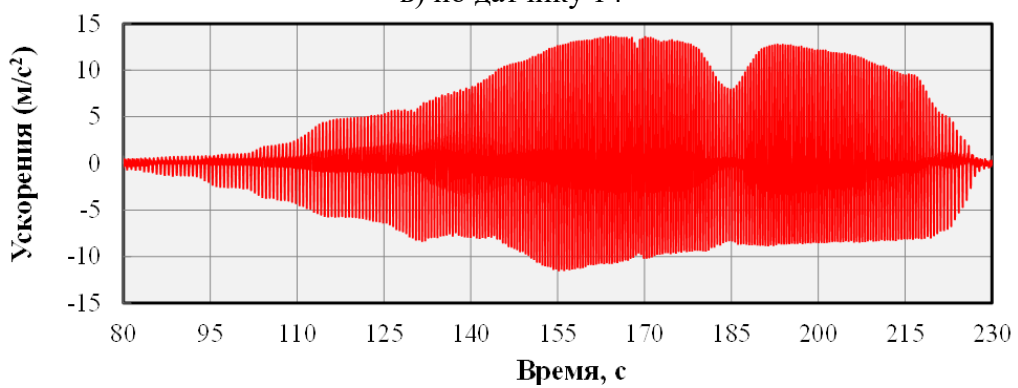
а) по датчику 10



б) по датчику 12

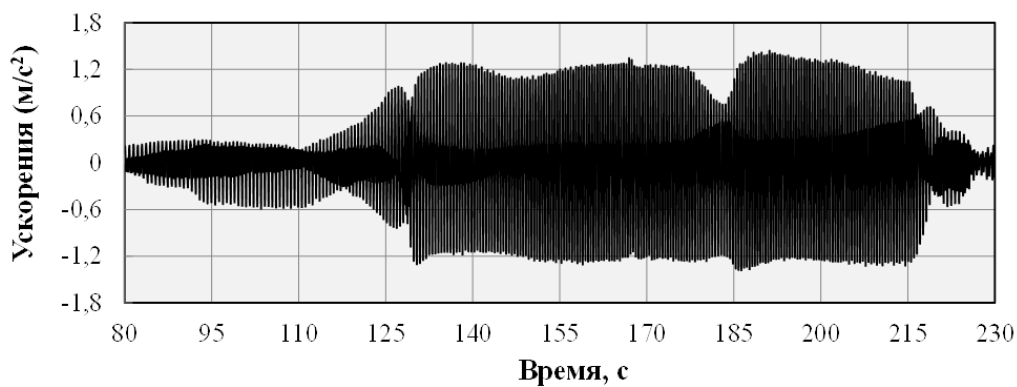


в) по датчику 14

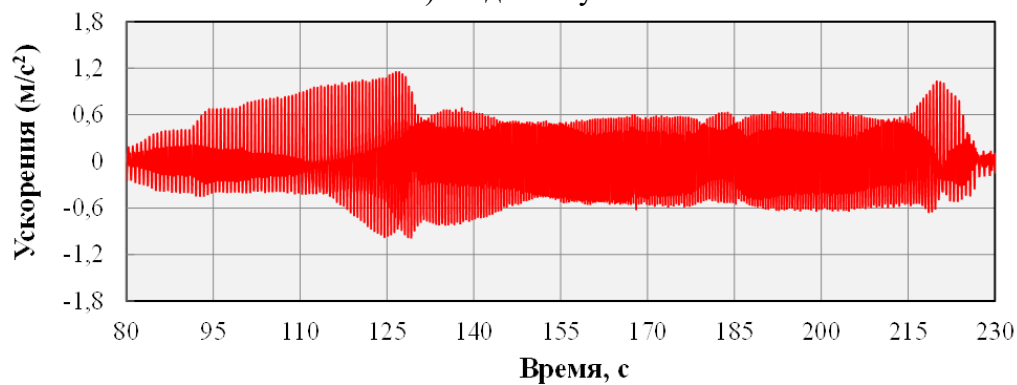


г) по датчику 16

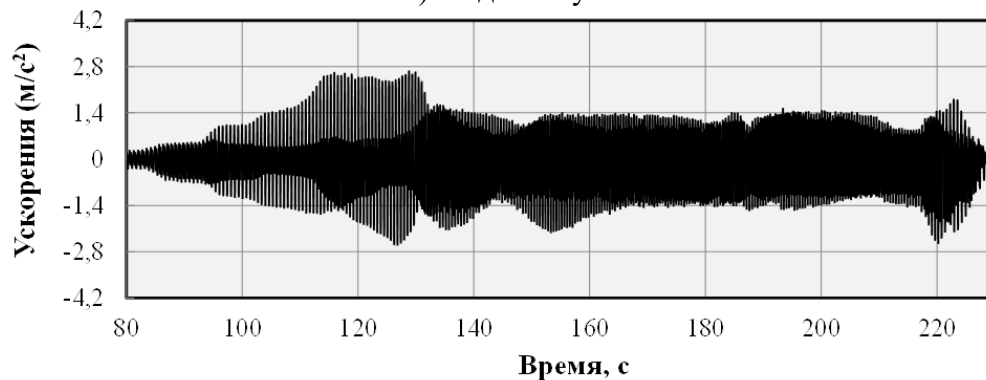
Рис. В.9 – Записи колебаний на этапе испытаний V в ускорениях:
 а) платформы по оси 2; б) платформы по оси 1; в) здания-представителя в уровне покрытия я
 по оси 2; г) здания-представителя в уровне покрытия по оси 1.



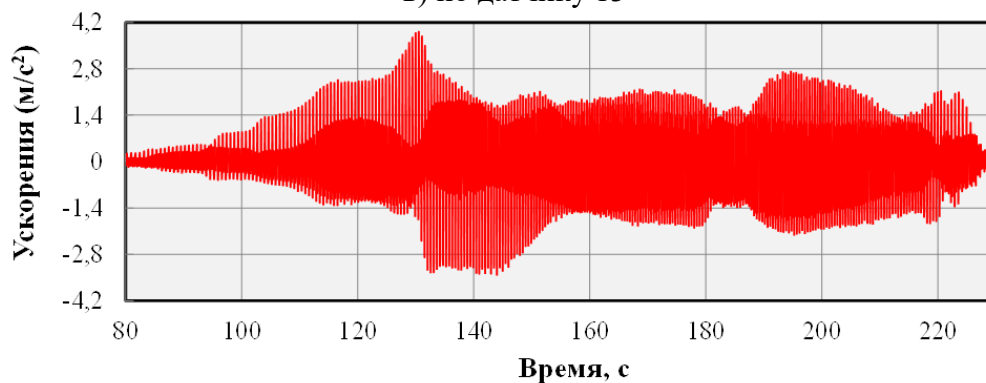
а) по датчику 9



б) по датчику 11

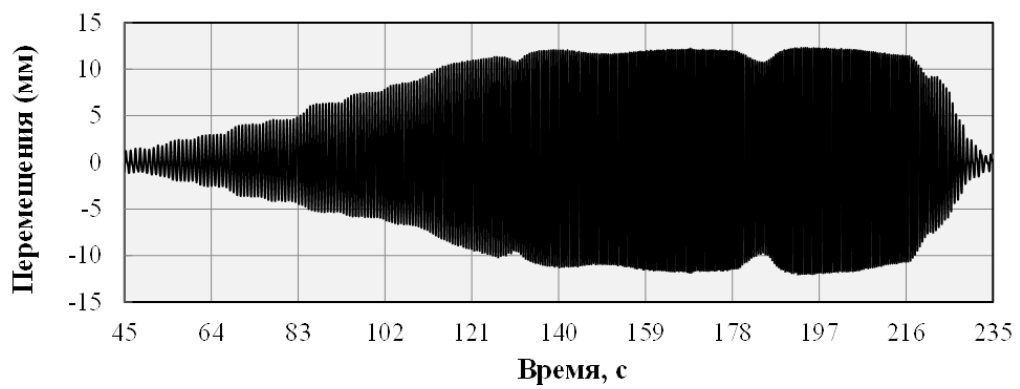


в) по датчику 13

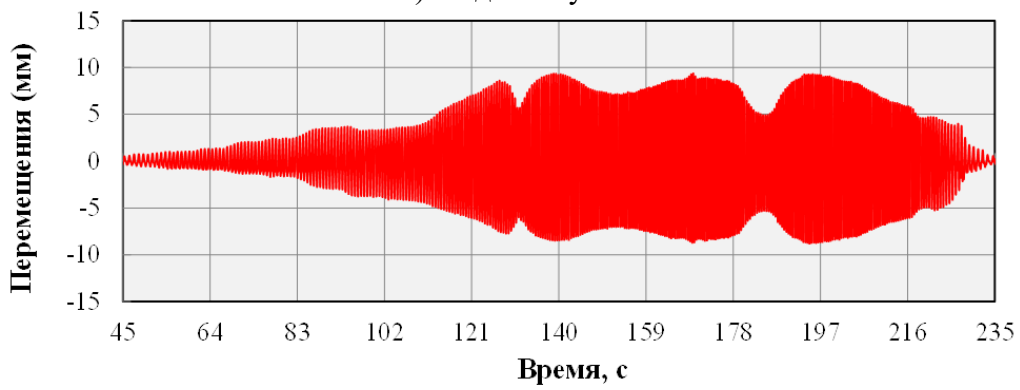


г) по датчику 15

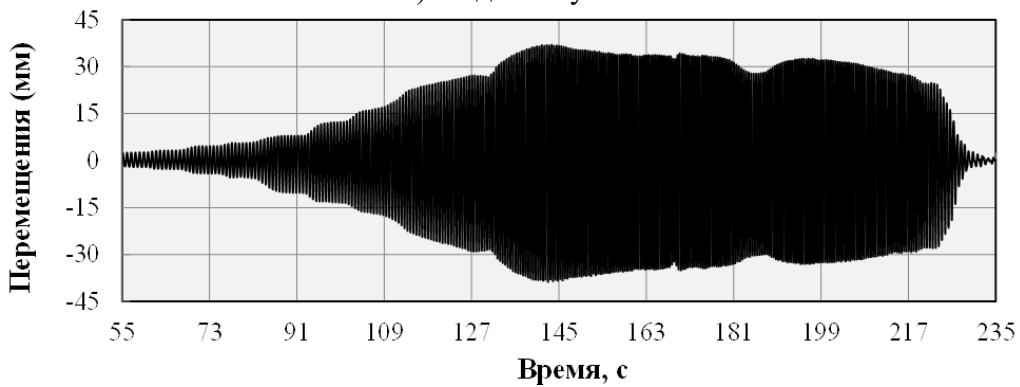
Рис. В.10 – Записи колебаний на этапе испытаний V в ускорениях:
 а) платформы по оси А; б) платформы по оси Б; в) здания-представителя в уровне покрытия по оси Б; г) здания-представителя в уровне покрытия по оси А.



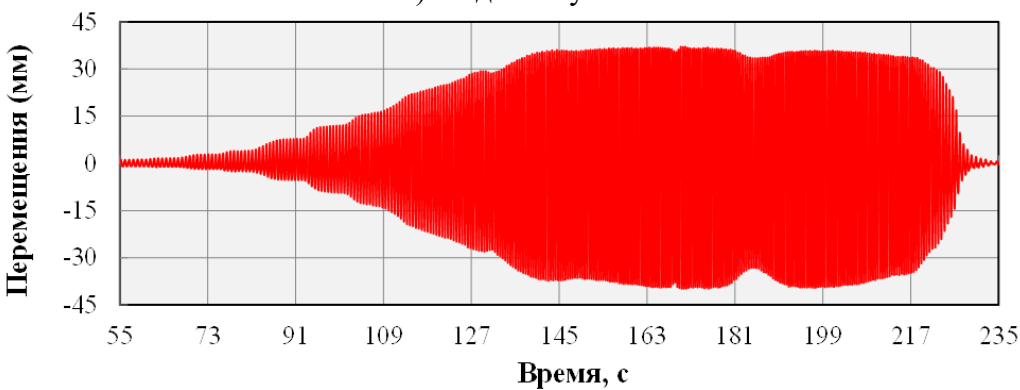
а) по датчику 10



б) по датчику 12

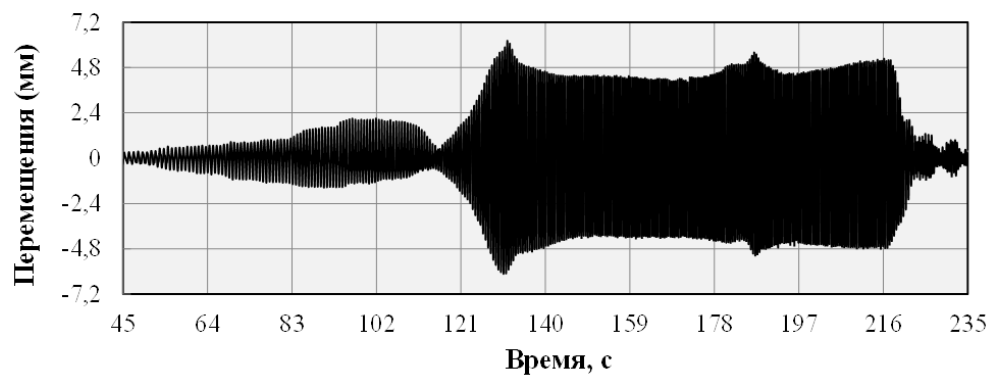


в) по датчику 14

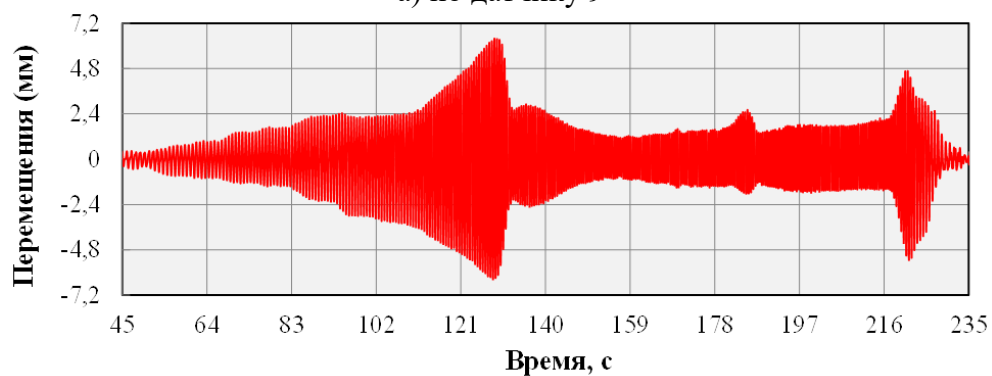


г) по датчику 16

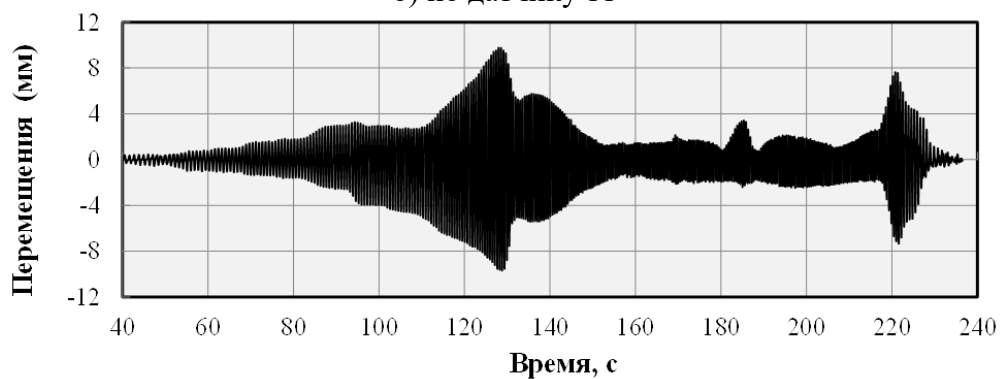
Рис. В.11 – Записи колебаний на этапе испытаний V в перемещениях:
а) платформы по оси 2; б) платформы по оси 1; в) здания-представителя в уровне покрытия по оси 2; г) здания-представителя в уровне покрытия по оси 1.



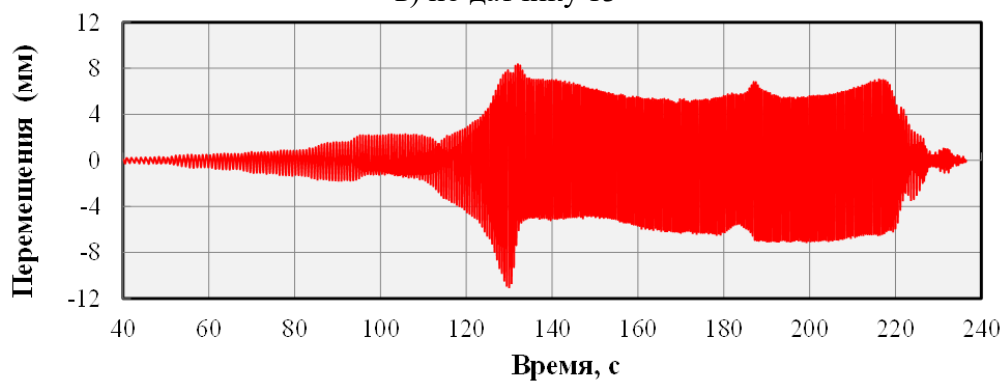
а) по датчику 9



б) по датчику 11

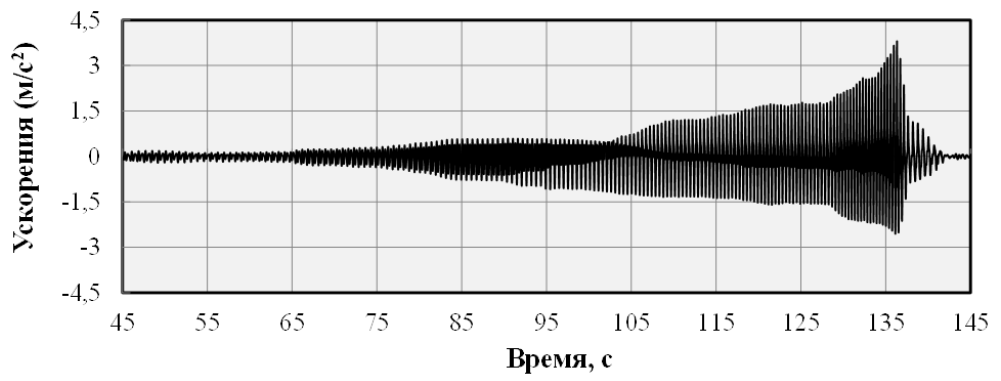


в) по датчику 13

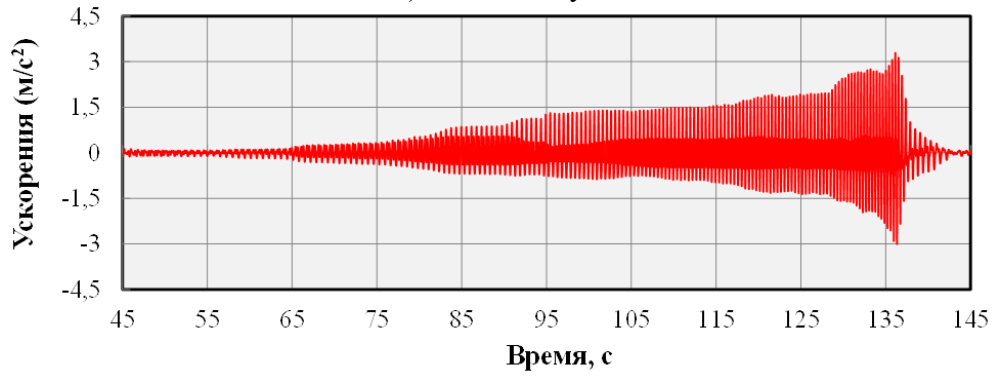


г) по датчику 15

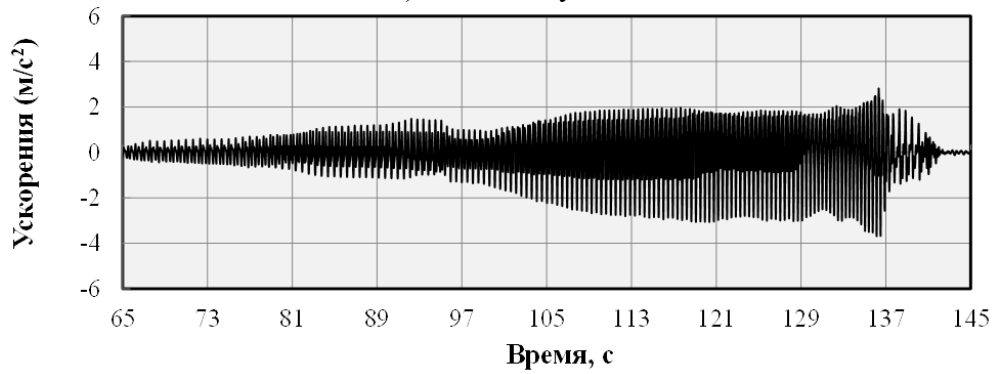
Рис. В.12 – Записи колебаний на этапе испытаний V в перемещениях:
 а) платформы по оси А; б) платформы по оси Б; в) здания-представителя в уровне покрытия по оси Б; г) здания-представителя в уровне покрытия по оси А.



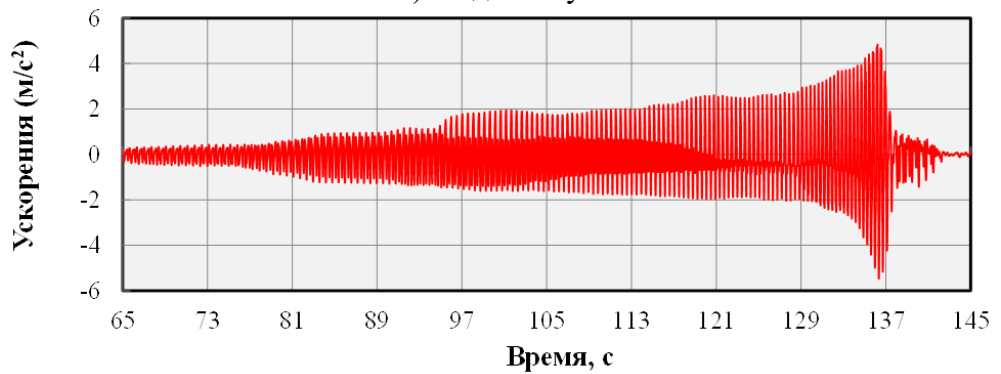
а) по датчику 9



б) по датчику 11

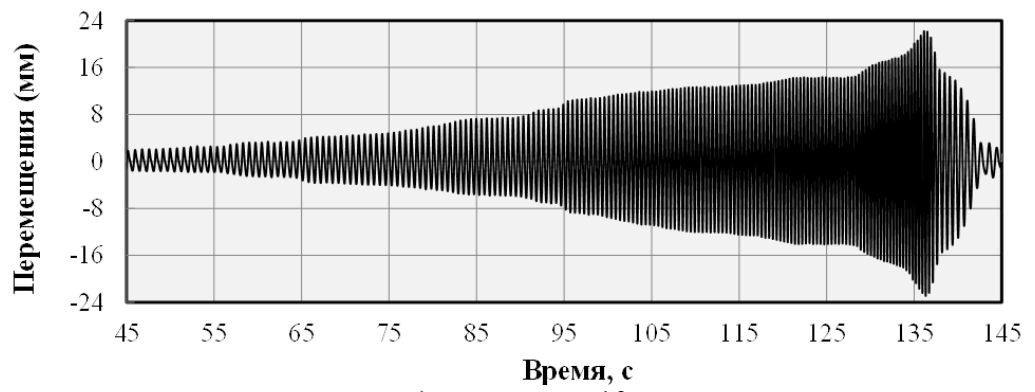


в) по датчику 1

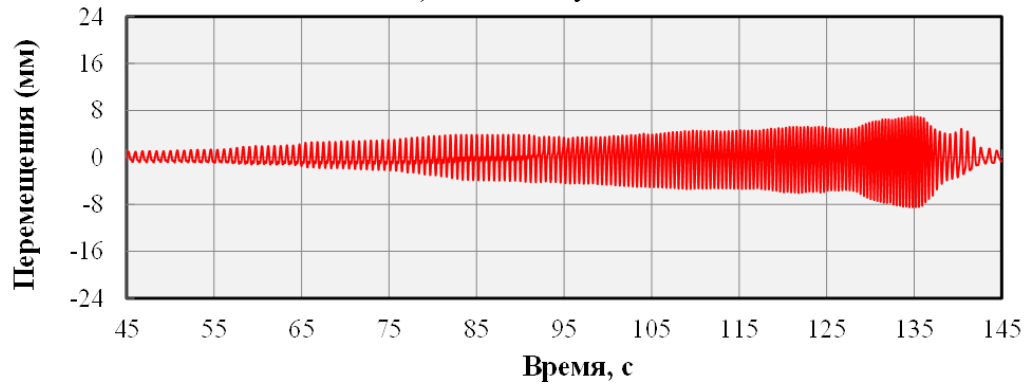


г) по датчику 3

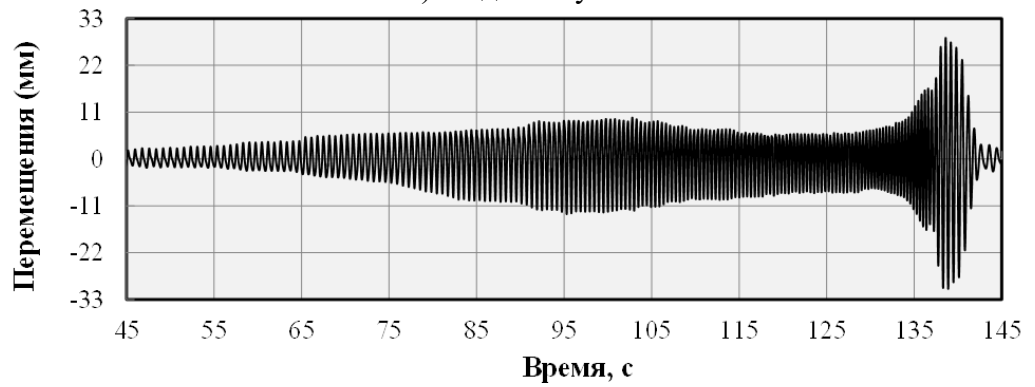
Рис. В.13 – Записи колебаний на этапе испытаний VII в ускорениях:
а) платформы по оси А; б) платформы по оси Б; в) покрытия по оси Б;
г) покрытия по оси А



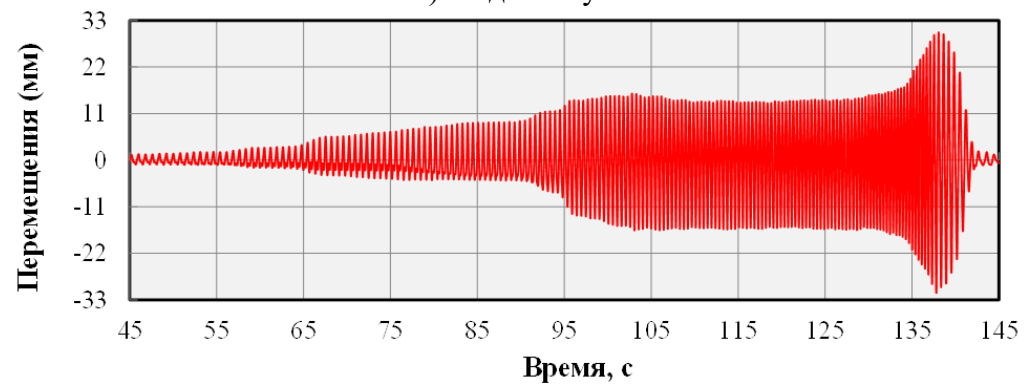
а) по датчику 10



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

УТВЕРЖДАЮ

Директор Государственного института
сейсмостойкого строительства
и инженерного проектирования Госстроя
Кыргызской Республики, к.т.н.
 А.Ж. Садыков
« 09 » « марта » 2020 г.



АКТ

о реализации научных результатов, полученных в диссертации соискателя Бегалиева Улугбека Турдалиевича на соискание ученой степени доктора технических наук по специальности 05.23.01 – строительные конструкции, здания и сооружения на тему: «Экспериментально-теоретические основы повышения сейсмостойкости зданий и сооружений»

Комиссия в составе: председателя, заместителя директора, к.т.н., Кенжетаева К.И. и членов комиссии: нач. управления «Сейсмостойкое строительство», к.т.н. Косивцова Г.В., гл. спец. отдела «Инженерное обследование зданий и сооружений» Кудайбергенова Н.С. свидетельствует о том, что при разработке нормативно-правовых актов в области сейсмостойкого строительства, экспериментальном исследовании платформы на возможность проведения испытаний конструкций и фрагментов зданий на сейсмические воздействия **были реализованы следующие научные результаты**, полученные в докторской диссертации Бегалиева У.Т.:

- предложенный метод «инженерного лечения» по усилению отдельной части несущих конструкций зданий;
- определение расчетной несущей способности зданий существующей застройки (подраздел 14.2 СН КР 22-01:2018);
- установленные нормативные зависимости определения сейсмической опасности площадки строительства по пиковым ускорениям грунтов, характеристики влияния фактических грунтовых условий площадки строительства на интенсивность сейсмических воздействий, нормативные значения коэффициентов поведения зданий по критериям регулярности разных конструктивных систем, коэффициента ответственности по назначению и этажности зданий (подраздел 6.3 СН КР 20-02:2018);
- установленная нормативная зависимость определения минимальных и максимальных перемещений при воздействии сейсмических колебаний в направлениях разной комбинации и эффективный период колебаний при нормативном минимальном и максимальном перемещениях, зависящее от массы здания и жесткости системы сейсмоизоляции здания (раздел 6 СНиП КР 20-03:2006);
- установленные динамические параметры колебаний испытательной платформы, позволяющая выявить закономерности повреждаемости конструкций и их узлов при сейсмическом воздействии более 0,42g, что соответствует 9-бальной интенсивности по СН КР 20-02:2018;
- уравнение определения коэффициента, зависящего от типа грунтовых условий по сейсмическим свойствам с учетом расстояния от площадки строительства до основной линии разлома, генерирующего землетрясения (раздел 7 СН КР 31-02:2018).

Реализация материалов диссертации Бегалиева У.Т. позволила:

- снизить воздействие сейсмических нагрузок и повысить эксплуатационную пригодность при усилении отдельной части несущих конструкций зданий методом «инженерного лечения»;

- учитывать референтные значения пиковых ускорений грунтов a_g в расчетах, показывающие потенциальную сейсмическую опасность площадки строительства и уменьшение воздействий сейсмических колебаний на здание;

- определить реальное значение горизонтальных ускорений и уменьшение сейсмических колебаний при использовании характеристики влияния фактических грунтовых условий по сейсмическим свойствам $S(a_{gR})$ и топографических эффектов усиления горизонтальных сейсмических воздействий S_T на площадке строительства;

- выявить закономерности повреждаемости конструкций и их узлов при сейсмическом воздействии по полученному значению колебаний испытательной платформы 0,45g;

- возможность проектирования и строительства зданий разной ответственности по назначению и этажности, а также применение сложной архитектурной структуры при учете критериев регулярностей;

- учитывать рассеивание энергии и пластичность конструкций разных конструктивных типов зданий при сейсмических колебаниях с установленным коэффициентом q поведения зданий и сооружений;

- определить фактическое значение ускорения грунтов для выбранной площадки строительства с установленным коэффициентом k_{gF} , учитывающий расстояние от площадки строительства до основной линии сейсмогенерирующего разлома.

Материалы диссертации использованы в следующих документах, материалах и разработках:

- строительных норм и правил СНиП КР 20-03:2006 «Системы сейсмоизоляции. Основные положения»;

- справочника строителя «Извлечение из нормативных документов по строительству, действующих на территории Кыргызской Республики», 2009 год;

- проекта Закона Кыргызской Республики «О сейсмической безопасности», 2010 год;

- проекта Технического регламента Кыргызской Республики «Безопасность зданий и сооружений», 2011 год;

- строительных норм СН КР 20-02:2018 «Сейсмостойкое строительство. Нормы проектирования»;

- строительных норм СН КР 22-01:2018 «Оценка сейсмостойкости зданий существующей застройки»;

- строительных норм СН КР 31-02:2018 «Проектирование и застройка территории г.Бишкек и сел, примыкающих к Ыссык-Атинскому разлому».

По результатам реализации получен следующий положительный эффект:

- внедрены основные положения определения критических перемещений деформаций зданий с системами активной сейсмозащиты с практическими выражениями для применения конструкторами и инженерами;

- улучшена методика определения и расчета зданий на сейсмические воздействия с учетом пиковых ускорений грунтов;

- полученное значение колебаний испытательной платформы 0,45g позволяет выявить закономерности повреждаемости конструкций и их узлов при сейсмическом воздействии.

- обновленные нормативно-технические документы позволяют обеспечить сейсмическую безопасность зданий и сооружений в гармонизации с международными нормами развитых стран, в том числе США, Европы, Японии и других стран;

- применение математической модели сейсмостойкости зданий с системами сейсмоизоляции на основе диссипативных и деформирующих свойств резинометаллических элементов позволяет снижение сейсмических воздействий на здания и сооружения до 1,5-2 балла интенсивности землетрясения. Снижение сейсмических сил на один бал уменьшает себестоимость строительства до 12%;

- доказана возможность минимизации последствий землетрясений применением фактических значений ускорений и сохранением сейсмической безопасности жителей страны. Например, принятые в расчетах значения коэффициента сейсмичности 0,7g множество населенных пунктов 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, 0,49g – 284 населенных пункта. Эти данные существенно влияют на снижение сейсмических нагрузок по фактическому расположению площадки строительства.

Председатель комиссии:



Кенжетаев К.И.

Члены комиссии:



Косивцов Г.В.



Кудайбергенова Н.С.



ПРОМПРОЕКТ



УТВЕРЖДАЮ

Генеральный директор
ОАО «Промпроект», к.т.н.
М.К. Абдыбалиев
« 02 » « июня » 2020 г.

АКТ

о реализации научных результатов, полученных в диссертации соискателя Бегалиева Улугбека Турдалиевича на соискание ученой степени доктора технических наук по специальности 05.23.01 – строительные конструкции, здания и сооружения на тему: «Экспериментально-теоретические основы повышения сейсмостойкости зданий и сооружений»

Комиссия в составе: председателя Субамбаева С.М. и членов комиссии: главный конструктор Покусаев Н.М. и главный инженер проектов Леухин Ю.Я. свидетельствует о том, что при проектировании объектов промышленного и жилищно-гражданского назначения **были реализованы следующие научные результаты**, полученные в докторской диссертации Бегалиева У.Т.:

- метод «инженерного лечения» по усилению отдельной части несущих конструкций зданий;
- зависимости определения сейсмической опасности площадки строительства по пиковым ускорениям грунтов и характеристики влияния фактических грунтовых условий площадки строительства на интенсивность сейсмических воздействий (подраздел 6.3 СН КР 20-02:2018);
- значения коэффициентов поведения зданий по критериям регулярности разных конструктивных систем и коэффициенты ответственности по назначению и этажности зданий (подраздел 6.3 СН КР 20-02:2018).
- нормативная зависимость определения минимальных и максимальных перемещений при воздействии сейсмических колебаний в направлениях разной комбинации и эффективный период колебаний при нормативном минимальном и максимальном перемещениях, зависящее от массы здания и жесткости системы сейсмоизоляции здания (раздел 6 СНиП КР 20-03:2006).
- динамические параметры колебаний испытательной платформы, позволяющая выявить закономерности повреждаемости конструкций и их узлов при сейсмическом воздействии более 9-бальной интенсивности по СН КР 20-02:2018.

Реализация материалов диссертации Бегалиева У.Т. позволила:

снизить воздействие сейсмических нагрузок и повысить эксплуатационную пригодность при усилении отдельной части несущих конструкций зданий методом «инженерного лечения».

уменьшить воздействие сейсмических колебаний на здание при учете в расчетах референтных значений пиковых ускорений грунтов a_g ;

определить реальное значение горизонтальных ускорений и уменьшить сейсмические колебания при использовании характеристики влияния фактических

грунтовых условий по сейсмическим свойствам $S(a_{gR})$ и топографических эффектов усиления горизонтальных сейсмических воздействий S_T на площадке строительства;

выявить закономерности повреждаемости конструкций и их узлов при сейсмическом воздействии при использовании значений колебаний испытательной платформы $0,45g$;

возможность проектирования и строительства зданий разной ответственности по назначению и этажности, а также применение сложной архитектурной структуры при учете критериев регулярностей;

учитывать рассеивание энергии и пластичность конструкций разных конструктивных типов зданий при сейсмических колебаниях при использовании коэффициента q поведения зданий и сооружений.

Материалы диссертации использованы в следующих документах, материалах и разработках:

адаптации проекта усиления конструкций зданий двух школ им. Т. Сатылганова и Ж. Боконбаева, и детского сада «Арча-Бешик» в г. Токтогул;

адаптации проекта усиления конструкций зданий двух школ им. Ч.Айтматова и К. Жакыпова, и детского сада «Ак-Тилек» в г. Балыкчы;

концептуальном проектировании здания расчетно-кассового центра Национального Банка Кыргызской Республики с использованием элементов сейсмоизоляции в виде скольжения в опорах;

проектировании 14-этажного жилого дома в г. Бишкек обычным строительством и применением резинометаллических опор;

техническом заключении расчетного анализа поведения здания из легких стальных тонкостенных конструкций и сравнения с показателями экспериментальных испытаний на сейсмические воздействия от 7 до 9 баллов.

По результатам реализации получен следующий положительный эффект:

- усиление напряженно-деформируемых элементов конструкций зданий методом «инженерного лечения» снизило воздействие сейсмических нагрузок, повысило эксплуатационную пригодность на 40 лет и экономические расходы сократились в 2 раза.

- предложена методика определения и расчета зданий на сейсмические воздействия с учетом пиковых ускорений грунтов;

- определены критические перемещения деформации зданий с системами активной сейсмозащиты с практическими выражениями по СНиП КР 20-03:2003 «Системы сейсмоизоляции. Основные положения»;

- применение резинометаллических опор и их расчет с учетом диссипативных и деформирующих свойств резиновых слоев позволяет снижение сейсмических воздействий на здание до 1,5-2 балла интенсивности землетрясения. Снижение сейсмических сил на один бал уменьшает на 10-15% себестоимость строительства;

- установлена 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.

Председатель комиссии:

Субамбаев С.М.

Члены комиссии:

Покусаев Н.М.

Леухин Ю.Я.

УТВЕРЖДАЮ

Генеральный директор

ОсОО «Seido Systems»

ТМ KARKAS KG

А. Абдыкадыров

«12» марта 2020 г.



АКТ

о реализации научных результатов, полученных в диссертации соискателя Бегалиева Улугбека Турдалиевича на соискание ученой степени доктора технических наук по специальности 05.23.01 – строительные конструкции, здания и сооружения на тему: «Экспериментально-теоретические основы повышения сейсмостойкости зданий и сооружений»

Комиссия в составе: председателя, главного инженера О. Сапарбекова и членов комиссии: прораб Т. Чынгызов и конструктор Т. Садырбаев, свидетельствует о том, что при экспериментальном исследовании здания из легких стальных тонкостенных конструкций на сейсмические воздействия **были реализованы следующие научные результаты**, полученные в докторской диссертации Бегалиева У.Т.:

- динамические параметры колебаний испытательной платформы, позволяющая выявить закономерности повреждаемости конструкций и их узлов при сейсмическом воздействии более 9-бальной интенсивности по СН КР 20-02:2018;
- зависимости определения сейсмической опасности площадки строительства по пиковым ускорениям грунтов;
- характеристики влияния фактических грунтовых условий площадки строительства на интенсивность сейсмических воздействий;
- нормативные значения коэффициентов поведения зданий по критериям регулярности разных конструктивных систем;
- коэффициент ответственности по назначению и этажности зданий (подраздел 6.3 СН КР 20-02:2018).

Реализация материалов диссертации Бегалиева У.Т. позволила:

- уменьшить воздействие сейсмических колебаний на здание при учете референтных значений пиковых ускорений грунтов a_g в расчетах, который показывает потенциальную сейсмическую опасность площадки строительства;
- определить реальное значение горизонтальных ускорений и уменьшение сейсмических колебаний при использовании характеристики влияния фактических грунтовых условий по сейсмическим свойствам $S(a_{gR})$ и топографических эффектов усиления горизонтальных сейсмических воздействий S_T на площадке строительства;

- выявить закономерности повреждаемости конструкций и их узлов при сейсмическом воздействии при использовании полученного значения колебаний испытательной платформы 0,45g;

- осуществить экспериментальное испытание здания из легких стальных тонкостенных конструкций на сейсмические воздействия интенсивностью 7, 8 и 9 баллов.

Материалы диссертации использованы в следующих документах, материалах и разработках:

Договора на тему «Выполнить вибрационные испытания фрагмента здания из легких стальных тонкостенных конструкций и разработать заключение о возможности применения зданий испытанного конструктивного типа в районах сейсмичностью 7-9 баллов»»;

«Отчет о научно-исследовательской работе с результатами вибрационных испытаний фрагмента здания из легких стальных тонкостенных конструкций»;

«Заключение о возможности применения зданий испытанного конструктивного типа из легких стальных тонкостенных конструкций в районах сейсмичностью 7-9 баллов».

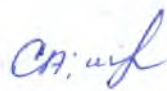
По результатам реализации получен следующий положительный эффект:

- возможность строительства зданий из легких стальных тонкостенных конструкций в районах сейсмичностью 7, 8 и 9 баллов с пиковыми ускорениями 0,4g и более с учетом технических рекомендаций;

- разработанные руководства по расчету и конструированию зданий из ЛСТК позволяет проектировать их для всей территории Кыргызской Республики и позволяет руководствоваться при государственной экспертизе проектно-сметной документации;

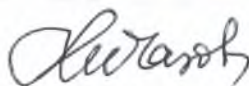
- эффект от проведения экспериментальных испытаний доказал масштабное применение новой технологии строительства зданий из ЛСТК по государственному заказу и увеличил экономическую прибыль в 3 раза за первый год.

Председатель комиссии:



О. Сапарбеков

Члены комиссии:



Т. Чынгызов



Т. Садырбаев