

Государственное образовательное учреждение высшего профессионального
образования
«Санкт-Петербургский Государственный Политехнический Университет»
Инженерно – строительный факультет
Кафедра «Технология, организация и экономика строительства»
Диссертация на соискание квалификации
«магистр техники и технологии»
по направлению «Строительство»

Допускаю к защите

Заведующий кафедрой ТОЭС
д.т.н., проф.

Н.И.Ватин

Сейсмоизолированное здание со скользящим фторопластным поясом

Руководитель

В.Д. Кузнецов
проф., директор ООО
«Коллаж – студия»

Научный консультант

Н.И. Ватин
д.т.н., проф.

Студент группы 6019/10

Чэнь Сятин

Санкт-Петербург
2011

Введение	5
1. Основы изучений сейсмологии	8
1.1. Землетрясения и их основные особенности	8
1.1.1. Строение Земли	8
1.1.2. История Земли.....	9
1.1.3. Гипоцентры. Причины землетрясений	10
1.1.4. Проявление землетрясений.....	12
1.1.5. Сейсмические волны.....	13
1.1.6. Регистрация сейсмических колебаний	13
1.2. Энергетические характеристики землетрясений	15
1.2.1. Магнитуда землетрясения	15
1.2.2. Энергетический класс землетрясений	16
1.2.3. Повторяемость землетрясений	16
1.2.4. Сейсмическая активность	16
1.3. Проявления землетрясений на поверхности Земли и оценка их интенсивности	17
1.3.1. Сейсмическая шкала MSK-64	17
1.4. Влияние грунтовых условий на интенсивность сейсмических колебаний. Количественные характеристики сейсмических колебаний	21
1.4.1. Примеры влияния грунтовых условий на интенсивность проявления землетрясений.....	21
1.4.2. Сейсмическое районирование и сейсмическое микрорайонирование..	21
1.4.3. Сейсмическая жесткость грунта	22
1.4.4. Влияние резонансных свойств грунтов на приращение сейсмической балльности.....	23
1.4.5. Нарушение структуры «Разжижение грунта».....	23
1.4.6. Вторичные деформации грунтов	24
1.5. Краткая история развития теории расчета сооружений на сейсмические воздействия	24
1.5.1. Статическая теория расчета.....	25
1.5.2. Динамическая теория расчета.....	26
1.5.3. Спектральные теории определения сейсмических нагрузок	28
1.5.4. Нормированные спектры реакции	29
1.5.5. Определение сейсмических нагрузок по СНиП II-7-81	30
1.6. Выводы по главе	31
2. Методы сейсмозащиты здания	33
2.1. Системы сейсмозащиты	33
2.1.1. Системы пассивной сейсмозащиты.....	33
2.1.2. Системы активной сейсмоизоляции	34
2.1.3. Системы комплексной сейсмоизоляции.....	34
2.2. Сейсмозащита зданий с использованием специальных устройств	34
2.2.1. Сейсмоизолирующие системы с выключающимися связями (ВС)	34
2.2.2. Системы сейсмозащиты с кинематическими опорами.....	35
2.2.3. Динамические гасители колебаний (ГК).....	36
2.3. Выводы по главе	36
3. Методы со скользящим поясом	37
3.1. Сейсмоизолирующие устройства со скользящим поясом(элементами сухого трения - СП)	37
3.2. Описание свойств материала фторопласт-4	42
3.3. Сейсмоизолирующая система с элементами фторопласта в конструкции фундамента	49
3.3.1. Принципиальная конструкция механизма сейсмоизоляции и принцип работы	49
3.3.2. Статические расчеты.....	49
3.3.3. Динамические расчеты.....	52

3.3.4. Сформирование модели здания со скользящего пояса.....	55
3.3.4.1. Моделирование скользящего пояса в здании.....	55
3.3.4.2. Принятые в расчете нагрузки и воздействия	60
3.3.4.3. Расчет моделей.....	64
3.3.4.4. Армирование вертикальных элементов конструкции.....	74
3.4. Выводы по главе	81
Внедрение результатов исследования	82
Заключение	82
Список использованных источников.....	84

Реферат

УДК 69.001.5
699.841

Тема магистерской диссертации: «Сейсмоизолированное здание со скользящим фторопластным поясом»

Объем магистерской диссертации: 86 страниц, он содержит 52 рисунков, 27 таблиц, 62 источников литературы.

Ключевые слова: сейсмостойкость, сейсмостойкое строительство, фторопласт, фрикционные материалы, сейсмоизоляция, сейсмика.

seismic stability, earthquake engineering, PTFE, friction materials, seismic isolation, seismic.

Рассмотрены существующие в настоящий момент методики сейсмоизоляции строительных конструкций, проведен их критический анализ. Разработан механизм сейсмоизоляции на основе фторопласта, в конструкции фундамента, исключающий недостатки предыдущих аналогичных систем сейсмоизоляции. Обеспечена возможность перемещения здания, на величину смещения основания во время землетрясения, при сохранении пространственной жесткости сейсмоизолированной конструкции.

Показано что ведение в конструкцию фундамента механизма сейсмоизоляции позволяет снижать напряжения в конструкциях здания.

Предложено включать в конструкцию фундамента механизм сейсмоизоляции, это уменьшает вероятность обрушения конструкции, что обеспечит сохранность человеческих жизней и ценного оборудования и позволит избежать дорогостоящих мероприятий по восстановлению конструкции, так же, сокращает расход арматуры, что делает конструкцию здания более экономичной.

Разработан алгоритм моделирования скольжения ПК SCAD Office. Проверена адекватность работы модели системы сейсмоизоляции. Рассмотрен метод защиты зданий и сооружений каркасного типа от сейсмического воздействия включением в конструкцию фундамента механизма сейсмоизоляции на основе вязкого трения.

Введение

Актуальность работы

Землетрясения - это стихийные бедствия, которым подвержены многие районы земного шара. В результате землетрясений происходят оползни, обвалы в горах, изменяются русла рек, часть суши опускается и становится дном, дно морей поднимается и становится сушей. На море землетрясения сопровождаются огромными волнами, которые заливают и опустошают большие площади прибрежных земель. Землетрясения вызывают ужас у людей и животных, влекут за собой большие человеческие жертвы.

Землетрясения занимают третье место после тайфунов и наводнений по величине ущерба, причиняемого населению. Только в Китае за последних четыре столетия (16-20 века) от землетрясений погибло более 1,2 млн. людей. Большинство людей, погибло от обрушения здания. Но люди заметили, что при землетрясениях разрушаются не все здания и сооружения, поэтому стали присматриваться к этой проблеме и пытаться создавать сооружения, способные противостоять землетрясениям.

При всей тяжести последствий землетрясений оказывается, что уменьшение последствий и безопасность людей можно обеспечить при соблюдении определенных требований к проектированию и строительству зданий и сооружений в сейсмоопасных районах. Возникновение проблемы сейсмостойкости искусственных сооружений относится к началу их строительства, а методы ее реализации ранее носили эмпирический характер. И лишь после землетрясений в Ноби (1901) и Сан-Франциско (1906) эта проблема привлекла внимание исследователей. Первая попытка создать теоретические предпосылки для расчета и проектирования сейсмостойких зданий и сооружений была сделана в прошлом столетии японским ученым Омори (1900). Но ее применение на практике не гарантировало надежность зданий при сильных землетрясениях, так как метод Омори более всего подходил для проектирования зданий с жесткой конструктивной схемой.

Практика доказала, что антисейсмический метод проектирования, хотя и эффективен, но в нем есть некоторые проблемы[5],

- «Жестко-сопротивление» как основной способ увеличения компонента прочности и устойчивости через размер и усиление для повышения конструктивной жесткости. Но с увеличением материалоемкости в конструкционных материалах, жесткость конструкций здания и вес будет тоже увеличиваться, т.к. воздействие на конструкции здания от землетрясения также увеличивается, т.е. образуется порочный круг.
- Многие важные несущие элементы конструкции не могут работать как неупругие элементы.
- Когда общая конструкция здания работает в неупругой состоянии, то в результате возникают большие деформации и трещины, что приводит здание к непригодности для дальнейшего использования.
- Традиционные методы сейсмостойкости сооружения, построенные в данной области на основе сейсмической интенсивности и усиления конструкции приводят к большой неопределенности.

Исходя из этого, для сейсмостойкости зданий в некоторых новых теориях, ищется более рациональные, экономически выгодные, с учетом безопасности. Т.е. производится поиск разумных и эффективных способов сейсмостойкости здания и сооружения.

В современных конструктивных решениях нельзя повысить сейсмостойкость, только повысив величины сечений, прочность, вес. Конструкция может быть более прочной, но не обязательно экономически эффективной, потому что и вес и инерционная сейсмическая нагрузка могут увеличиться еще больше. Требуются новые эффективные методы сейсмозащиты. Начиная с 70-80-х годов прошлого века, в строительстве все чаще стали применяться системы защиты от сейсмических

воздействий - системы сейсмоизоляции. Эти методы предусматривают изменение массы или жесткости, или демпфирования системы в зависимости от ее перемещений и скоростей. В настоящее время известно более 100 запатентованных конструкций сейсмозащиты. Преимуществом активных методов перед традиционными является то, что они существенно снижают сейсмические нагрузки на здания и сооружения. Одним из этих методов - это метод со скользящим поясом. Конструктивно устройства выполнены в виде поясов, обращенные друг к другу поверхности которых имеют очертание с наклонными площадками скольжения. Уклон поверхностей назначается в зависимости от расчетного значения сил трения в зоне контакта таким образом, чтобы обеспечивался возврат системы в начальное положение после прекращения действия возмущающей нагрузки. В качестве скользящей пары применяются пластины из фторопласта-4 (по ГОСТ 1007-80) толщиной 4-6 мм.

Существенный вклад в современное состояние теории сейсмостойкости внесли Я.М. Айзенберг, В.С. Беляев, А.Н. Бирбраер, М. Био, Дж. Блюм, И.В. Гольденблат, К.С. Завриев, Г.Н. Карцивадзе, И.В. Корчинский, А.М. Масленников, С.В. Медведев, А.Г. Назаров, Ш.Г. Напетваридзе, Н.А. Николаенко, Н. Мононобе, Ф. Омори, В.С. Поляков, Э. Розенблюэт, О.А. Савинов, А.М. Уздин, Т. Хаузнер, Э.И. Хачиян, С.Г. Шульман и другие.

Задачи исследования

1. Теоретический анализ уклона и длины наклонных поверхностей системы сейсмоизоляции со скользящими поясами для гашения кинематической энергии.
2. Разработать конструктивное решение и методику моделирования фторопласта-4 в ПК SCAD, подтвердить адекватность работы модели механизма сейсмоизоляции.
3. Подтвердить факт снижения напряжений в элементах конструкции..
4. Внедрить конструктивное решение на практике при использовании расчетных схем с подтверждением полученных данных при различной сейсмичности.

Наиболее существенные научные результаты, полученные лично соискателем

- Разработано конструктивное решение механизма сейсмоизоляции, позволяющее обеспечить пространственную жесткость конструкции и дающее ей возможность перемещаться во всех направлениях на величину смещения основания при землетрясении.
- Построены модели здания включающего в себя механизм сейсмоизоляции и аналогичное здание без сейсмоизоляции в ПК SCAD, исследована работа механизма сейсмоизоляции, получены напряжения в конструкциях здания и составлены зависимости напряжений в сейсмоизолированной конструкции и аналогичной без сейсмоизоляции на примере инструментально зарегистрированной акселерограммы
 - Разработаны методики моделирования и расчета на статику, пульсацию, динамику спектральным методом, а также с помощью инструментально зарегистрированной акселерограммы
 - Разработана методика теоретического расчета, позволяющая в первом приближении оценить снижение воздействия сейсмической волны на конструкции сейсмоизолированного здания.

Научная новизна

Известны сейсмостойкие здания, в которых сейсмические нагрузки уменьшаются включением железобетонного механизма сейсмоизоляции между фундаментом и зданием, содержащего сферические железобетонные стойки и стаканы на их концах,

контактирующих с фундаментом и низом первого этажа здания (пат. N 2004696 С1, Е 04 D 27/34, Е 04 Н 9/02; N 2073781 С1, Е 04 Н 9/02).

Наиболее близким к предлагаемому техническому решению является техническое решение (авт.св. N 1682504, кл. Е 04 Н 9/02, 1991 - прототип), включающее пространственно жесткие этажи, опертые на нижнюю сплошную железобетонную плиту здания, свободно лежащую на фундаментной бетонной плите.

Выделен основной аспект проблемы фрикционных фундаментов данного технического решения является необеспечение общей жесткости и монолитности здания, а также невозможность перемещения здания во всех направлениях на величину смещения основания при землетрясении. Разработке методик расчета и проектирования кинематических и фрикционных фундаментов, а также оптимизации фундаментных конструкций в целом посвящены работы Е.А.Сорочана, Р.А.Мангушева, Е.Д.Лившица, Ф.И.Лялина, Э.В.Нейбурга, В.Ф.Разоренова, В.И.Соломина, Е.Ф.Винокурова и др.

Значение полученных результатов для теории

Полученные результаты и зависимости могут использоваться для дальнейших исследований в области сейсмостойкого строительства

Достоверность

Диссертации подтверждается современными методами исследований и обработки результатов, адекватностью принятых математических моделей, а также апробированных методов динамики систем, реализованных в ПК SCAD

Значение полученных результатов для практики

Результаты работы имеют практическую значимость для проектирования зданий в сейсмоопасных районах, для сохранности человеческих жизней и ценного оборудования.

Рекомендации об использовании результатов диссертационного исследования

Результаты работы рекомендуется использовать при проектировании и обосновании эффективности сейсмостойких построек.

Публикация работы

Результаты работы были представлены:

«Современные методы сейсмоизоляции зданий и сооружений»//
Инженерно-строительный журнал, СПбГПУ. – СПб., 2011г. №3(21). С. 53-58.

Выражаю особую благодарность своему заведующему кафедрой ТОЭС д.т.н., проф. Ватину Николаю Ивановичу и руководителю проф. Кузнецову Виктору Дмитриевичу за помощь в работе.

1. Основы изучения сейсмики

1.1. Землетрясения и их основные особенности

Изучением основных закономерностей возникновения землетрясений занимается наука, называемая сейсмологией. Среди различных вопросов этой науки первостепенное значение имеет изучение строения Земли, выявление причин и условий возникновения землетрясений, а также оценка характера и степени воздействия землетрясений на здания и сооружения, разработка мероприятий по обеспечению их сейсмостойкости. Это направление науки о землетрясениях, называемое инженерной сейсмологией, связано с разработкой прогноза сейсмических воздействий путем построения карт сейсмического микрорайонирования исследуемой территории, уточнения интенсивности проявления землетрясения на поверхности с учётом местных грунтовых условий и путем накопления инструментальных данных о кинематических характеристиках грунтов (величин смещений, наклонов, скоростей и ускорений), их спектральных характеристиках и величинах энергии колебаний.

1.1.1. Строение Земли

Земля представляет собой сферическое тело с радиусом порядка 6400 км. Строение Земли изучалось с разных позиций. Одним из основных методов ее исследования официальной наукой является геофизический метод сравнения параметров колебаний разных точек на земной поверхности при землетрясениях.

Землетрясения проявляются в виде колебаний поверхности Земли, вызванных высвободившейся внутри Земли энергией. Особенности этих колебаний зависят от свойств геологических структур, расположенных вдоль линии распространения сейсмических волн. Поэтому исследования картины распространения колебаний позволяют обратным путем судить о внутреннем строении Земли. В соответствии с результатами таких исследований Земля состоит из трех слоев разной природы: ядра или центрострефы, мантии и земной коры или литосферы (рис.1.1).

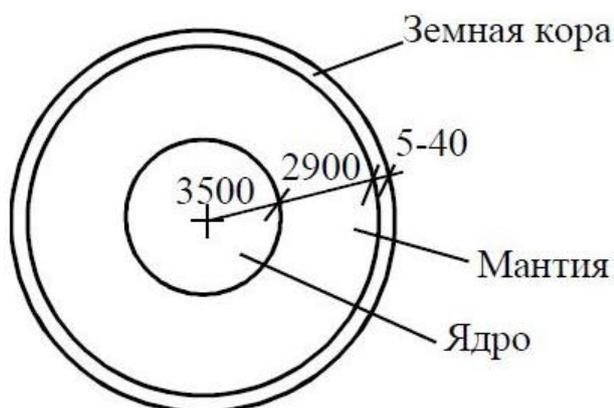


Рис. 1.1. Упрощенная схема строения Земли

Ядро составляет центральную часть Земли и представляет собой сферу с радиусом 3500 км. Поскольку ядро не проводит поперечные волны, то, по крайней мере, его поверхностная часть считается жидкостью. Мантия покрывает ядро, имеет мощность около 2900 км и состоит из ультраосновных оливиновых пород. Земная кора имеет мощность 5 – 40 км и состоит из изверженных (гранита и базальта) пород, осадочных пород и продуктов метаморфической деятельности.

Земная кора в океанической и континентальной частях различается по своему составу и толщине. Под океаном кора является базальтовой и имеет толщину 5 км. В континентальной части кора состоит из двух слоев: гранитного в верхней части и базальтового в нижней. Здесь толщина коры составляет от 30 до 40 км. Заметим, что

существуют также и другие модели строения Земли, не совпадающие с мнением официальной науки.

Континенты в виде тонких плит плавают в мантии, которая имеет свойства вязко-текучей среды. В связи с процессами, происходящими в мантии, континенты деформируются и перемещаются. Удельные массы разных частей земли приведены в табл. 1.

Таблица 1

Удельные массы разных слоев Земли

Слой	Удельная масса, г/см ³
Кора	2,7-3,0
Мантия по наружному периметру	3,3
по внутреннему периметру	5,7
Ядро по периферии	9,7
центральная часть	12,3

Температура Земли увеличивается с глубиной и составляет: 1000-1500° С на глубине 100 км, около 2000° С на глубине 700 км (т.е. на наибольшей глубине, где, как считают, могут зарождаться землетрясения) и 4000-5000° С в центре ядра.

Градиент возрастания температуры равен примерно 30° С/км в поверхностном слое Земли, а затем уменьшается с глубиной.

Считается, что давление внутри Земли составляет 9 т/см² в верхней части мантии, 1400 т/см² в наружном слое ядра и 3700 т/см² в центре ядра. Эти давления во много раз превышают прочность скальных пород при осевом сжатии

Скорость распространения продольной сейсмической волны в гранитной части земной коры равна 6 км/с, в базальтовой части - 6,7 км/с и в мантии, в среднем, она составляет 8,7 км/с.

Вблизи границы между земной корой и мантией существует плоскость, в которой скорости распространения сейсмических волн непрерывно меняются. Скорость поперечных волн изменяется от 3,7 до 4,4 км/с, продольных - от 6,3 до 7,8 км/с. Эту плоскость разрывности скоростей сейсмических волн называют поверхностью Мохоровичича (или Мохо).

1.1.2. История Земли

Считают, что возраст Земли (примерно 4500 млн. лет) совпадает с возрастом галактической вселенной. Взаимные влияния материи в недрах Земли привели в результате к разделению ее на три современных слоя и расчленению земной коры на континенты и океаны. Полагают, что в начале палеозойской эры Земля как тело стала почти такой, какой она выглядит сейчас. Считается также, что формации земной коры, имеющие отношение к происходящим сегодня землетрясениям, связаны с третичным и частично с четвертичным периодами Кайнозойской эры.

Земля постоянно меняется под действием непрерывного потока энергии из недр и со стороны Солнца. На поверхности Земли происходит эрозия, стираются горы и равнины, вызывая перемещение грунта и камней к морю и отложение их на морском дне. Продукты вулканической деятельности и остатки организмов также накапливаются на дне океанов. Мантийное вещество под океанами стремится подняться, а под континентами - погрузиться в недра Земли. В результате мантия под континентами оседает как в связи с ее конвекцией, так и под весом отложившихся материалов. Земная кора в этих же районах изгибается вниз, образуя впадины, называемые геосинклиналями. В местах геосинклиналей кора испытывает в течение длительного времени действие высоких температур и давлений.

Погружение будет продолжаться до тех пор, пока конвективными потоками мантии создается большое боковое давление. Но, поскольку это движение по направлению противоположно положению изостатического равновесия, через определенное время, когда конвекция мантии в этом сечении начнет спадать, ранее опустившиеся части снова начнут подниматься в связи с изостазией. И вновь образованные массы породы

поднимутся выше поверхности моря. Этот процесс известен как движение горообразования или орогенезис.

1.1.3. Гипоцентры. Причины землетрясений

В условиях, когда в недрах Земли накапливаются громадные запасы энергии, а континенты находятся в процессе постоянного роста, на поверхности Земли также происходят различные изменения. Землетрясения связаны с одним видом таких изменений.

С точки зрения сейсмогеологии, землетрясения представляют собой сильные колебания грунта, происходящие благодаря высвобождению большого количества энергии в течение короткого промежутка времени при дислокациях внутри земной коры или верхней части мантии. Полагают, что максимальное количество энергии, высвобождаемое при одном землетрясении, приблизительно равно $5 \cdot 10^{10}$ Дж.

Гипоцентр или фокус - это то место, где зародилось и произошло землетрясение. Эпицентр - точка на поверхности непосредственно над гипоцентром.

Амплитуды сейсмических колебаний на поверхности сначала имеют небольшую величину, затем внезапно увеличиваются. Этот второй период процесса колебаний продолжается в течение определенного промежутка времени, после которого колебания постепенно затухают. Первый период легкого дрожания называется начальными толчками, следующая часть с большими амплитудами - основными толчками, заключительная часть - хвостом колебаний (рис.1.2). Этот характер колебаний связан с тем, что внутри земной коры образуются два вида волн - первичные продольные волны (волны растяжения-сжатия) и вторичные поперечные волны (волны сдвига). Когда происходит освобождение энергии в гипоцентре землетрясения, эти волны возникают одновременно. Однако, поскольку скорость распространения продольных волн больше, они раньше достигают пункта регистрации на земной поверхности и начальная фаза колебаний целиком определяется этими волнами.

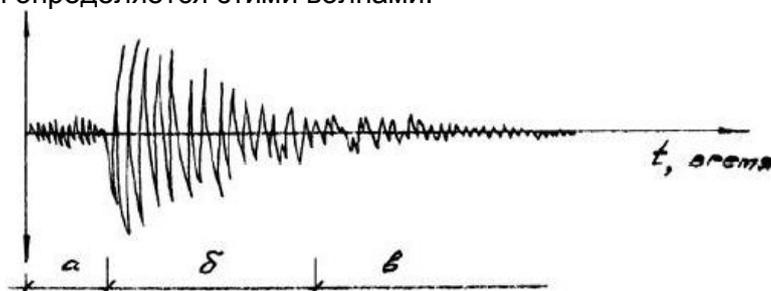


Рис.1. 2. Осциллограмма колебаний поверхности грунта

Последующее появление поперечных и поверхностных волн характеризует основную фазу колебаний. Установлено, что расстояние от гипоцентра до пункта регистрации приблизительно пропорционально продолжительности начальной фазы колебаний. Расстояние до гипоцентра от нескольких (трех) точек регистрации позволяет установить координаты гипоцентра.

Однако найденный гипоцентр является источником возникновения лишь первой сейсмической волны. Он может не совпадать с местом наиболее интенсивного выделения энергии, т.е. очаг может охватывать значительную площадь.

Разрушительные землетрясения не ограничиваются одним колебательным возмущением. Обычно проявляется ряд последующих толчков. Первое сильное землетрясение называется основным толчком или форшоком, а последующие - афтершоками. Гипоцентры афтершоков необязательно совпадают с гипоцентром основного толчка, который обычно располагается на краю гипоцентральной области афтершоков.

Землетрясения классифицируют в зависимости от глубины очага: при глубине до 30 км их называют очень поверхностными; при глубинах от 30 до 100 км - поверхностными; при глубинах более 100 км - глубоководными. Максимальной

глубиной очага считают величину 700 км.

В зависимости от причин возникновения различают следующие типы землетрясений.

Провальные или обвальные землетрясения. Вызываются обширными обвалами карстовых областей внутри Земли.

Вулканические землетрясения. Вызываются локальными извержениями лавы, взрывами газа и т.п. Этот тип землетрясений редко встречается, слаб по интенсивности и имеет ограниченную сферу влияния.

Глубокофокусные землетрясения. Причины их возникновения мало изучены. Землетрясения эти мощны, однако из-за большого удаления очага от поверхности Земли, редко вызывают разрушения зданий.

Тектонические землетрясения. Для объяснения их причин выдвигались различные теории, которые рассматривали такие характеристики, как периодичность проявления, различие по размерам, неравномерное распределение по регионам. Основные распространенные в наше время подходы базируются на теории действия магмы и сил горообразования (орогенезиса). Там, где отмечаются интенсивные движения горообразования и происходит быстрое накопление энергии, там и возрастает сейсмическая активность. Интервалы между землетрясениями различаются в зависимости от способности блоков земной коры накапливать энергию деформаций. Если способность к накоплению энергии в разломе велика, величина подвижки будет большой, что увеличивает размер проявляющегося землетрясения. И, наоборот, если способность к накоплению энергии мала, будет происходить медленное непрерывное скольжение в разломе, а величина подвижки во время землетрясения и, следовательно, размеры самого землетрясения, будут невелики. Из этого следует, что в первых зонах будут происходить землетрясения через продолжительный период времени и сила их будет велика. Во вторых зонах будут происходить частые, средние и слабые землетрясения.

Анализ географии зарегистрированных землетрясений показывает, что они распределяются не случайным образом. Районы, в которых происходят разрушительные землетрясения, чрезвычайно ограничены. Эти области называют сейсмическими поясами или сейсмическими зонами (см. табл. 2).

Таблица 2

Сейсмические пояса Земли

Тип	Описание	Расположение гипоцентра	Примеры
Океанический	Следует впадинам на дне океана	Мантия	Центральный пояс Индийского океана
Вокруг островов	Следует дугам, окружающим большие острова	Мантия	Алеутские, Курильские, Марианские острова, Острова Рюкю
Орогенические геосинклинали	Следует дугам горных хребтов на континентах или дугам, окружающим большие острова	Земная кора и мантия	Японские острова, Филиппинский архипелаг, Западное побережье Южной Америки, Западное побережье Северной Америки, Иран, Турция

Континентальные плато	Внутри континентов	Земная кора	Восточная Сибирь, Аппалачский регион
-----------------------	--------------------	-------------	--------------------------------------

1.1.4. Проявление землетрясений

Землетрясения проявляются не только в простом сотрясении Земли, а сопровождаются различными другими явлениями. К важным с инженерной точки зрения явлениям относятся сейсмические толчки, движения земной коры, образование разломов и сбросов, цунами. Происходят также изменения в геомагнетизме и электрическом поле Земли, которые представляют большой интерес для геофизиков, но не оказывают в настоящее время прямого влияния на решение вопросов сейсмостойкого строительства.

Сейсмические толчки. Для процессов колебаний земной поверхности характерны начальные слабые толчки небольшой продолжительности, за которыми следуют интенсивные колебания в течение определенного промежутка времени, после чего колебания затухают.

Коровые движения. Благодаря съемкам до и после землетрясений иногда обнаруживают, что поверхность грунта получает перемещения по горизонтальному и вертикальному направлениям в пределах большой площади. Если съемку удастся выполнить непосредственно перед землетрясением и сразу после него, то можно определить точно изменения, вызванные землетрясением. Методы измерения перемещений земной коры включают в себя прецизионную триангуляцию с использованием триангуляционных станций и прецизионное нивелирование с использованием реперов (методы высшей геодезии). Однако эти методы в связи с их сложностью и высокой стоимостью могут применяться не всегда.

В последние годы для ежедневных наблюдений начинают применять оборудование по измерению наклонов и деформаций земной коры. Оно состоит из группы трех наклономеров в виде труб с водой длиной около 30 м, размещенных во взаимно пересекающихся тоннелях. Эти приборы позволяют регистрировать изменения углов наклона с точностью до минуты и служат для решения задач по прогнозу землетрясений.

Движения земной коры наиболее часто проявляются при землетрясениях с неглубокими гипоцентрами, энергия которых превышает определенный предел. Например, для землетрясения с глубиной очага менее 20 км этот предел равен примерно 10^{15} Дж. Здесь можно заметить, что направление движения при землетрясении часто совпадает с направлением движения этих же участков поверхности, имевшим место при землетрясениях, происходивших ранее.

Разломы. Во время сильных землетрясений иногда возникают разрывы движений по двум сторонам от граничной линии, охватывающей узкий участок поверхности. Пересечение плоскости разрыва с этой поверхностью называется разломом. При горизонтальной дислокации разлом называется горизонтальным, при дислокации в вертикальном направлении - вертикальным разломом. Некоторые разломы не выходят на поверхность грунта и их наличие может быть обнаружено только после проведения геодезических съемок. Длина и раскрытие разломов могут быть вычислены в зависимости от силы землетрясения.

Цунами. Это морские волны большой длины, затапливающие прибрежные районы. Они возникают в том случае, когда очаг землетрясения располагается под дном океана. Слово "цунами" имеет японское происхождение.

Цунами возникают тогда, когда при землетрясении происходит опускание или поднятие дна океана. Такие нарушения поверхности дна в результате тектонических движений происходят одновременно на большой территории эпицентральной области.

Высота волны достигает 30 м, длина волны - около 100 км, скорость распространения - приблизительно 500-700 км/ч. Период одной волны составляет 10-30

мин. Наибольшие размеры волн цунами бывают при землетрясениях в пределах тихоокеанского сейсмического пояса. Цунами начинаются с понижения уровня воды у океанического побережья в виде своеобразного отсоса, за которым следует подъем воды. На величину волны цунами очень влияет глубина океана и рельеф береговой линии.

1.1.5. Сейсмические волны

Объемные волны. Энергия, высвобождаемая на глубине, распространяется в форме колебательного движения, достигая поверхности земли. В слоях грунта могут передаваться два вида волн разной природа - продольные и поперечные

При прохождении продольных волн (P) направление движения части грунта совпадает с направлением движения фронта волны. Среда, в которой распространяется этот вид волн, испытывает напряжения растяжения-сжатия с изменением своего объема.

Смещение вдоль возбуждения вызывает вторую волну, перпендикулярную первой. Эта волна, называемая поперечной (S), сопровождается изменением формы среды, но при этом сохраняется ее объем. Продольная волна распространяется быстрее поперечной и поэтому раньше достигает поверхности земли. Скорость распространения продольных волн в земной коре - 7-8 км/с, поперечных - 4-4,5 км/с.

Поверхностные волны. Вблизи поверхности Земли возникают колебания грунта, которые проявляются только в поверхностных слоях и быстро затухают в более глубоких. Эти колебания вызываются поверхностными волнами (R). Поверхностная волна, возникающая в однородном грунте, называется волной Рэлея - по имени открывшего ее лорда Рэлея. В этом случае частицы грунта при движении описывают эллипс в вертикальной плоскости, параллельной направлению распространения волн. Причем большая ось эллипса вблизи эпицентра направлена вертикально, а меньшая - горизонтально.

Схема распространения поверхностных волн аналогична схеме распространения гравитационных волн в воде. Различие в том, что в жидкости волны распространяются за счет сил тяжести, а в твердом теле - за счет сил упругости. Отметим, что по мере удаления от эпицентра вертикальная составляющая смещения грунта уменьшается, а горизонтальная - увеличивается.

1.1.6. Регистрация сейсмических колебаний

Для научного анализа процессов сейсмических колебаний необходимы инструментальные измерения. Многолетними инструментальными наблюдениями в разных сейсмических зонах было установлено, что закономерности сейсмических колебаний имеют региональный характер, т.е. колебания грунта в разных сейсмических областях различны.

Для получения записей землетрясений необходима густая сеть инженерно-сейсмических станций, снабженных аппаратурой для регистрации сильных землетрясений. Такая служба в России уже создана, ее называют инженерно-сейсмометрической службой (ИСС). Записи сильных землетрясений позволяют получить более полную и подробную информацию о колебаниях грунта, величинах его скоростей, смещений, ускорений, деформаций и т.п. Эти величины требуются для разработки методов проектирования в сейсмических районах ответственных сооружений: плотин, шлюзов, дамб, атомных электростанций, тоннелей и т.п.

Получение записей сильных землетрясений связано с определенными материальными и организационными трудностями. Для регистрации смещений, скоростей и ускорений грунта существуют специальные приборы маятникового типа, а их принципиальные отличия друг от друга заключаются в следующем.

Сейсмограф. Регистрирует смещения грунта (рис.1.3.). Собственный период колебаний его маятника больше периода сейсмических колебаний: $T_{соб.} > T_{сейсм.}$ при ζ

примерно равном 0,7. Осциллограмму землетрясения, полученную с помощью сейсмографа, называют сейсмограммой.

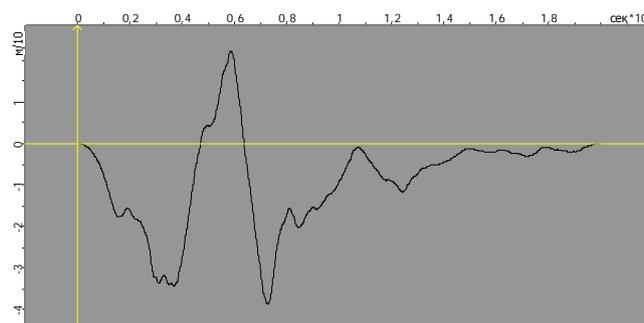


Рис.1.3. Амплитудный спектр

Велосиграф. Этот прибор регистрирует скорости смещений грунта(рис.1.4.). Период колебаний его маятника примерно равен периоду колебаний грунта: $T_{соб.} \approx T_{сейсм.}$, а коэффициент затухания ζ больше критического. С помощью этого прибора получают велосигramму.

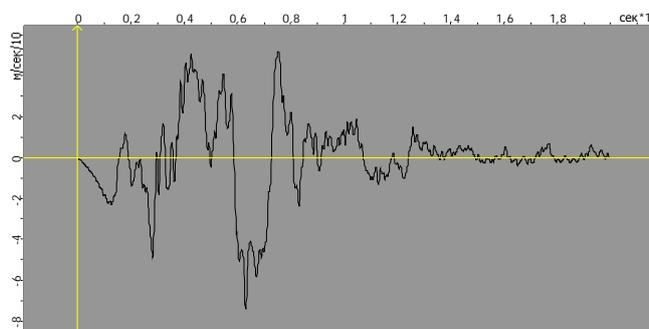


Рис.1.4. Велосигramма

Акселерограф. Регистрирует ускорения, возникающие при колебаниях грунта(рис.1.5.). Здесь период собственных колебаний маятника прибора меньше периода колебаний грунта: $T_{соб.} < T_{сейсм.}$, а коэффициент затухания $\zeta \approx 0,5$. Получаемую с помощью акселерографа осциллограмму называют акселерограммой.

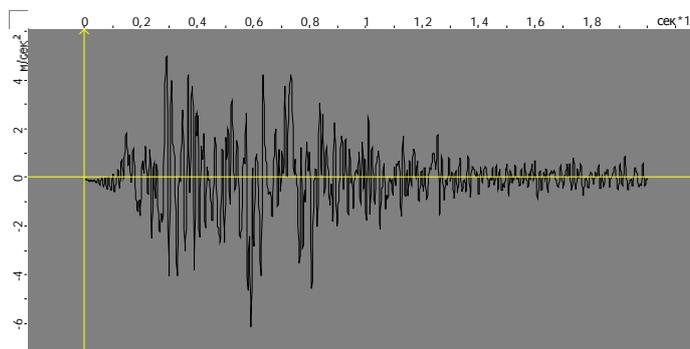


Рис.1.5. Акселерограмма

Полученные с помощью названных приборов осциллограммы должны сопровождаться следующими данными: датой, временем по Гринвичу, названием населенного пункта, номером станции, эпицентральной расстоянием, глубиной очага, азимутом эпицентра, балльностью землетрясения, масштабами времени и измерения. Регистрация колебаний осуществляется в горизонтальном и вертикальном направлениях,

причем, начало записи расположено слева.

В момент начала землетрясения приборы включаются автоматически пускателями, а через несколько минут ими же отключаются.

1.2. Энергетические характеристики землетрясений

Для изучения причин и характера возникновения землетрясений большое значение имеет оценка энергии, излучаемой очагом. Максимальное значение энергии связывают с предельной деформативностью материала отдельных блоков земной коры, обусловленной тектоническими процессами. В этой связи определение размеров очага и его расположения в пространстве могут служить характеристиками одной из составляющих энергии, высвобождающихся в момент землетрясения, а именно той ее части, которая тратится непосредственно на разрушение. Другая ее часть превращается в тепловую энергию, а некоторая доля переходит в энергию сейсмических колебаний.

В настоящее время еще нет достаточно достоверных критериев оценки доли энергии, перешедшей в энергию колебаний по сравнению с суммарной энергией, выделившейся в очаге во время землетрясения.

Первую попытку оценки энергии землетрясения, излучаемой в виде упругих колебаний, сделал Б.Б.Голицын в 1911 г., используя данные регистрации приборами землетрясения, которое произошло в феврале 1911 г. в Таджикистане. Для оценки объемных волн в очаге E им получена следующая формула:

$$E = 4\pi^3 \Delta^2 e^{k\Delta} c\rho \sum_n \frac{a^2}{T^2} t \quad (1.1)$$

где Δ - расстояние до очага;

k – коэффициент, характеризующий затухание колебаний;

c – скорость распространения волны;

ρ - плотность среды;

n – количество суммируемых гармоник;

a^2 – сумма квадратов амплитуд по трем составляющим смещения почвы;

t – продолжительность процесса колебания;

T – период колебаний.

Для оценки энергии по поверхностным волнам Х. Джефферисом [6] получена формула:

$$E = 4\pi^3 \Delta^2 e^{k\Delta} c\rho \sum_n \frac{a^2}{T^2} \lambda t \quad (1.2)$$

где λ - длина волны.

Учитывая соотношение, что $\lambda = cT$, получено следующее выражение для соотношений энергий очага, найденным по поверхностным волнам.

$$\frac{E}{E_0} = \left(\frac{a/T}{a_0/T_0} \right)^{1.8} \quad (1.3)$$

1.2.1. Магнитуда землетрясения

По предложению Гуттенберга и Рихтера[7] для оценки силы какого-либо землетрясения применяют энергетическую шкалу магнитуд M . величина M является относительной характеристикой энергии очага, идущей на образование поверхностных волн и вычисляется из выражения:

$$M = \frac{10}{18} \lg \frac{E}{E_0} = \lg \frac{a}{T} - \lg \frac{a_0}{T_0} \quad (1.4)$$

где E_0 – значение энергии, соответствующей эталонному землетрясению, которой может быть зарегистрировано с амплитудой $1 \mu k$ (1 микрон) на сейсмограмме на расстоянии

100 км (62 мили) от эпицентра с помощью стандартного сейсмографа, имеющего коэффициент увеличения 2800, период собственных колебаний 0,8 с и коэффициент затухания 0,8; a_0 , T_0 – амплитуда и период колебаний поверхностных волн при эталонном землетрясении.

Магнитуда сильнейших из зарегистрированных землетрясений достигает 8,5 – 8,7. Максимальное ее значение 8,9 соответствует двум землетрясениям, отмечавшимся в 20-м столетии (31 января в Колумбии и Эквадоре, а также 2 марта 1933 г. На Санрику в Японии).

Экспериментально доказано, что землетрясение с нулевой магнитудой соответствует энергии упругих колебаний около 10^{12} эрг, что в 100 раз больше энергии, соответствующей микроземлетрясениям, используемые для анализа тектонических движений с помощью виброаппаратуры, и которые, следовательно, имеют отрицательную магнитуду.

Между величиной энергии в очаге, излучаемой в виде упругих колебаний, и магнитудой существует зависимость, определяемая эмпирически:

$$\lg E = \alpha + \beta m - \varepsilon M^2 \quad (1.5)$$

где $\alpha, \beta, \varepsilon$ - эмпирические коэффициенты; M – магнитуда; E – энергия землетрясения в эргах.

1.2.2. Энергетический класс землетрясений

В 1955 – 1957 гг. при исследованиях сейсмичности Гармского района Таджикской ССР [8] было предложено определять сейсмическую энергию в очаге в виде:

$$E = 10^K \quad (1.6)$$

где K – является *энергетическим классом* землетрясения.

Класс землетрясения представляет энергию, которая протекает сферу радиусом 10 км, окружающую очаг, и, следовательно, может служить «абсолютной» характеристикой очага.

Эмпирически установлено, что существует некоторая устойчивая зависимость между числом землетрясений N , происходящих в целом на земном шаре или в каком-либо сейсмически активном районе, и магнитудой при достаточно длительном периоде наблюдений.

Используя данные для неглубоких землетрясений с $M \geq 7$ за период 1918 – 1955 гг. и взяв в качестве единицы времени 1 год, Гуттенберг и Рихтер [20] получили следующую зависимость $N = N(M)$ для Земного шара:

$$\lg N = x + y(8 - M) \quad (1.7)$$

где x, y – эмпирические коэффициенты; $x = 0,48 \pm 0,02$ и $y = 0,90 \pm 0,02$. Для отдельных районов это соотношение может быть иным.

1.2.3. Повторяемость землетрясений

Соотношение между числом землетрясений N и энергией (энергетическим классом) принято называть *законом повторяемости*. Он записывается в виде:

$$\lg E = \gamma K = c \lg E + d \quad (1.8)$$

где γ, c, d - опытные коэффициенты. Угол наклона графиков повторяемости γ является устойчивой величиной для различных районов.

1.2.4. Сейсмическая активность

Для количественной оценки законов повторяемости землетрясений различных районов принято сопоставлять значения N для условно фиксированного энергетического класса K . Это значение называют *сейсмической активностью* A . Обычно принимают $K=10$ и A_0 относят к площади 1000 м^2 или 1000 км^2 [9]. Тогда для достаточно большого периода наблюдений можно получить надежный график повторяемости.

Путем нанесения изолиний, равной повторяемости землетрясений 10–го энергетического класса получают карту сейсмической активности, которая дает возможность определять частоту возникновения землетрясений в данном районе. Такие карты построены для многих сейсмоактивных районов и служат объективным критерием при проведении микросейсмораионирования рассматриваемой территории. Наиболее ценным считают результаты, полученные на основании сейсмических и геологических данных.

1.3. Проявления землетрясений на поверхности Земли и оценка их интенсивности

Энергия сейсмических колебаний в очаге не может однозначно характеризовать эффект, производимый на поверхности. На его проявление существенно сказывается глубина очага и его форма, неоднородность структуры земной коры, различие грунтовых условий и другие факторы. Поэтому для оценки силы землетрясения на поверхности земной коры используют два подхода: с привлечением макросейсмических и сейсмометрических (инструментальных) данных

Макросейсмические обследования основываются на описании повреждений зданий и сооружений, ощущений людей и животных, изменений уровня воды в реках и водоемах, остаточных явлений в грунтах. Степень указанных изменений характеризуется баллами сейсмической шкалы.

К настоящему времени известны несколько десятков сейсмических шкал, предложенных в процессе формирования инженерной сейсмологии как науки о землетрясениях.

Советской сейсмической шкалой являлась 12-ти балльная шкала Института физики Земли АН СССР, разработанная С.В.Медведевым [9], часть которой (для диапазона 6-9 баллов) была утверждена Госстроем СССР в качестве ГОСТ 6249-52. В Европе распространены шкалы Меркалли-Канкани-Зибера 1917 г. И шкала Росси-Форея 1873г.

В США действует модифицированная шкала Меркалли (ММ) 1931 г.

Для характеристик землетрясения все шкалы используют в качестве классификационных признаков степени повреждения зданий и сооружений, изменения режима грунтовых вод, ощущения колебаний людьми.

Шкала ИФЗ АН СССР, кроме макросейсмических данных, содержит в качестве критерия силы землетрясения амплитуды стандартного сферического маятника СБМ с периодом колебаний 0,5 с и логарифмическим декрементом 0,5.

1.3.1. Сейсмическая шкала MSK-64

Сейсмическая шкала MSK-64 представляет собой усовершенствованный вариант шкал ММ, Росси-Форея и Меркалли-Канкани-Зибера, являясь международной шкалой для определения сила землетрясений, отражающий современный уровень строительства в разных странах. Она лишена ряда недостатков, свойственных предшествующим шкалам, однако так же, как и в шкале ИФЗ АН СССР, в ней принята классификация зданий, возведенных без необходимых антисейсмических мероприятий по типам зданий.

1. По типам зданий:

Тип А – здания из рваного камня, сельские постройки, глинобитные дома

Тип Б – кирпичные, крупноблочное и панельные дома

Тип В – каркасные железобетонные и деревянные дома

2. Введена количественная классификация:

- **отдельные** – около 5% всех зданий;
- **многие** – 50%;
- **большинство** – около 75%

3. По степени повреждения:

1-я степень – легкие повреждения – тонкие трещины в штукатурке и откалывание небольших кусков штукатурки;

2-я степень – умеренные повреждения – небольшие трещины в стенах и дымовых трубах, откалывание довольно больших кусков штукатурки, падение частей дымовых труб;

3-я степень – тяжелые повреждения – большие и глубокие трещины в стенах, падение дымовых труб;

4-я степень – разрушения – сквозные трещины и проломы в стенах, обрушение внутренних стен и заполнения каркаса;

5-я степень – обвалы – полное разрушение зданий.

4. По признакам при описании проявлений землетрясений:

- люди и их окружение;
- сооружения;
- природные явления.

В таблице 4 приведены характерные зависимости проявлений на поверхности земли от интенсивности землетрясений в интервале 6-9 баллов, соответствующей шкале MSK-64. Сила землетрясения в баллах устанавливается также в зависимости от величин максимального ускорения почвы a , см/с² для периодов колебаний от 0,1 до 0,5с, скорости V (см/с) – для периодов 0,5 до 2 с и величины x_0 (мм), представляющей собой максимальное относительное смещение маятника стандартного сейсмометра СБМ.

Таблица 3.

Сейсмические шкалы, применяемые в различных странах

Шкала MSK-64	Шкала Института физики Земли АН СССР	Американская модифицированная шкала (MM), 1931г.	Японская шкала, 1950г.	Шкала Росси-Фореля, 1873г.	Европейская шкала (Меркалли-Канкани-Зибера), 1917г.
1	1	I	0	I	I
2	2	II	1	II	II
3	3	III	2	III	III
4	4	IV	2,3	IV	IV
5	5	V	3	V - VI	V
6	6	VI	4	VII	VI
7	7	VII	4,5	VIII	VII
8	8	VIII	5	IX	VIII
9	9	IX	6	X	IX
10	10	X	6	X	X
11	11	XI	7	X	XI
12	12	XII	7	X	XII

Таблица 3 иллюстрирует сопоставимость отдельных сейсмических шкал, наиболее распространенных в настоящее время для оценки интенсивности сейсмических сотрясений на поверхности Земли в результате землетрясений.

На основании изучения многочисленных землетрясений Н.В.Шебалиным[10] были установлены между баллностью I_0 , магнитудой M и глубиной очага h в виде:

$$I_0 = 1,5 - 3,5 \lg h + 3; (0 < h < H_a)$$

$$I_0 = 1,5M - 3,4 \lg h + 5,4; (H_a < h < 640 \text{ км}) \quad (1.9)$$

где H_a – некоторая глубина, в среднем равная 80 км, которая соответствует предельному переходу от первого ко второму уравнению в (1.9). Глубина H_a отождествляется с верхней границей слоя пониженной скорости, ниже которого происходит резкое относительное уменьшение амплитуд поверхностных волн, и называется кровлей астеносферы (слоя Гуттенберга). Она обычно изменяется от 50 км под дном океана до 100 км под континентами.

Любая неизвестная величина в формулах (1.9) может быть определена по двум другим величинам на специальной номограмме, отражающей зависимость по таблице 5 для пяти друг землетрясений, соответствующих определенным интервалам изменения магнитуды при глубине очага 5, 15 и 45 км.

Таблица 4.

Сейсмическая шкала интенсивности землетрясений MSK-64

Сила в баллах	Количественные характеристики землетрясения			Характеристика повреждений зданий и сооружений	Проявления природных явлений (остаточные явления в грунтах, изменения режима вод и др.)	Ощущения людей и прочие признаки
	a см/с ²	v см/с	X_0 мм			
6 Испуг	25-50	2,1-4	1,1-2	Повреждения 1-й степени в отдельных зданиях типа Б и во многих зданиях типа А. В отдельных зданиях типа А повреждения степени 2-й степени.	В сырых грунтах возможны трещины шириной до 1 см; в горных районах – отдельные оползни. Наблюдаются редко изменения дебита источников и уровня воды в колодцах.	Ощущаются большинством людей внутри помещений и под открытым небом. Многие люди пугаются и выбегают на улицу. Домашние животные выбегают из укрытия. Может разбиться посуда, падают книги. Возможны движения тяжелой мебели и звон мелких колоколов.
7 Повреждения зданий	50-100	4,1-8	2,1-4	В зданиях типа В: во многих – повреждения 1-й степени. В зданиях типа Б: во многих – повреждения 2-й степени. В зданиях типа А: во многих – повреждения 3-й степени, отдельных – 4-й степени.	На поверхности воды образуются волны, воды становится мутной вследствие поднятия ила. Изменяется уровень воды в колодцах и дебит источников. В немногих случаях возникают новые или пропадают существующие источники воды.	Большинство людей испуганы и выбегают из помещений. Многие с трудом удерживаются на ногах. Колебания отмечают лицами, ведущими автомобили. Звонят большие колокола.
8 Сильные повреждения	100-200	8,1-16	4,1-8	В зданиях типа В: во многих – повреждения 2-й степени. В зданиях типа Б: во многих – повреждения 3-й степени, в отдельных – 4-й степени.	Небольшие оползни на крутых откосах выемок и насыпей дорог; трещины в грунтах достигают несколько сантиметров. Возникают новые	Испуг и паника, испытывают беспокойство лица, ведущие автомобиль. Кое-где обламываются ветви деревьев. Часть висячих

				В зданиях типа А: во многих – повреждения 4-й степени, отдельных – 5-й степени. Отдельные случаи разрыва стыков трубопроводов. Памятники и статуи сдвигаются. Надгробные камни опрокидываются. Каменные ограды разрушаются.	водоемы. Иногда пересохшие колодцы наполняются водой или существующие колодцы иссякают.	ламп повреждается.
9 Всеобщие повреждения	200-400	16,1-32	8,1-16	В зданиях типа В: во многих – повреждения 3-й степени, в отдельных – 4-й степени. В зданиях типа Б: во многих – повреждения 4-й степени, в отдельных – 5-й степени. Во многих зданиях типа А повреждения 5-й степени. Памятники и колонны опрокидываются. Значительные повреждения искусственных водоемов; разрывы части подземных трубопроводов.	На равнинах наводнения часто заметны наносы песка и ила. Трещины в грунтах достигают ширины 10 см, а по склонам и берегам рек – свыше 10 см; кроме того, большое количество тонких трещин в грунтах. На поверхности воды большие волны.	Всеобщая паника; большие повреждения мебели. Животные мечутся и кричат.

После определения силы землетрясения в каком-либо районе, точки с одинаковой интенсивностью сотрясения наносятся на карту и соединяются плавными кривыми, называемыми изосейстами.

Таблице 5.
Соотношения между интенсивностью, магнитудой и глубиной очага землетрясений

Группа по интенсивности	Магнитуда	Балльность в эпицентре при глубине очага		
		h=5 км	h=15 км	h=45 км
I	$7,5 < M$	-	10	9-10
II	$6,5 < M < 7,2$	10	9-10	7-8
III	$5,25 < M < 6,5$	9-10	7-8	5-7
IV	$4,25 < M < 5,25$	7-8	5-7	4-5
V	$M < 4,25$	до 6-7	до 5	до 3

Схема изосейст характеризует не только область распространения сотрясений равной интенсивности, но и степень затухания интенсивности сотрясений, форму очага и направление геологических структур. По этим причинам, по данным Н.В.Шебалина [10], формы изосейст различных катастрофических землетрясений, построенных на основе

общепринятых методик в инженерной сейсмологии, и в результате анализа последствий землетрясений на основе макросейсмических наблюдений.

1.4. Влияние грунтовых условий на интенсивность сейсмических колебаний. Количественные характеристики сейсмических колебаний

1.4.1. Примеры влияния грунтовых условий на интенсивность проявления землетрясений

Результаты анализа последствий землетрясений, проведенного различными авторами в разных странах, свидетельствуют о значительном влиянии грунтовых условий на уровень повреждений зданий и сооружений во время землетрясения [9,11,12,13,14,15,16,17,18]

Вместе с тем, проектирование и строительство зданий и сооружений на слабых в сейсмическом отношении грунтах, а также обеспечение их устойчивости во время землетрясений становится одной из важнейших проблем сейсмостойкого строительства. Это связано с двумя факторами:

- повышением сейсмической активности регионов, которые ранее считались несейсмическими;
- развитием методов индустриального строительства и общей тенденцией строительства многоэтажных жилых домов и высотных зданий, а также большепролетных сооружений в высокоактивных сейсмических районах.

Инструментальные исследования свойств грунтов при слабых землетрясениях [18] и результаты обследования состояний конструкций после землетрясений [9,12] указывают на тот факт, что, при переходе от плотных скальных пород к песчано-глинистым и аллювиальным отложениям, интенсивность землетрясения может увеличиться на 2-3 балла.

1.4.2. Сейсмическое районирование и сейсмическое микрорайонирование

Под сейсмическим районированием понимают оценку сейсмической опасности в сейсмоактивном районе или страны в целом на основе выполнения комплексного анализа инструментальных и макросейсмических данных о землетрясениях прошлых лет. Такой анализ включает обобщение данных об интенсивности колебаний на поверхности Земли (силы землетрясения в баллах), изучение пространственного распределения очагов землетрясений, их размеры, оценку магнитуд, повторяемости землетрясений, выделяемой энергии и других характеристик.

Наряду с этим, уделяется внимание изучению и дополнительному исследованию геологических особенностей территории (истории геологического развития, интенсивностей современных тектонических движений, наличия тектонических нарушений, их активность и т.п.).

На основе обобщения указанных данных, с учетом местных условий конкретного сейсмоопасного района, включающих анализ физических динамических свойств грунтов, мощности верхних слоев земной коры, особенностей рельефа и спектрального состава сейсмических волн, составляются карты сейсмического районирования с нанесением изосейст и указанием интенсивности землетрясений в баллах сейсмической шкалы для географических населенных пунктов при средних грунтовых условиях [9,11,16,19,20,21,22].

К средним грунтовым условиям (II-й категории грунтов по сейсмическим свойствам) относятся скальные грунты выветрелые и сильно выветрелые; крупнообломочные грунты, за исключением отнесенных в I-й категории; пески гравелистые, крупные и средней крупности плотные и средней плотности маловлажные и влажные; пески мелкие и пылеватые плотные и средней плотности маловажные; пылевато-глинистые грунты с

показателем текучести $I_L \leq 0,5$ при коэффициенте пористости $e < 0,9$ – для глин и суглинков, и $e < 0,7$ – для супесей.

Сейсмическое микрорайонирование представляет собой раздел инженерной сейсмологии, предметом которого являются методы исследований, направленные на уточнение данных сейсмического районирования для конкретных застраиваемых территорий или участков.

На основе проведения сейсмического микрорайонирования строительной площадки или участка строительства интенсивность землетрясения (фоновая сейсмичность) для проектирования строительных объектов может быть увеличена или уменьшена на один-два балла, в зависимости от местных тектонических и грунтовых условий.

Наиболее влияние для уточнения фоновой сейсмичности площадки строительства оказывает обводненность подстилающих пород (уровень расположения грунтовых вод), литологический состав грунта основания, однородность и структура залегания грунтовых слоев, характеристики рельефа площадки.

Как показывает опыт, сейсмический эффект землетрясения на рыхлых и обводненных грунтах увеличивается на 1-2 балла, на скальных и плотных грунтах – снижается не менее, чем на 1 балл.

Сейсмический балл – представляет собой условную характеристику (численную оценку) интенсивности (силы) землетрясений в соответствии с действующей в данной стране сейсмической школой.

По результатам С.В.Медведева [9,11] приращения сейсмической балльности для основных категорий грунтов могут быть представлены в следующем виде (см. таблицу 6):

Приращения сейсмической балльности для основных категорий грунтов по отношению к гранитам

Категории грунтов	Приращения сейсмичности, баллы
Граниты	0
Известняки и песчаники	0-1
Полускальные грунты	1
Крупно-обломочные	1-2
Песчаные грунты	1-2
Глинистые грунты	1-2
Насыпные рыхлые грунты	2-3

Более поздние исследования [11] показывают, что на приращение сейсмической интенсивности разных грунтов существенное влияние оказывают скорости распространения продольных (v_p) и поперечных (v_s) волн в грунтах, соотношения сейсмических жесткостей в слоях грунта, резонансные свойства грунтов и их особая зернистая структура (для некоторых категорий грунтов).

1.4.3. Сейсмическая жесткость грунта

Энергия, которую несут сейсмические волны, зависит от произведения трех основных величин [9,11,16,17,19]: плотности грунта (ρ , г/см³); скорости сейсмической волны («с», км/с) и квадрата скорости колебаний частиц грунта (v^2 , км²/с²).

В общем случае, энергия землетрясения в единице объема грунта пропорциональна величине:

$$E = \rho c v^2 \quad (1.10)$$

Если пренебречь частью энергии отраженных волн на границе различных сред, то в соответствии с законом сохранения энергии переход сейсмической волны из одного слоя грунта с индексом «0» в другой слой с индексом «1» не может изменить ее энергии. Тогда приблизительно можно записать:

$$\rho_0 c_0 v_0^2 = \rho_1 c_1 v_1^2 \quad (1.11)$$

При переходе сейсмической волны из более плотного в более рыхлый слой грунта из соотношения (1.11) можно получить:

$$\frac{v_1^2}{v_0^2} = \frac{\rho_0 c_0}{\rho_1 c_1} \quad (1.12)$$

Эта зависимость, в частности, позволяет сделать вывод, что так как в рыхлом слое плотность и скорость волны значительно меньше, чем в коренной породе, то, в соответствии с законом о сохранении энергии колебаний, резко возрастает амплитуда колебаний. Для некоторого слоя грунта «i» величину $\rho_i c_i$ называют «сейсмической жесткостью» слоя грунта. В частности, увеличение амплитуды колебаний в два раза будет соответствовать увеличению интенсивности колебаний на один балл.

Обычно среднюю сейсмическую жесткость многослойного основания определяют для 10-метровой толщи грунта, а скорости распространения сейсмических волн измеряют с применением инструментальных методов измерений.

1.4.4. Влияние резонансных свойств грунтов на приращение сейсмической балльности

Другой важной особенностью повышения фоновой сейсмичности на площадке строительства является возможная близость или даже совпадение периодов собственных колебаний исследуемого слоя грунта и проходящей сейсмической волны. В этом случае могут возникать явления биения или резонанса.

Если рассмотреть явления взаимных колебаний поверхности полупространства толщиной h с характеристиками v_i, ρ_i ($i=1$ для поверхности полупространства и $i=2$ для поверхностного слоя), то С.В.Медведевым [5,12] приводятся следующие формулы для амплитуд колебаний:

$$A = A_0 \frac{1 - v_2 \rho_2 / v_1 \rho_1}{1 + v_2 \rho_2 / v_1 \rho_1} \quad A = A_0 \frac{2}{1 + v_2 \rho_2 / v_1 \rho_1} \quad (1.13)$$

где A – амплитуда распространяющейся продольной волны P ; A_1 – амплитуда преломленной волны; A_0 – амплитуда отраженной волны. Из формулы (1.13) видно, что если отношение $v_2 \rho_2 / v_1 \rho_1$ достаточно мало, $A_1 = 2A_0$.

Период собственных колебаний слоя (i) связан с длиной волны λ_i и скоростью колебаний v_i соотношением:

$$T_i = \frac{\lambda_i}{v_i} \quad (1.14)$$

Для однослойного грунта преобладающий период собственных колебаний T_1 и зависит от толщины слоя h и скорости распространения волн. Для поперечных волн при скорости v_s :

$$T_1 = \frac{4h}{v_s} \quad (1.15)$$

Так при слое обводненных супесей $h=40$ м и скорости распространения поперечных волн 400 м/с, период колебаний слоя будет равен $T_1 = 0,4$ с, что соответствует периоду собственных колебаний здания жесткой конструктивной схемы высоты 7-10 этажей.

Таким образом, здание такой этажности запроектированное на грунтах с такими характеристиками, заведомо разрушится при землетрясении, так как при резонансных явлениях для железобетонных конструкций амплитуда колебаний увеличится примерно в 10-12 раз.

1.4.5. Нарушение структуры «Разжижение грунта»

При сейсмических колебаниях возникают различные сейсмические волны. Продольные волны приводят к сжатию-растяжению частиц грунта, поперечные – становятся причиной перекоса или бокового сдвига. При боковом сдвиге возникает

опасность нарушения сил сцепления между частицами грунта. При переходе волны от более плотного к рыхлому слою грунта и существенному (в два раза и более) увеличению амплитуды колебания, нарушения сцепления становится реальным. Грунт становится «текучим». Такая ситуация в зарубежной литературе описывается как явление «разжижения» грунта.

По данным А.В.Друмя и Н.В.Шебалина [16] «разжижение» грунта наступает лишь при интенсивности колебаний более 8 баллов и возможно только при наличии слабых грунтов и достаточно длительных колебаний. С ним достаточно просто бороться при помощи заложения хороших глубоких фундаментов или путем удаления слоя слабого грунта.

1.4.6. Вторичные деформации грунтов

Сильные и катастрофические землетрясения являются причиной возникновения вторичных деформаций грунтов на поверхности земли. В этом случае сами горные породы или грунтовые массивы представляют собой крупные физические системы («сооружения»), воздействия землетрясения на которые могут вызвать потерю их несущей способности или устойчивости, а также образование остаточных необратимых деформаций.

Примерами таких деформаций могут служить разрушения каменных склонов, отдельно стоящих горных массивов, подвижка оползней на оползнеопасных участках.

Размеры и другие характеристики вторичных деформаций грунтов зависят от интенсивности землетрясения и физико-механических характеристик грунтов оснований. С.В.Медведев в работе [9] так характеризует проявление остаточных деформаций после землетрясения. «Обычно эти деформации возникают в местах малопригодных для возведения сооружений. Поэтому оценку грунтов как основания для сооружений в смысле возможности развития в них остаточных деформаций надо производить, исходя из рассмотрения работы самого грунта как сооружения при воздействии сейсмических колебаний».

Оползни относят к одному из видов остаточных деформаций. Обычно все потенциально подвижные оползни приходят в движение при воздействии землетрясения.

Их опасные тенденции к подвижке определяются наличием многих факторов, среди которых существенную роль занимают свойства основания, уровень обводненности, особенности рельефа, условия залегания пластов и другие параметры.

1.5. Краткая история развития теории расчета сооружений на сейсмические воздействия

Современные методы расчета зданий и сооружений на сейсмическое воздействие основаны на нескольких подходах, область использования которых определяется полнотой исходной сейсмологической информации, степенью детальности учета жесткостных и диссипативных характеристик конструкции и выбором критериев, обеспечивающих надежную работу сооружений при землетрясении.

Практические способы расчета обычно базируются на динамическом анализе сооружений, как упругих систем. При этом расчетные ускорения грунта принимают меньше максимальных, инструментально зарегистрированных при сильных землетрясениях в данном расчетном районе. Анализ последствий многих землетрясений показал тем не менее, что такой подход позволяет обеспечить надежность работы зданий и сооружений при сейсмических воздействиях.

По мере накопления информации о параметрах сейсмических воздействий и поведении зданий и сооружений осуществляется переход к более полному учету несущей способности сооружений благодаря образованию неупругих деформаций и одновременно переход к моделям сейсмических воздействий, отражающим реальные значения ускорений колебаний грунта и сооружения. Это позволяет разрабатывать более обоснованные методы проектирования и строительства, повышать экономичность

зданий и сооружений при сохранении требуемого уровня надежности. Поскольку моменты времени, когда возникают землетрясения различной интенсивности в данном районе в данном районе, распределены случайным образом, в интервале равном сроку службы сооружения, и, кроме того, сейсмические воздействия и колебания сооружений могут быть описаны случайными функциями времени, то наряду с детерминистскими получили развитие вероятностные методы расчета сейсмостойких зданий и сооружений.

1.5.1. Статическая теория расчета

Почти до конца 50-х годов во всех странах расчет зданий и сооружений на сейсмическое воздействие основывался на так называемой статической теории, предложенной в начале века японским ученым Омори. В последнее время установлен соавтор – его соотечественник Сано [23].

В качестве расчетной схемы сооружения ими принято жесткое, недеформируемое тело, с закрепленной в грунт нижней частью (рис.1.6.). Колебательный процесс на поверхности земли, вызываемый землетрясением, передается сооружению через его основание – грунт. Поскольку сооружение считалось абсолютно жестким, каждое его сечение по высоте получало ускорение, равное ускорению грунта основания. При этом предполагалось также, что сооружения не имеют вращательных перемещений: поворотов, в вертикальной плоскости и кручения и кручения – в горизонтальной. Таким образом, ускорения, возникающие в сооружениях должны быть теми же то и у его основания, то есть равняться ускорениям земной поверхности. Следовательно, силы инерции

$$S = am, \quad (1.16)$$

где a – ускорение земной поверхности; m – масса сооружения.

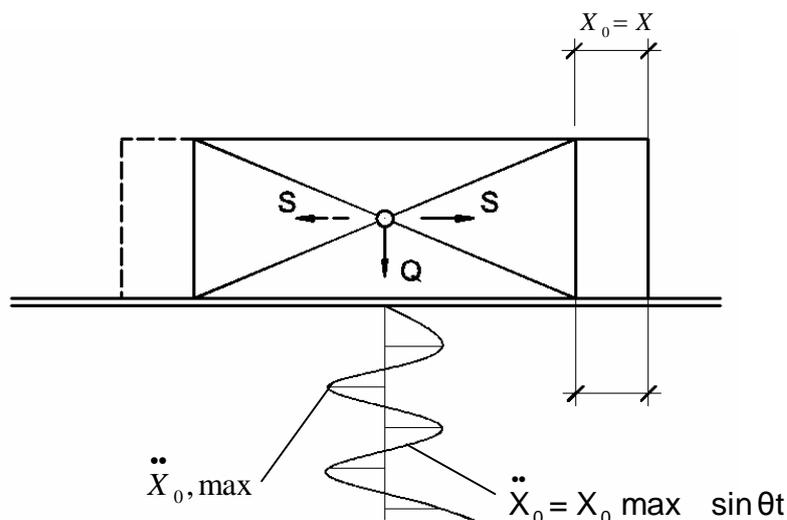


Рис.1.6. Модель Ф. Омори

Так как

$$m = \frac{Q}{g},$$

где Q – вес конструктивного элемента сооружения; g – ускорение силы тяжести,

$$S = am = a \frac{Q}{g} = k_c Q, \quad (1.17)$$

где $k_c = \frac{a}{g}$ – коэффициент сейсмичности, характеризующий интенсивность землетрясения на строительной площадке. Таким образом пользуясь вышеупомянутой формулой можно легко определить максимальные инерционные силы или сейсмические

нагрузки. Анализ последствий сильных землетрясений показывает, что очень не многие здания, в основном, низкие, коробчатой формы, могут быть отнесены к абсолютно жестким телам. Большинство же зданий при землетрясениях деформируются, причем перемещения и ускорения точек по высоте намного больше чем в основании. Тем не менее, статическая теория обеспечила подход к проектированию сейсмостойких зданий.

В нормах СССР, действующих до 1957 года (ПСП 101-51) в формулу (1.17) для определения сейсмической нагрузки вводился поправочный коэффициент α , в некоторой мере компенсировавший несовершенство статической теории сейсмостойкости сооружений.

1.5.2. Динамическая теория расчета

В 1920 году профессор Н. Монобе (Япония) предложил определять сейсмическую нагрузку с учетом деформируемости сооружения. Он рассмотрел реакцию системы с одной степенью свободы при колебаниях грунта, происходящих по гармоническому закону, без учета рассеивания энергии, то есть без затухания системы (рис. 1.7.).

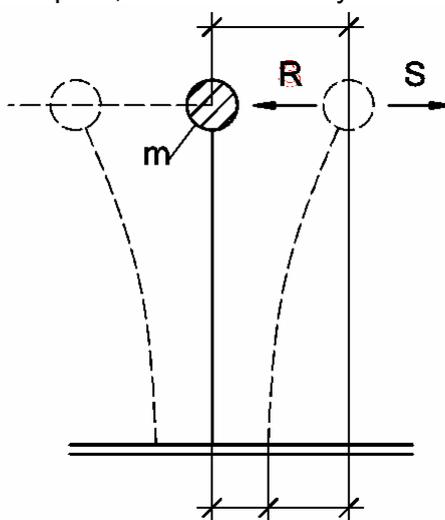


Рис. 1.7. Расчетная модель Н. Монобе и К.С. Завриева

Н. Монобе рассмотрел только задачу о вынужденных колебаниях без учета начальных условий движения сооружения. Им получена следующая формула для определения сейсмических сил:

$$S = \beta k_c Q \quad (1.18)$$

где k_c - коэффициент динамичности, зависящий от соотношения периода свободных колебаний системы T и периода T_0 , преобладающих колебаний грунта при землетрясении:

$$\beta = \frac{1}{1 - T^2 / T_0^2} \quad (1.19)$$

Коэффициент k_c представляет собой коэффициент сейсмичности, определяемой по формуле (1.32). Для жестких сооружений, у которых можно приближенно считать, что $T=T_0$, коэффициент динамичности $\beta=1$. В этом случае теория Монобе совпадает с теорией Омори.

Максимальная величина силы инерции

$$S = \beta P_0 = \beta m \ddot{x}_{0\max} = \beta \frac{\ddot{x}_{0\max}}{g} mg = k_c \beta Q \quad (1.20)$$

Это и есть сейсмическая сила. Она направлена горизонтально и приложена в точке системы, где сосредоточена масса Q . Максимальное горизонтальное смещение системы

$$x_{\max} = \beta P_0 \delta = \beta k_c Q \delta = S \delta \quad (1.21)$$

где S – горизонтальная сила, приложенная статически;

δ – перемещение системы от единичной силы.

Для жесткого недеформируемого тела $\beta=1$, что приведет к совпадению (1.20) с (1.17).

Метод Мононобе имел прогрессивное значение для последующего развития теории сейсмостойкости сооружений. Однако он обладал серьезными недостатками. Известно, что свободные колебания, накладываясь на вынужденные, усиливают эффект. В теории Мононобе этот фактор не учитывался. Кроме того, игнорируя затухание колебаний сооружения, она не давала ответа на важный вопрос об усилиях в резонансном режиме.

Первый на важную роль собственных колебаний в начальной стадии землетрясения обратил внимание в 1927 году советский ученый К.С. Завриев [24]. Он предложил рассматривать движение грунта основания сооружения, происходящими по закону косинуса, как гармонические незатухающие колебания, то есть в начальный момент времени ускорение достигает максимума, а скорость равна нулю. Закон косинуса характеризовал внезапность начала сейсмического воздействия. Функция $\ddot{x}_0(t)$ принималась в виде:

$$\ddot{x}_0(t) = a_0 \omega_0^2 \cos \omega_0 t \quad (1.22)$$

Уравнение колебаний систем с одной степенью свободы по закону косинуса при отсутствии затухания будет:

$$\ddot{x}_0 + \omega^2 x = a_0 \omega_0^2 \cos \omega_0 t \quad (1.23)$$

Максимальное перемещение системы:

$$x_{\max} = \frac{2a_0}{1 - T^2/T_0^2} \quad (1.24)$$

На основе анализа, в основном сейсмограмм Ашхабадского землетрясения 1948 году И.Л. Корчинский [22,23] в качестве упрощающей математической интерполяции воздействия предложил принять закон суммарного действия ряда затухающих гармонических кривых по типу:

$$x_0 = \sum_1^n a_{0i} e_0^{-\varepsilon_{0i} t} \sin(\omega_i t + \gamma_i) \quad (1.25)$$

где x_0 – перемещение грунта основания; A_{0i} – начальная амплитуда соответствующая слагаемой ряда; ε_{0i} – коэффициент затухания колебаний грунта; ω_1 – частота колебаний соответствующей слагаемой ряда; γ – угол определяющий момент вступления соответствующей слагаемой ряда;

Для сейсмограмм анализированных профессором И.Л. Корчинским, было характерно $T_\varepsilon=0,1$ и $T=2\pi/\omega=0,25-0,75$ сек. Эти данные свойственны в основном зданиям с жесткой конструктивной схемой.

В дальнейшем Корчинский И.Л. [25], предложив что все составляющие суммы (1.25) могут обладать равными по величине начальными ускорениями ($a_{0i}\omega_i^2$) и равными характеристиками затуханий, но разными частотами, установил что наибольший эффект на систему с одной степенью свободы вызовет та гармоника, частота которой будет равна или приближаться к частоте собственных колебаний системы.

Итак, закон движения основания, предложенный Корчинским И.Л.,

$$x_0 = a_0 e_0^{-\varepsilon \omega t} \sin \omega t \quad (1.26)$$

Этот сравнительно простой закон движения основания дал возможность решить в замкнутой форме интегралы, входящие в уравнение для смещений, скоростей и ускорения системы. Подробности выводов уравнений изложены в работах [25,26]. Итоговый результат работы И.Л. Корчинского для определения сейсмической силы, возникающей в точке k при i – форме колебаний,

$$S_{ik} = \frac{a_0 \omega^2}{g} \beta_i Q \frac{x_{ik} \sum_{m=1}^n Q_m X_{im}}{\sum_{m=1}^n Q_m X_{im}^2} \quad (1.27)$$

Это и есть новый динамический метод расчета сооружений на сейсмическое воздействие.

Из уравнения (1.27) следует, что максимальная величина S_{ik} за все время землетрясения t_3 будет тогда, когда β достигнет своей максимальной величины β_{\max} . Коэффициент β назван динамическим коэффициентом. Он характеризует динамический эффект движения основания на систему. Этот коэффициент как следует из формулы (1.27) зависит от периода собственных колебаний i -й формы колебаний сооружения и характеристики его затухания. С тех пор как был сформулирован коэффициент динамичности, он претерпел ряд изменений. В основном нормативном документе «Строительство в сейсмических районах» СНиП II-7-81 значения коэффициента динамичности зависят не только от периода собственных колебаний системы, но и от сейсмических свойств грунтов.

1.5.3. Спектральные теории определения сейсмических нагрузок

Дальнейшее развитие динамической теории определения сейсмических нагрузок принадлежит американскому ученому М.Био, который в 1934 г. Предложил метод оценки сейсмических воздействий с использованием инструментальных записей колебаний поверхности грунта во время землетрясений. Для этого им был сконструирован механический интегратор в виде системы с одной степенью свободы, а также с изменяющимся (регулируемым) периодом свободных колебаний маятника, который регистрировал максимальную амплитуду перемещений. Затем вычислялись ускорения колебаний, по которым для различных периодов колебаний строилась спектральная кривая $\tau(T)$ и определялась сейсмическая нагрузка на конструкцию в виде:

$$S = \frac{Q}{g} \tau(T) \quad (1.28)$$

М.Био на основании обработки значительного количества регистраций, построил стандартный спектр ускорений, который был положен в основу Калифорнийских норм 1951 г. [27]. В Калифорнийских нормах зависимость $S=f(T)$ принимается в виде:

- при периодах от 0 до 0,25 с $S=2$;
- на участке от 0,25 с до 0,75 с она изменяется по закону гиперболы $S=0,25/T$ до величины $S = 0,33$;
- в дальнейшем она принимается в виде прямой, параллельной оси T .

Горизонтальная сейсмическая сила определяется из выражения:

$$S = \frac{0,25kW}{T} \quad (1.29)$$

где $k=0,06$ для обычных зданий и $k=0,1$ для гибких сооружений; W – суммарная масса.

Дальнейшее развитие предложенного М.Био метода получило в работах А.Г.Назарова [28], который в 1947 г. Предложил построение спектральных кривой $\tau^{\max}(T, \alpha)$ с помощью специального прибора, названного маятниковым сейсмометром. Сейсмометр устанавливался на грунте и непосредственно включался в работу во время землетрясения. В нем был предусмотрен набор маятников с большим диапазоном периодов свободных колебаний с декрементами колебаний, соответствующими характеристиками затухания реальных зданий и сооружений. По данным записям во время землетрясений осуществлялось построение спектра, который был назван «спектром приведенных сейсмических ускорений» [28,29].

Было рекомендовано устанавливать маятниковые сейсмометры в сейсмических районах с целью получения инструментальных данных и характеристик сейсмических колебаний при реальных землетрясениях. Первичный опыт применения сейсмометров в Армении, Грузии, Таджикистане позволил получить важные практические результаты.

Б.К.Карапетяном были сконструированы маятниковые сейсмометры усовершенствованной конструкции и выполнены широкие исследования записей землетрясений с применением этих приборов [30].

Дальнейшее развитие рассмотренных подходов содержится в работах американских ученых Г.Хаузнера, Р.Мартела, а также ученых С.В.Медведева [9,11,19], И.Л.Корчинского [26,27], Ш.Г.Напетваридзе [31], В.Т.Рассказовского [32,33], Э.Е.Хачияна [34,35].

Г.Хаузнер для построения спектральных кривых применил метод электромеханической аналогии и обработал 28 акселерограмм. С помощью этого метода им построено 80 спектральных кривых и некоторый обобщенный график спектральных коэффициентов.

С.В.Медведевым для построения спектральных графиков были использованы сейсмограммы, которые обрабатывались «методом фазовых плоскостей» и «методом векторных диаграмм» [11]. «Спектр действий» по С.В.Медведеву функционально связан со смещением маятника, имеющего период собственных колебаний $T=0,25$ с и логарифмический декремент колебаний $\delta = 0,5$.

Для определения интенсивности землетрясений С.В.Медведевым разработано специальное механическое устройство, называемое СБМ (Сейсмометр балльности Медведева). Прибор предназначен для оценки силы землетрясений в интервале от 5 до 10 баллов.

И.Л.Корчинским на основании анализа сейсмограмм и анализа последствий землетрясений предложен метод определения сейсмических сил для многомассовых систем с учетом затухания при колебании сооружения. В дальнейшем этот метод после сопоставления результатов с другими подходами, в частности – с методикой применения вероятностных методов к оценке сейсмических воздействий, нашел отражение в нормативных документах.

Применение вероятностных методов к оценке воздействия землетрясения на сооружение принадлежит М.Ф.Барштейну. Дальнейшие всесторонние исследования с применением стохастических методов и моделей расчета выполнены В.В.Болотиним, Н.А.Николаенко, И.Л.Гольденблатом, А.И.Цейтлиным, А.П.Синицыным, Я.М.Айзенбергом, Ю.П.Назаровым.

Анализ сейсмограмм землетрясений показал, что в качестве упрощенного представления перемещений почвы при землетрясении может быть принята сумма затухающих синусоид, которая в качестве приближенной предпосылки может быть интерпретирована в виде одной затухающей синусоиды в виде [27,36]:

$$u_0 = a_0 e^{-\varepsilon t} \sin \omega t \quad (1.30)$$

где u_0 - перемещение почвы; a_0 - начальная амплитуда перемещений; ε - коэффициент затухания при колебании грунта; ω - круговая частота колебаний; t - время.

Для спектров перемещений и ускорений можно получить:

$$S_D(t, \omega_n, \varepsilon) = \max |u(t)| \quad (1.31)$$

$$S_a(t, \omega_n, \varepsilon) = \max |\ddot{u}(t) + \ddot{u}_g(t)| \quad (1.32)$$

1.5.4. Нормированные спектры реакции

Аналитическое выражение для спектра реакции или максимальных сейсмических воздействий линейной системы как функции от времени, частоты колебаний и характеристики затухания материала имеет вид, представленные формулами (1.31),

(1.32). В этой формуле величина $\ddot{u}_g(t)$ является амплитудой ускорения грунта при данном конкретном землетрясении (ординатой акселерограммы землетрясения).

Отработка реальных акселерограмм землетрясений в конкретной сейсмической зоне позволяет построить графики реакции системы на начальные возмущения в основании. Чем больше таких записей землетрясений, тем более достоверно можно оценить реакцию сооружения (*спектр отклика*) на сейсмическое сооружение.

Анализ последствий землетрясений для зданий различных конструктивных систем на различных грунтах позволил заключить, что грунтовые условия оказывают существенное влияние на характер колебаний и повреждений зданий. Важным фактором воздействия на здания являются преобладающие периоды колебаний грунта, а также масса фундамента сооружения.

Спектральные кривые, построенные с применением стохастических методов по результатам обработки известных на то время записей землетрясений, исходили из положения, что коэффициент динамичности $\beta(T)$ можно рассматривать как отношение максимального ускорения осциллятора $\ddot{u}_{\max}(t)$ к максимальному ускорению его основания $\ddot{u}_{0\max}(t)$:

$$\beta(t) = \frac{\ddot{u}_{\max}(t)}{\ddot{u}_{0\max}(t)} \quad (1.33)$$

Для абсолютно жестких сооружений $\beta=1$.

Именно такой трактовки при определении спектральных коэффициентов динамичности придерживались известные ученые в области сейсмостойкого строительства В.А.Быховского, С.В.Поляков, В.Т.Рассказовский, А.Л.Чураян в работе [37].

Спектральные графики коэффициентов динамичности, построенные таким образом, как правило, в несколько раз превосходили величины коэффициентов, принятых в нормах. В связи с этим В.Т.Рассказовский предлагал осуществлять нормировку кривых (T) по среднеквадратичному ускорению акселерограммы и вводить некоторые понижающие коэффициенты, характеризующие отношение физического ускорения к нормативному, максимальная величина которого может принимать значение равное 3,86 [33].

1.5.5. Определение сейсмических нагрузок по СНиП II-7-81

Нормы настоящей главы должны соблюдаться при проектировании зданий и сооружений, возводимых в районах сейсмичностью 7, 8 и 9 баллов. Расчетная сейсмическая нагрузка S_{ik} в выбранном направлении, приложенная к точке k и соответствующая i -му тону собственных колебаний зданий или сооружений, определяется по формуле

$$S_{ik} = K_1 \cdot K_2 \cdot S_{0ik} \quad (1.34)$$

где K_1 – коэффициент, учитывающий допускаемые повреждения зданий и сооружений;

K_2 – коэффициент, учитывающий конструктивные решения зданий и сооружений;

S_{0ik} – значение сейсмической нагрузки для i -го тона собственных колебаний здания или сооружения, определяемое в предположении упругого деформирования конструкций по формуле

$$S_{0ik} = Q_k \cdot A \cdot \beta_i \cdot K_{\psi} \cdot \eta_{ik} \quad (1.35)$$

где Q_k – вес здания или сооружения, отнесенный к точке k , определяемый с учетом расчетных нагрузок на конструкции (рис. 1.8);

A – коэффициент, значения которого следует принимать равным 0,1; 0,2; 0,4 соответственно, для расчетной сейсмичности 7, 8, 9 баллов;

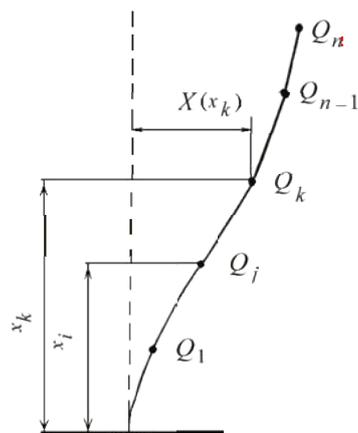


Рис. 1.8

β_i – коэффициент динамичности, соответствующий i -му тону собственных колебаний зданий или сооружений;

K_ψ – коэффициент характеризует способность конструктивного решения здания не изменять, либо увеличивать сейсмический эффект воздействия землетрясений в зависимости от горизонтальной жесткости сооружения, и может принимать значения в пределах от 1,0 до 1,5.

η_{ik} – коэффициент, зависящий от формы деформации сооружения при его собственных колебаниях по 1-му тону и от места расположения нагрузки.

Коэффициент динамичности β_i определяется по формулам (1.36), (1.37), (1.38) или по графикам (рис. 1.9) в зависимости от периодов собственных колебаний T_i здания или сооружения по i -му тону и категорий грунтов по сейсмическим свойствам:

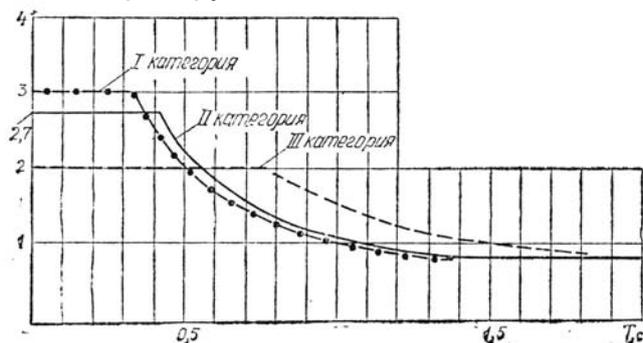


Рис. 1.9

для грунтов I категории

$$\beta_i = 1/T_i, \text{ но не более } 3; \quad (1.36)$$

для грунтов II категории

$$\beta_i = 1,1/T_i, \text{ но не более } 2,7; \quad (1.37)$$

для грунтов III категории

$$\beta_i = 1,5/T_i, \text{ но не более } 2. \quad (1.38)$$

Во всех случаях значения β_i должны приниматься не менее 0,8.

1.6. Выводы по главе

Актуальность разработки сейсмоизоляционного скользящего пояса не может быть анализирована без понятия идей динамики конструкции, основ инженерной сейсмологии и оценки состояния современных норм антисейсмического проектирования.

В данной главе представлены основные расчетные динамические схемы, элементы, с помощью которых характеризуются системы, также рассматриваются вопросы инженерной сейсмологии, затрагивающие сейсмические воздействия. Описываются основные проявления землетрясений, инструменты, регистрирующие

землетрясения, сейсмические характеристики, оценивается интенсивность землетрясений, рассказывается о влиянии грунтовых условий на сейсмическое колебание. Так же в главе собраны динамические теории расчета землетрясений, затрагивается вопрос о коэффициенте динамичности грунтов.

2. Методы сейсмозащиты здания

2.1. Системы сейсмозащиты

Традиционные методы и средства защиты зданий и сооружений от сейсмических воздействий являются в настоящее время основными в практике строительства. Они включают большой комплекс различных мероприятий, направленных на повышение несущей способности строительных конструкций, проектирование которых осуществляется на основании выработанных отечественным и зарубежным опытом строительства норм и правил, гарантирующих сейсмостойкость зданий и сооружений в районах с сейсмичностью 7, 8 и 9 баллов. Методы сейсмозащиты делятся на три больших группы, структура сейсмозащиты приведена на рис. 2.1.



Рис. 2.1. Объект исследования данной работы относится к активному методу сейсмоизоляции.

2.1.1. Системы пассивной сейсмозащиты

Проектирование зданий и сооружений в сейсмически опасных районах начинается с соблюдения общепологающих принципов сейсмостойкого строительства, в соответствии с которыми все используемые строительные материалы, конструкции и конструктивные схемы должны обеспечивать наименьшее значение сейсмических нагрузок.

Рекомендуется при проектировании принимать, как правило, симметричные конструктивные схемы и добиваться равномерного распределения жесткостей конструкций и масс. Следует соблюдать требование равнопрочности элементов несущих конструкций, не должны допускаться слабые узлы и элементы, преждевременный выход которых может привести к разрушению сооружения, до истощения несущей его способности. В зданиях и сооружениях из сборных элементов рекомендуется располагать стыки вне зоны максимальных усилий, необходимо обеспечивать однородность и монолитность конструкций за счет применения укрепленных сборных элементов. В конструкциях и их соединениях следует предусматривать условия, облегчающие развитие пластических деформаций, обеспечивающие при этом общую устойчивость сооружения.

Существенное влияние на сейсмостойкость зданий оказывает выбор объемно-планировочных схем, их формы и габаритов. Анализ последствий сильных землетрясений показывает, что наиболее предпочтительными формами сооружений в плане являются круг, многоугольник, квадрат и близкие им по формам очертания. Такие здания находятся в лучших условиях, с точки зрения возникновения в них крутильных колебаний. Однако такие формы не всегда соответствуют требованиям планировки, поэтому чаще всего применяется прямоугольная форма с параллельно расположенными пролетами, без перепада высот смежных пролетов и без входящих углов. В случае, если возникает необходимость создания сложных форм в плане здания, то его следует разрезать по всей высоте на отдельные замкнутые отсеки простой формы.

Конструктивные решения отсеков во время землетрясения должны обеспечивать независимую работу каждого из них. Достигается это устройством антисейсмических швов, которые могут быть совмещены с температурными или осадочными. Кроме этого, здания разделяются антисейсмическими швами также в том случае если его смежные участки имеют перепады высот 5 м и более (при расчетной сейсмичности 7 баллов

допускается в одноэтажных зданиях высотой до 10 м антисейсмические швы не устраивать).

Лестничные клетки в зданиях предусматривают закрытыми с оконными проемами в наружных стенах. Расположение и количество определяются расчетом в соответствии с нормативными документами по противопожарному проектированию; рекомендуется принимать не менее одной лестничной клетки между антисейсмическими швами.

В многоэтажных зданиях большую роль на их сейсмостойкость оказывают конструкции междуэтажных перекрытий и покрытий, работающих как диафрагмы жесткости, обеспечивающие распределение сейсмической нагрузки между вертикальными несущими элементами. Сборные железобетонные перекрытия и покрытия зданий должны быть замоноличенными, жесткими в горизонтальной плоскости и соединенными с вертикальными несущими конструкциями [38,39,40,42].

2.1.2. Системы активной сейсмоизоляции

В современном сейсмостойком строительстве исключительно актуальное значение приобретает обеспечение надежности зданий и сооружений при условии рационального расхода дополнительных материалов, средств и трудозатрат на их антисейсмические усиления.

Традиционный способ обеспечения сейсмостойкости сооружений предусматривает повышение несущей способности конструкций за счет увеличения их размеров и прочности материалов, а в зданиях с несущими кирпичными стенами применение антисейсмических поясов, железобетонных включений, дополнительного армирования простенков, пересечения продольных и поперечных стен, все это требует существенного увеличения количества строительных материалов и средств.

Увеличение количества материала ведет к увеличению жесткости и веса сооружения что в свою очередь вызывает увеличение инерционных нагрузок.

Активный метод позволяет снижать сейсмические нагрузки на здание по средством регулирования их динамических характеристик, во время колебательного процесса при землетрясении. Регулирование динамических параметров осуществляется таким образом чтобы избежать резонансного увеличения амплитуд колебаний сооружения, или по крайней мере понизить резонансные эффекты.

Изменение динамической жесткости или частот (периодов) собственных колебаний при землетрясении может быть достигнуто с использованием специальных конструктивных устройств, таких, как скользящие пояса, выключающиеся связи, гасители колебаний, кинематические фундаменты, свайные фундаменты обладающие повышенными диссипативными характеристиками, рамно-связевые системы с составными диафрагмами жесткости, резино-стальные цилиндрические опоры и пр.

Основным условием эффективной работы таких систем является удаленность частот их собственных колебаний от преобладающих частот сейсмического движения грунта основания сооружения. [41]

2.1.3. Системы комплексной сейсмоизоляции

Сочетают в себе методы активной и пассивной сейсмоизоляции.

2.2. Сейсмозащита зданий с использованием специальных устройств

2.2.1. Сейсмоизолирующие системы с выключающимися связями (ВС)

Чтобы избежать возможности опасных резонансных колебаний здания с первым гибким этажом при землетрясениях с большими доминантными периодами, в ЦНИИСК им. Кучеренко была разработана конструкция зданий с выключающимися связями [6,18]. Система ВС названа адаптивной и предназначена для снижения инерционных нагрузок в здании, возникающих при сейсмическом воздействии. Адаптация к

сейсмическим воздействиям достигается за счет применения специальных конструктивных элементов, которые повышают жесткость сооружения в начальном состоянии и выключаются при достижении некоторого порогового уровня амплитуд сейсмических колебаний сооружения. При этом все несейсмические нагрузки должны полностью восприниматься несущими конструкциями сооружения в состоянии, когда дополнительные жесткие связи выключены.

Сейсмоизоляция (ВС) включает жесткий связевой элемент (контрфорс, связевая панель или иная жесткая конструкция) и особенно выключающиеся элементы (разрушающиеся детали). Выключающийся элемент (сварная и бетонная шпонки, металлическая деталь или иная конструкция) жестко прикрепляются к связевому элементу и к основной несущей конструкции (ригель, перекрытие и т.п.) или иным образом, обеспечивая жесткую связь вышележащих этажей и фундамента до определенной пороговой величины сейсмической нагрузки или перемещения. После превышения этой пороговой величины выключающийся элемент разрушается и после этого не участвует в работе конструкции.

В зависимости от конструктивной схемы и высоты здания выключающиеся связи устраиваются горизонтально, либо по высоте.

Недостатком этого технического решения является то, что после разрушения включающихся связей, во время землетрясения необходимо немедленное их восстановление, что не всегда практически осуществимо. Изготовление стоек с сферическими торцами и высокоточными поверхностями качения требует высокой точности, присущей скорее машиностроительному производству, чем строительной индустрии, что ограничивает массовость применения этой конструкции.

2.2.2. Системы сейсмозащиты с кинематическими опорами

Среди многочисленных сейсмоизолирующих устройств, следует особо выделить класс опорных кинематических фундаментов (ОКФ) как сравнительно простой в техническом решении, удовлетворяющий производственным требованиям строительства [43,44,45].

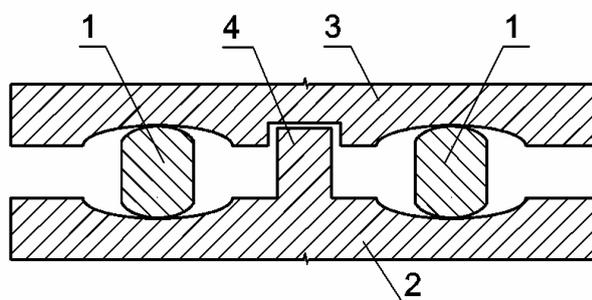


Рис.2.2. Конструктивное решение ОКФ

1 – Кинематические опоры; 2 – Опорный фундамент;
3 – Нижнее перекрытие здания; 4 – демпферы скольжения.

ОКФ осуществляют подвижность здания или сооружения относительно стационарного опорного монолитного или сборного фундамента, жестко связанного с грунтом. Эта цель достигается с помощью опорных элементов (ОЭ) – тел вращения определенной формы и конфигурации, на которые опирается основное сооружение. При достижении определенного уровня возбуждения на плите фундамента ОЭ получают возможность создавать движения здания относительно грунта.

Недостатком этого технического решения является то, что с увеличением этажности, соответственно и нагрузки, возникают концентрации напряжений в зонах установки кинематических опор, что приведет к дополнительному расходу материала на усиление этих зон, так же с ростом этажности, прочность и устойчивость кинематических опор, могут оказаться недостаточными, а сами опоры - нерациональными.

2.2.3. Динамические гасители колебаний (ГК)

Кроме систем упомянутых выше, для уменьшения инерционных сил, возникающих в сооружениях при землетрясениях, используют системы с повышенными характеристиками затухания. Эти системы особенно эффективны для конструкций башенного типа.

В зависимости от конструктивного выполнения упругих связей динамические гасители делятся на три группы:

- Пружинные
- Маятниковые
- Комбинированные

Недостаток этого технического решения заключается в сложности систем и больших материальных затратах на их содержание [46,47,48].

2.3. Выводы по главе

Анализ имеющихся конструктивных систем, статей, публикаций и патентов по этой теме показывает, что недостатком близких конструктивно аналоговых систем сейсмоизоляции является необеспечение общей жесткости и монолитности здания, а также невозможность перемещения здания во всех направлениях на величину смещения основания при землетрясении. При этом отсутствуют методики расчета данных задач, при использовании ПК с применением метода конечных элементов.

Таким образом, научная проблема заключается в отсутствии методики моделирования механизма сейсмоизоляции, исследования и анализа работы.

Из изложенного материала вытекают следующие задачи настоящей работы: Разработка конструктивного решения позволяющего снизить распространение сейсмической волны по несущим конструкциям здания.

- Оценка снижения значений напряжений в конструкции с введенным механизмом сейсмоизоляции.
- Оценка эффективности устройства сейсмоизоляции.
- Внедрение полученных результатов.

3. Методы со скользящим поясом

3.1. Сейсмоизолирующие устройства со скользящим поясом (элементами сухого трения - СП)

Все сейсмоизолирующие системы конструктивно выполнены в виде верхнего и нижнего опорных элементов, между которыми размещен изолирующий слой из материалов минерального происхождения: песок, глина и т. д. или синтетических прокладок с низким значением коэффициента трения, например, фторопласта.

В настоящее время предложено большое количество разнообразных технических решений опорных устройств фрикционного типа. Однако лишь некоторые из них исследованы и применены в экспериментальном строительстве.

Все специальные системы сейсмозащиты на стадии реального проектирования претерпевают существенные изменения. В конструкцию вводятся дополнительные устройства, ограничивающие работу сейсмоизоляторов при малых уровнях воздействия, увеличивающие диссипацию энергии колебаний и т. п.

Сейсмоизолирующие опорные конструкции скользящего типа за счет сил сухого трения обеспечивают жесткую кинематическую связь сооружения с колеблющимся основанием до тех пор, пока суммарная инерционная сила в системе не превысит определенного уровня — порога срабатывания, величина которого зависит от коэффициента трения и конфигураций поверхностей скольжения фундамента. Поглощение энергии колебаний и ее рассеяние при относительном проскальзывании опорных элементов сейсмоизолирующего устройства весьма значительно, что позволяет обойтись без постановки дополнительных гасителей колебаний.

В зависимости от формы поверхностей скольжения сейсмоизолирующие устройства скользящего типа можно разделить на две группы: невозвратные и конструкции с гравитационной восстанавливающей силой.

К первой группе относятся опорные устройства с горизонтальными площадками скольжения. Потенциальная энергия взаимного положения элементов конструкции в процессе их относительного перемещения остается постоянной, т. е. система всегда находится в положении устойчивого равновесия.

Устройства второй группы, имеющие в общем случае негоризонтальные поверхности скольжения, обеспечивают возврат сместившегося в результате сейсмического толчка сооружения в начальное положение устойчивого равновесия за счет возникновения гравитационной восстанавливающей силы постоянной по величине (наклонные поверхности) или позиционной, т. е. зависящей от взаимного расположения элементов конструкции (криволинейные поверхности).

Характерным устройством первой группы является сейс-моизолирующий «скользящий пояс», представляющий собой ряд отдельных опор, между элементами которых установлены прокладки из фторопласта-4 в паре трения с пластинами из нержавеющей стали (рис. 3.1). Первоначально такие конструкции разрабатывались для подвижных опор мостов. ЦНИИСК им. В. А. Кучеренко совместно с Фрунзенским политехническим институтом впервые применил «скользящий пояс» для сейсмоизоляции зданий [49; 50].

В результате исследований различных комбинаций пар трения в «скользящем поясе» был принят вариант с использованием пластин из фторопласта-4 -синтетического материала (тетрафторэтилен) с низким значением коэффициента трения (по стали 0,04-0,1). Этот материал не горит, не стареет, обладает чрезвычайно высокой химической стойкостью; не реагирует с концентрированными кислотами и щелочами, не гниет. Сохраняет свои свойства в интервале температур от -60° до $+60^{\circ}$ С. Выпускается промышленностью (ГОСТ 100007-80Е) в виде пластин, пленки, а также загот

Испытания модели жесткого сооружения на виброплатформе показали существенное снижение реакции системы со скользящим поясом по сравнению с традиционным фундаментом жесткого типа. овок различного сечения.

Характерной особенностью поведения фрикционных систем с горизонтальными

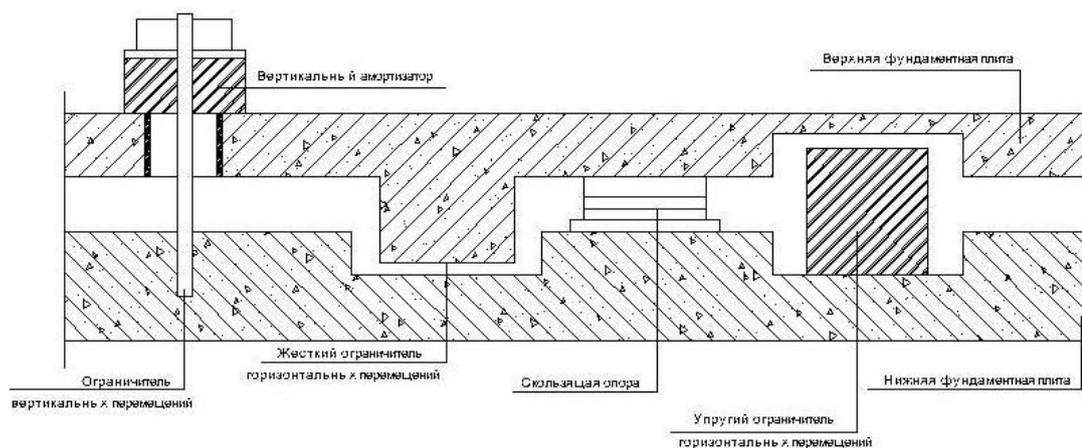


Рис. 3.1. Схема элементов сейсмоизолирующего скользящего пояса.

поверхностями скольжения является возможность возникновения вибрационного перемещения, т. е. медленно направленного движения с постоянной или незначительно изменяющейся скоростью.

Виброперемещения обусловлены рядом факторов, в числе которых несимметричность воздействия, уменьшение под действием вибрации величины эффективного (кажущегося) коэффициента трения, асимметрия надпорной конструкции (односторонние связи, ограничители с неодинаковым зазором и г. д.), а также наличием небольших по величине внешних сил (сильные порывы ветра на сооружение, незначительный односторонний уклон поверхностей скольжения, не оказывающих влияния) при отсутствии колебаний основания.

За счет эффекта виброперемещения сооружения с изолирующими фундаментами, относящимися к первой группе, при определенных условиях могут «съехать» с опорных поверхностей скольжения.

Для ограничения горизонтальных перемещений в сейсмоизолирующий «скользящий пояс» вводятся дополнительные резервные элементы-ограничители двух типов - упругие, из специальной резины и жесткие - в виде встречных железобетонных уступов.

Конструктивные системы скользящего типа с горизонтальными поверхностями контакта имеют относительно низкое по сравнению с устройствами второй группы значение «порога срабатывания» — минимальной горизонтальной сдвигающей силы, при которой происходит проскальзывание элементов опоры. Порог срабатывания однозначно характеризуется величиной силы трения скольжения. При использовании прокладок из синтетических материалов типа фто-ропласт-4 коэффициент трения в контактной паре может быть ограничен величиной 0,03-0,04.

Следует отметить, что при сравнительно малых уровнях воздействия в СП могут накапливаться значительные остаточные смещения. Включение в работу ограничителей перемещений при сейсмическом толчке большей интенсивности приводит к возникновению кинематического импульса, результатом действия которого может быть повреждение и даже разрушение сооружения из-за исчерпания возможностей системы сейсмоизоляции.

Для восстановления первоначального состояния в системе требуется использование дополнительного силового оборудования большой мощности.

Сейсмоизолирующие устройства второй группы за счет возникновения гравитационной восстанавливающей силы (составляющая веса здания на наклонных или криволинейных поверхностях скольжения) при смещении опорных элементов обеспечивают возврат здания в исходное положение. При позиционной восстанавливающей силе с ростом относительных смещений увеличивается сила сопротивления в системе сейсмоизоляции, что способствует их плавному ограничению. В сооружениях, снабженных опорными конструкциями второго типа, отсутствуют предпосылки для вибрационного перемещения. В отдельных случаях при ма-

лых уклонах (кривизне) поверхностей скольжения (наклон касательной к горизонту меньше угла трения) и определенных режимах колебаний основания возможно смещение положения равновесия, относительно которого происходят колебания сооружения.

Конструктивно устройства второй группы выполнены в виде опорных поясов, обращенные друг к другу поверхности которых имеют ломанное очертание с наклонными площадками скольжения (рис. 3.2).

Уклон опорных поверхностей назначается в зависимости от расчетного значения сил трения в зоне контакта таким образом, чтобы обеспечивался возврат системы в начальное положение после прекращения действия возмущающей нагрузки.

Для снижения величины порога срабатывания в системе сейсмоизоляции и унификации фундаментов в ЦНИИпром-зданий совместно с Казахским промстройинипроектом разработано техническое решение, фундамента с опорными элементами, имеющими горизонтальные и наклонные поверхности скольжения для зданий с гибкой конструктивной схемой. Число опор каждого вида в фундаменте подбирается из условия обеспечения возврата сооружения в исходное положение после прекращения действия возмущающей нагрузки.

Указанная система реализована и исследована на опытном фрагменте каркасного здания с безбалочными перекрытиями [51; 52]. Опытное сооружение представляло собой крупномасштабную модель трехэтажного здания в 1/2 натуральной величины, два верхних этажа которого заменены грузовой платформой. Размеры здания в плане по осям крайних колонн 6х6 м, шаг колонн 3 м, сечение колонн 23Х23 см. Высота первого этажа 2,4 м. Полезная нагрузка на перекрытие 21,7 кН/м². Общий вес сооружения более 230 тонн.

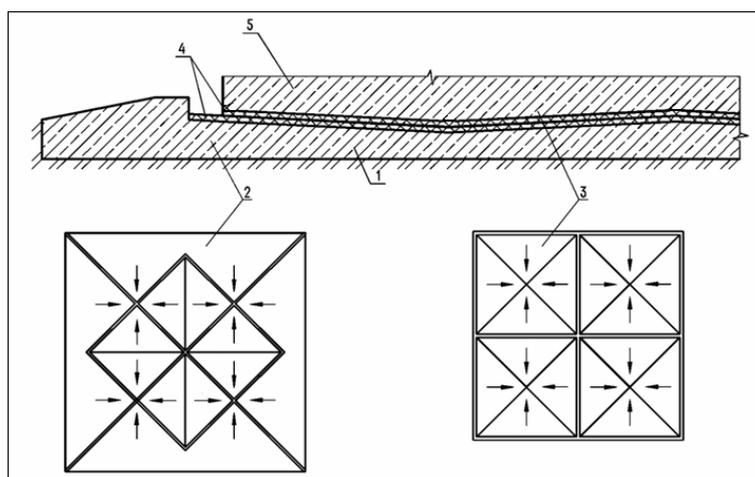


Рис. 3.2. Опорное устройство каркасного здания

1-фундамент; 2-схематичное изображение уклонов фундамента;

3- уклоны нижней плиты здания; 4- фторопластовые пластины; 5-здание.

Конструктивно скользящие опоры выполнены в виде верхнего и нижнего элементов, между которыми размещены прокладки из фторопласта-4 (пленка толщиной 0,5 мм и пластины толщиной 8 мм; рис. 3.2).

Сопряженные поверхности опор с наклонными площадками представляют собой четыре попарно расположенные пирамиды, по параллельным граням которых происходит смещение элементов.

Узел сопряжения сейсмоизолирующего фундамента с надфундаментной частью здания выполнен шарнирным, а для восприятия опорных изгибающих моментов между колоннами каркаса в уровне скользящих опор установлены распределительные балки.

На первом этапе исследований получены зависимости значений порога срабатывания от величины сжимающих напряжений в зоне трения. Испытания показали, что независимо от материала опорных элементов (были изготовлены образцы из бетона и металла) коэффициент трения скольжения фторопластовой пары имеет минимальную величину порядка 0,016-0,03 при уровне обжатия более 20-30 МПа. Значение

коэффициента трения не изменяется и при динамическом нагружении в интервале скоростей смещения 0,4-19 м/сек.

Из-за малого уклона поверхностей скольжения переход положения равновесия при относительном движении опорных элементов, происходивший со скоростями 8-14 см/сек, сопровождался крайне незначительным кинематическим импульсом. Приращение реакции в сооружении от действия импульса не превышает 0,3-0,5% от веса здания.

Исследование опытного фрагмента каркаса проводилось в два этапа: с сейсмоизолирующими опорными устройствами и при традиционном решении с жесткой заделкой в фундаменте, что позволило оценить эффективность системы сейсмозащиты.

Фрагмент испытывался при статическом и динамическом приложении возмущающей нагрузки. В результате экспериментов выявлены некоторые особенности поведения сооружений со скользящими опорами, связанные с динамическим характером нагружения (рис. 3.3).

При статическом приложении нагрузки реакция сооружения однозначно зависит от порога срабатывания системы сейсмоизоляции. Смещение фрагмента начиналось и происходило при практически постоянной сдвигающей силе 85-95 кН (обобщенный коэффициент трения с учетом уклона поверхностей скольжения части опор — 0,035-0,04). При динамическом воздействии в момент смещения реакция сооружения соответствует статическому порогу срабатывания, однако в отличие от статики продолжает возрастать до вполне определенной величины, которая в режиме резонансных колебаний в 2-2,15 раза превышает пороговое значение. Увеличение возмущающей нагрузки на фрагмент приводит к пропорциональному росту относительных поступательных перемещений сооружения и смещению зоны резонансных колебаний в область более низких частот. Максимальное значение реакции сооружения остается при этом постоянным и не зависит от уровня воздействия.

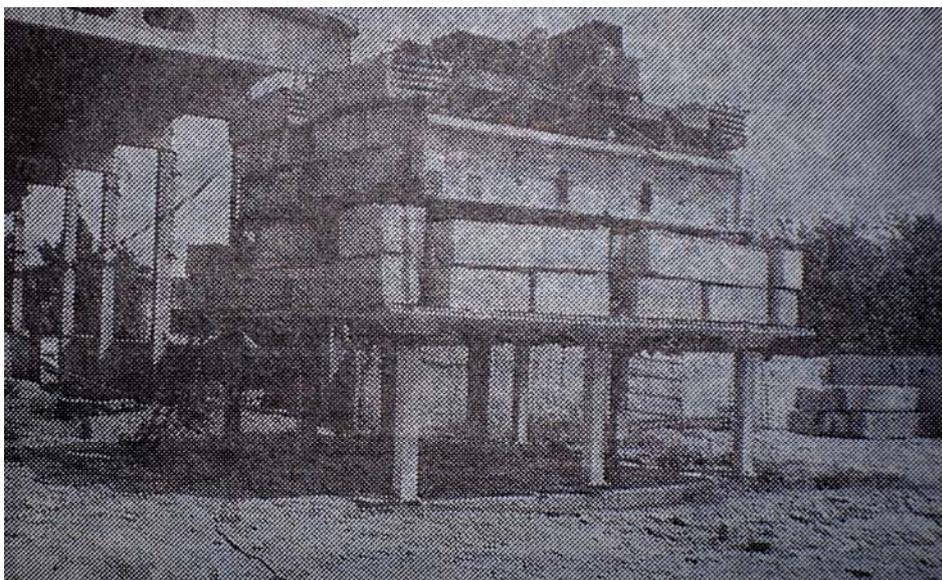


Рис. 3.3. Фрагмент каркасного здания с опорным устройством СП(Рис.3.2), испытанный на сильное динамическое воздействие с помощью вибромашины В-3

Увеличение значений абсолютных ускорений при частоте воздействия, соответствующей резонансному режиму колебаний по сравнению с ее величиной в момент проскальзывания, наблюдалось также при экспериментальных исследованиях двухмассовой модели с сейсмоизолирующим «скользящим поясом» на виброплатформе [50].

Анализ результатов испытаний фрагмента показал, что в элементах каркаса практически отсутствуют пластические деформации (диаграмма деформирования имеет вид прямой линии), а увеличение периодов резонансных колебаний системы линейно

связано с ростом поступательных перемещений в уровне опорных устройств. При отсутствии проскальзывания в сейсмоизолирующих опорах затухание в конструкции, определенной по форме резонансных кривых и относительному параметру колебаний (отношение ускорения сооружения к ускорению воздействия), при изменении возмущающей нагрузки остается величиной постоянной.

Включение в работу элементов сухого трения, каковыми являются скользящие опоры, приводит к увеличению затухания в системе пропорционально изменению возмущающей нагрузки. Рост диссипации энергии в опорных элементах обеспечивает стабилизацию реакции сооружения на вполне определенном уровне. По данным испытаний маломасштабных моделей, с увеличением коэффициента трения возрастает порог срабатывания, вместе с тем последующее увеличение реакции по отношению к пороговой величине становится несколько меньше (в 1,5-1,8 раза). Таким образом, прослеживается зависимость реакции сооружения от силы трения в системе сейсмоизоляции.

Эффективность сейсмоизоляции оценивалась при сопоставлении параметров, характеризующих состояние опытного фрагмента, с двумя, вариантами фундамента: со скользящими опорами и с жесткой заделкой колонн.

Конструкции каркаса изолированного сооружения на всех этапах испытаний при увеличении возмущающей нагрузки в 2,5 раза работали в упругой стадии.

В опорных сечениях колонн фрагмента с фундаментами обычной конструкции развились значительные пластические деформации уже при уровне воздействия, соответствующем первому этапу нагружения изолированного сооружения. Предельное состояние в системе наступило при инерционной силе в 1,55 раза больше максимально достигнутого значения в конструкции со скользящими опорами.

Таким образом, результатами исследования [52] подтверждена эффективность сейсмоизолирующих опор, позволяющих снизить реакцию сооружения в 1,5-2,0 раза в зависимости от расчетных параметров, определяющих геометрические характеристики опорных устройств рассматриваемого типа. Усилия в элементах конструкций, определяющих несущую способность сооружения, снижаются при этом в 3 -3,5 раза. При статическом и динамическом нагружении (при возбуждении резонансных колебаний фрагмента с помощью вибромашины В-3) реакция сооружения возросла в 1,8 -1,9 раза по сравнению со статическим перемещением фрагмента.

Отмечено возрастание уровня напряженно-деформированного состояния несущих элементов при постоянной реакции гибкого сооружения на скользящих опорах, характеризующей степень сейсмоизоляции системы.

Особенности расчета и проектирования зданий с сейсмо-изолирующим скользящим поясом содержатся в рекомендациях, разработанных ЦНИИСК им. Кучеренко [53] в развитие главы СНиП II-7-81 «Строительство в сейсмических районах», и распространяются на проектирование и строительство в сейсмических районах экспериментальных зданий с жесткой конструктивной схемой:

— высотой до 9 этажей включительно — крупнопанельных, объемноблочных и со стенами из монолитного железобетона;

— высотой до 5 этажей включительно с несущими стенами из кирпичной и каменной кладки, комплексной конструкции, из индустриальных виброкирпичных блоков и панелей.

Система активной сейсмозащиты в виде сейсмоизолирующего скользящего пояса предназначена для:

— снижения расчетных горизонтальных сейсмических нагрузок на надземные конструкции зданий;

— уменьшения объема антисейсмических мероприятий;

— снижения расхода металла и сметной стоимости зданий;

— расширения области применения типовых индустриальных конструкций и изделий, освоенных предприятиями строительной индустрии (строительство в районах с более высокой сейсмичностью, повышение высоты зданий и др.).

Расчет надземных конструкций зданий выполняется в соответствии с требованиями

главы СНиП II-7-81 на пониженные величины горизонтальных сейсмических нагрузок. Расчет фундаментов (стен подвала, технического подполья) ниже уровня скользящего пояса выполняется на нагрузки, соответствующие расчетной сейсмичности здания. Необходимо выполнять проверку фундаментов на прочность и устойчивость при вертикальных нагрузках, приложенных эксцентриситетам, равным максимально допустимой подвижке здания по скользящему поясу.

При проектировании зданий с СП конструктивные антисейсмические мероприятия принимаются в соответствии с требованиями СНиП в зависимости от пониженных расчетных сейсмических нагрузок. При этом конструктивные мероприятия должны отвечать расчетной сейсмичности на один балл ниже расчетной сейсмичности здания.

Здания с СП необходимо проектировать симметричными относительно продольной и поперечной осей. Особое внимание необходимо уделять элементам скользящего пояса, от качественного проектирования и изготовления которых зависит работоспособность и эффективность системы активной сейсмозащиты. В качестве скользящей пары применяются пластины из фторопласта-4 (по ГОСТ 1007-80) толщиной 4÷6 мм.

3.2. Описание свойств материала фторопласт-4

Фторопласт-4 – кристаллический полимер, температурой плавления кристаллитов 327°C и температурой стеклования аморфных участков от -100 до -120°C. Даже при температуре выше температуры разложения (415°C) фторопласт-4 не переходит в вязкотекучее состояние (при 370°C вязкость его расплава равна $\approx 10^{11}$ Па, т.е. в 1000000 раз больше вязкости, (необходимой для литья под давлением), поэтому переработка его возможна только методом спекания отпрессованных таблеток.

В зависимости от скорости охлаждения (до температуры ниже 250°C) после спекания можно получить закаленные изделия со степенью кристалличности $\approx 50\%$ и плотностью $\approx 2,15$ г/см³ или незакаленные со степенью кристалличности более 65% плотностью выше 2,20 г/см³. При температуре эксплуатации и от -269°C до +260°C степень кристалличности, достигнутая при данном режиме охлаждения, не меняется, при температуре выше 260°C степень кристалличности постепенно увеличивается, особенно быстро она вырастает при 310 - 315°C. Данные о зависимости степени кристалличности от температуры приведены в таблице 7.

Таблица 7

Степень кристалличности, %	Плотность при 23°C, г/см ³	Степень кристалличности, %	Плотность при 23°C, г/см ³
40.0	2.12	69.4	2.21
43.2	2.13	72.8	2.22
46.5	2.14	75.2	2.23
49.7	2.15	78.0	2.24
53.0	2.16	80.7	2.25
56.3	2.17	82.6	2.26
59.7	2.18	85.2	2.27
63.1	2.19	89.0	2.28
66.5	2.20	-	-

Об отсутствии же пористости свидетельствует полная прозрачность образца во время спекания при 370-390°C. Даже незначительная пористость вызывает мутность образца. Пористость, равная примерно 0,1-0,2%, заметно влияет на точность определения плотности.

Данные о зависимости удельного объема и плотности от температуры для образца со степенью кристалличности 68% (плотность медленно охлажденного изделия) в таблице 8.

Таблица 8

Температура, °С	Удельный объем, см ³ /г	Плотность, г/см ³	Температура, °С	Удельный объем, см ³ /г	Плотность, г/см ³
-50	0.440	2.27	175	0.4769	2.10
-25	0.443	2.26	200	0.482	2.08
0	0.447	2.24	225	0.488	2.05
+25	0.453*	2.21	250	0.495	2.02
+50	0.456	2.19	275	0.503	1.99
+75	0.459	2.18	300	0.514	1.95
+100	0.463	2.16	325	0.534	1.88
+125	0.467	2.14	327	0.640**	1.57
+150	0.471	2.12	350	0.655	1.53

* При нагревании от 19,6 до 22°C удлиненный объем увеличивается на 0,74%

** При 327°C удлиненный объем увеличивается на 20%.

Физико-механические свойства фторопласта-4 приведены в таблице 9 и таблице 10.

Таблица 9

Разрушающее напряжение, кгс/см ²	Значения
при растяжении:	-
- незакаленный образец (кристалличность 05-08%)	140-350*
- закаленный образец (кристалличность 50%)	160-315*
при сжатии:	-
- при 1%-ной деформации	100
- 10%-ной деформации	185
Сопротивлению изгибу (стрела прогиба 6 мм)	185
Относительное удлинение при разрыве, %	250-500

Остаточное удлинение, %	250-350
Напряжение при 10%-ном удлинении, кгс/см ²	110-120
Модуль упругости, кгс/см ²	-
- при изгибе при 20°C	4700-8500
- сдвиге 2700	2700
Ударная вязкость, кгс·см/см ²	100 (не ломается)
Ударное растяжение, кгс·см/см ² (DIN 53448)	-
при 20°C	650
- 20°C	680
(удлинение при 20°C - 20%, при 23°C - 30%)	-

Таблице 10

Показатели		Температура, °C									
		-60	-40	-20	0	20	40	60	80	100	120
-		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Разрушающее напряжение при растяжении, кгс/см ²	Незакаленный образец	-	350	325	300	200	180	-	135	115	-
	Закаленный образец	-	500	440	330	250	240	-	200	190	-
Относительное удлинение при разрыве, %	Незакаленный образец	-	70	100	150	470	650	-	600	540	-
	Закаленный образец	-	100	160	190	400	500	-	500	480	-
Модуль упругости, кгс/см ²	незакаленный образец	18000	17000	15000	11000	7000	4500	3300	2400	1700	-
	закаленный образец	27800	23900	23300	18100	8500	5100	4800	3800	-	2450

Данные о зависимости физико-механических свойств фторопласта-4 от температуры приведены в таблице 11.

Таблица 11

Показатели	Температура, °C					
	93	-123	-153	-193	-223	-269
Разрушающее напряжение при сжатии *, кгс/см ²	350	-	980	1260	1554	1750-1960
Модуль упругости при сжатии, кгс/см ²	-	52500	-	-	-	70000

* Разрушающее напряжение при сжатии равно напряжению, при котором деформация составляет 0,2%.

Зависимость деформации фторопласта-4 при сжатии от температуры приведены в таблице 12.

Таблица 12

Деформация, %	Нагрузка, вызывающая деформацию, кгс/см ²						
	-50°C	0°C	25°C	50°C	100°C	150°C	200°C
-							
1	203	157	62	49	31	17,5	11
2	304	210	92	66	39	27	20
3	350	236	105	77	48	33	27
4	374	251	120	85	59	39	31
5	390	262	127	92	62	44	35

Одним из важнейших прочностных показателей является предел текучести при растяжении, т.е. то напряжение, при котором возникают остаточные деформации. Он зависит от степени кристалличности, скорости растяжения и температуры.

Значения пределов текучести для некоторых температур приведены в таблице 13.

Таблица 13

Температура, °C	25	50	5	100	150	200	250
Предел текучести, кгс/см ²	42,4	106,9	3,5	67,2	46,6	35,5	28,6

Ползучесть фторопласта приведена в таблице 14.

Таблица 14

Температура, °C	Нагрузка, кгс/см ²	Деформация, %		Коэффициент а
		1 сут (γ ₁)	4 сут (γ ₄)	
Сжатие		1 сут (γ ₁)	4 сут (γ ₄)	-
20	33	6,00	6,25	0,030
20	21	3,05	3,19	0,032
Растяжение		1 сут (γ ₁)	4 сут (γ ₄)	-
40	28	2,72	2,87	0,038
100	28	5,58	5,90	0,040
140	21	4,67	4,94	0,042
200	14	4,08	4,50	0,048
250	14	5,17	5,58	0,055

Данные о зависимости коэффициента трения от нагрузки [статической и динамической (при малых скоростях) коэффициенты трения фторопласта-4 по стали без смазки одинаковы] приведены в таблице 15.

Таблица 15

Нагрузка, кгс/см ²	1	3	10	20
Коэффициент трения	0,4	0,1	0,06	0,05

Примечание: при наличии смазки коэффициент трения приблизительно в 2 раза меньше.

Динамический коэффициент трения фторопласта-4 по стали без смазки при нагрузке ~ 20 кгс/см² зависит от скорости скольжения некоторые величины представлены в таблице 16:

Таблица 16

Скорость скольжения, см/с	4	8	20	40	80	160
Динамический коэффициент трения	0,05	0,1	0,15	0,23	0,24	0,27

В присутствии наполнителя при малых скоростях скольжения коэффициент трения несколько выше, а при больших скоростях - ниже, чем коэффициент трения чистого фторопласта-4 по стали.

При 327°C (на поверхности трения) коэффициент трения фторопласта-4 по стали резко возрастает (в несколько раз), что приводит к катастрофически быстрому износу и разрушению подшипника.

Неспеченный фторопласт-4 (в виде порошка) имеет степень кристалличности 95 - 98%, после спекания - от 50% (закаленный) до 68 - 70% (незакаленный). Ниже 19,6°C элементарная ячейка кристалла фторопласта-4 состоит из 13 групп CF₂, выше 19,6°C - из 15 групп CF₂. При 19,6°C триклиническая упаковка переходит в менее упорядоченную, гексагональную, что сопровождается увеличением объема кристаллитов на 0,0058 см³/г (1,2 объемн. %), или увеличением объема образца при степени кристалличности 68% на 0,74%. При наличии внешнего давления точка перехода понижается на 0,013°C на каждую атмосферу. При 30°C имеет место второй переход кристаллической структуры, но изменение объема составляет едва 1/10 часть изменения объема при 19,6°C.

Под высоким давлением (4500 кгс/см² при 70°C) возникает третий переход.

Температура стеклования аморфных участков, определенная по температуре хрупкости, колеблется от -97 до -100°C, а по точке перегиба кривой зависимости модуля упругости составляет -120°C. Температура перехода аморфного твердого тела в переохлажденную жидкость равна 127°C.

При 327°C кристаллиты фторопласта-4 плавятся, и он становится полностью аморфным, совершенно прозрачным (при отсутствии пористости), высокоэластичным, но не течет (вязкость выше 10¹¹ П). Объем возрастает на 20%.

Точка плавления зависит от внешнего давления - на каждую атмосферу повышается на 0,154 °C. При остывании расплава ниже 327 °C образец мутнеет и становится непрозрачным - молочно-белым. Скорость кристаллизации зависит от температуры (максимальная скорость при 310-315 °C), от продолжительности выдержки в расплавленном состоянии при 370-390 °C (чем больше время спекания, тем быстрее кристаллизуется образец) и от среднего молекулярного веса полимера (чем ниже молекулярный вес полимера, тем быстрее он кристаллизуется). На этом основан метод косвенной оценки молекулярного веса фторопласта-4: образец в виде диска толщиной 2 мм спекают при 370 °C в течение 13 ч и охлаждают от 370 до 250 °C в течение 5 ч. По плотности полученного образца при 23 °C можно оценить молекулярный вес: 2,16-2,19

г/см³-для высокомолекулярного полимера, 2,20-2,22 г/см³-для низкомолекулярного. В таблице 17 приведены некоторые теплофизические свойства фторопласта-4.

Таблица 17

Теплостойкость по Вика (при нагрузке 5 кгс), °С	110
Удельная теплоемкость, ккал/(кг·°С)	-
при 0°С	0,23
при 50°С	0,25
Коэффициент теплопроводности, ккал/(м·ч·°С)	0,20

Термический коэффициент линейного расширения зависит от температуры и представлен в таблице 18:

Таблица 18

Температура, °С	от -60 до -10	9,6	0	0	00	00
Термический коэффициент линейного расширения $\alpha \cdot 10^5, 1/°С$	8	4	8	11	5	64

На практике удобнее пользоваться средними значениями термического коэффициента линейного расширения для определенных интервалов температур. Следует также учитывать, что при нагревании изделий из фторопласта-4 в них часто возникают внутренние напряжения, вызывающие необратимое изменение размеров. Иногда вместо ожидаемого при нагревании удлинения образца он сокращается.

Данные, приведенные в таблице 19, относятся к образцам, в которых полностью отсутствуют внутренние напряжения:

Таблица 19

Температура, °С	Термический коэффициент линейного расширения $\alpha \cdot 10^5, 1/°С$	Изменение размеров изделия*, %	Температура, °С	Термический коэффициент линейного расширения $\alpha \cdot 10^5, 1/°С$	Изменение размеров изделия*, %
от -193 до +25	8,6	-1,85	от +25 до +100	12,4	+0,93
от -150 до +25	9,6	-1,68	от +25 до +150	13,5	+1,59
от -100 до +25	11,2	-1,40	от +25 до +200	15,1	+2,64
от -50 до +25	13,5	-1,01	от +25 до +250	17,4	+3,92
от 0 до +25	20,0	-0,50	от +25 до +300	21,8	+5,99
от +25 до +50	12,4	+0,31	от +25 до +300	21,8	+5,99

Примечание: * От размера при 25°С.

Фторопласт-4 является самым стойким из всех известных металлов - пластмасс, металлов, стекол, эмалей, сплавов и т.п. На него совершенно не действуют кислоты,

окислители, щелочи, растворители. На фторопласт-4 действуют только расплавленные щелочные металлы и их комплексные соединения с аммиаком, нафталином, пиридином, а также трехфтористых хлор и элементный фтор при повышенных температурах. При температурах выше 327°C фторопласт набухает в жидких фторуглеродах, например в перфторкеросине.

При 20°C фторопласт-4 слегка набухает (3 - 9%) в фторхлорсодержащих газах (фреонах).

Выше 350°C фторопласт-4 реагирует с щелочеземельными металлами и их соединениями (окислами и карбонатами), а также с окислами некоторых других металлов (свинца, кадмия, меди).

Фторопласт-4 не смачивается водой при кратковременном погружении (угол смачивания 126°C), но смачивается при длительном пребывании в дистиллированной воде (15 - 20 суток). В соленой воде (например, морской) на поверхности фторопласта-4 через 15 - 20 суток отлагается пленка солей, смываемая дистиллированной водой.

Водопоглощение за 24 часа (и более продолжительное время) – ниже ошибки взвешивания (0,00%). Фторопласт-4 абсолютно стоек в тропических условиях и не подвижен действию грибков (но и не подавляет их развитие). Влагопроницаемость при 20°C равна $3 \cdot 10^{-9}$ - $6 \cdot 10^{-9}$ г/(см·ч·мм рт. ст.); паропроницаемость при 20°C составляет $0,6 \cdot 10^{-9}$ - $1,2 \cdot 10^{-9}$ г/(см·ч·мм рт. ст.). Данные о газопроницаемости пленки из фторопласта-4 (при отсутствии пор) толщиной 0,1 мм при 20°C [в см³/(см·с·мм рт. ст.)] приведены в таблице 20

Таблица 20

Воздух	$1,1 \cdot 10^{-9}$
Азот	$0,7 \cdot 10^{-9}$
Кислород	$2,3 \cdot 10^{-9}$
Водород	$6,3 \cdot 10^{-9}$
Двуокись углерода	$4,8 \cdot 10^{-9}$

3.3. Сейсмоизолирующая система с элементами фторопласта в конструкции фундамента

3.3.1. Принципиальная конструкция механизма сейсмоизоляции и принцип работы

Механизм сейсмоизоляции выполняется следующим образом.

Фундаментная плита устраивается в форме «корытца» стенки-ограничители смещения выполняются таким образом, чтобы образовался зазор (0.5м) между нижней плитой здания и стенками ограничителями, что дает возможность перемещаться зданию во всех направлениях на величины смещения основания. В зазоре поставляют резиновые демпферы.

На поверхности фундаментной плиты укладывается 2 слоя фторопластовой пленки ($\delta = 4 - 6$ мм), На верхнем слое бетонируется нижняя железобетонная плита здания, а на ней возводится само здание.

Во время землетрясения фундаментная плита с ограничителями смещения и нижним слоем фторопластовой пленки будет повторять колебания основания. Верхний слой фторопластовой пленки взаимодействует с нижним слоем фторопластовой пленки, вследствие малого коэффициента трения в контактах: фторопласт-фторопласт $K_{тр} = 0,1$, а также вследствие силы инерции здания, конструкция будет находиться в состоянии относительного покоя.

Здание с сейсмоизолирующими скользящими поясами работает как система с выключающейся и включающейся связью. При горизонтальных усилиях в уровне скользящего пояса меньше сил сухого трения здание работает как при жесткой связи, и на него передаются ускорения движущегося основания. Если величина горизонтальных усилий в уровне скользящего пояса больше сил сухого трения, реализуется проскальзывание здания относительно фундамента, т.е. жесткая связь выключается, и надземные конструкции выше скользящего пояса переходят в качественно новое состояние.

3.3.2. Статические расчеты

Сейсмоизолирующая система (ССИ) работает на 3 состояниях при воздействии сейсмической нагрузки (рис 3.4.). При статическом расчете, можно определить угол наклона α по каждому состоянию:

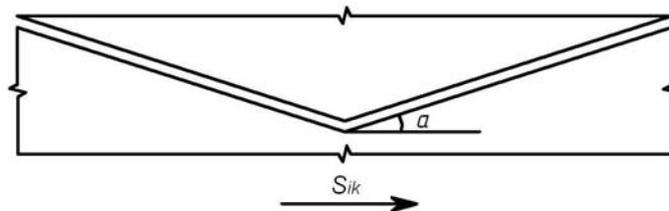


Рис.3.4 Элементарная сейсмоизолирующая система

По СНиП 11-7-81 сейсмическая нагрузка определяется уравнением

$$S_{ik} = K_1 \cdot K_2 \cdot S_{0IK} = K_1 \cdot K_2 \cdot Q_k \cdot A \cdot \beta_I \cdot K_\psi \cdot \eta_{IK} \quad (1.39)$$

Для обычного здания в 8 этажей в 9-балльной зоне сейсмичности:

$K_1 = 0,25$ (коэффициент допускаемых повреждений здания);

$K_2 = 1,3$ (коэффициент конструктивного решения здания);

$A = 0,4$ (вектор ускорения основания зоны застройки);

$\beta_I = 3$ (коэффициент динамичности здания);

$K_\psi = 1,1$ (коэффициент гибкости здания)

$\eta_{ik} = 1,2$ (коэффициент тона колебания здания);

Q_k - вес здания.

Состояние I, На элементе сейсмоизолирующей системы, действуют вертикальная нагрузка Q_k от веса здания и поперечная нагрузка S_{ik} от сеймики(рис.3.5).

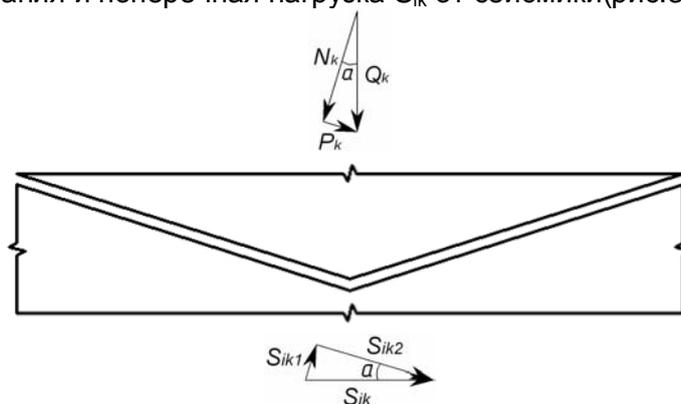


Рис.3.5. Состояние I элементарной сейсмоизолирующей системы

Из-за угла α , получим реакция нагрузки действующися на наклонном поверхности по формуле:

$$N_k = \cos\alpha \cdot Q_k \quad (1.40)$$

$$P_k = \sin\alpha \cdot Q_k \quad (1.41)$$

$$S_{ik1} = \sin\alpha \cdot S_{ik} \quad (1.42)$$

$$S_{ik2} = \cos\alpha \cdot S_{ik} \quad (1.43)$$

При малых землетрясений, покой трения препятствует скольжение верхнего строения, так что конструкция стабильна:

$$S_{ik2} \leq P_k + S_{ik1} \cdot K_{тр} + N_k \cdot K_{тр} \quad (1.44)$$

$$S_{ik} \cdot \cos\alpha \leq \sin\alpha \cdot Q_k + \sin\alpha \cdot S_{ik} \cdot K_{тр} + \cos\alpha \cdot Q_k \cdot K_{тр} \quad (1.45)$$

где S_{ik} определяется по формуле(1.39) соответственен 7 баллом при $K_{тр}=0,1$.

$$S_{ik} = K_1 \cdot K_2 \cdot A \cdot \beta_I \cdot K_{\psi} \cdot \eta_{IK} \cdot Q_k = 0.25_1 \cdot 1.3 \cdot 0.1 \cdot 3 \cdot 1.1 \cdot 1.2 \cdot Q_k = 0.1287 Q_k$$

Из-за формула (1.45) полчим:

$$\operatorname{tg} \alpha \geq \frac{S_{ik} - Q_k \cdot K_{мп}}{S_{ik} \cdot K_{мп} + Q_k} \quad (1.46)$$

$$\operatorname{tg} \alpha \geq \frac{0.1287 Q_k - Q_k \cdot 0.1}{0.1287 Q_k \cdot 0.1 + Q_k} = \frac{0.1287 - 0.1}{0.1287 \cdot 0.1 + 1}$$

$$\alpha \geq 1,6^\circ$$

Состояние II, после превышения определенной пороговой величины сейсмической нагрузки, сдвиг в горизонтальном направлении на изоляционный слой больше чем трение покоя, скользящая поверхность начинает скользить, чтобы играть роль сейсмоизоляции(рис.3.6).

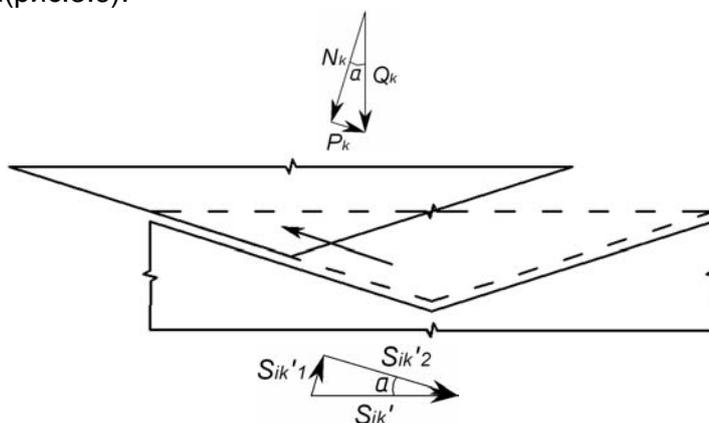


Рис.3.5. Состояние II элементарной сейсмоизолирующей системы

Тогда

$$S_{ik2}' > P_k + S_{ik1}' \cdot K_{тр} + N_k \cdot K_{тр} \quad (1.47)$$

$$S_{ik}' \cdot \cos \alpha > \sin \alpha \cdot Q_k + \sin \alpha \cdot S_{ik}' \cdot K_{тр} + \cos \alpha \cdot Q_k \cdot K_{тр} \quad (1.48)$$

где S_{ik}' определяется по формуле (1.39) соответствует 8 баллом при $K_{тр} = 0,1$.

$$S_{ik} = K_1 \cdot K_2 \cdot A \cdot \beta_I \cdot K_{\psi} \cdot \eta_{IK} \cdot Q_K = 0,25_1 \cdot 1,3 \cdot 0,2 \cdot 3 \cdot 1,1 \cdot 1,2 \cdot Q_K = 0,2574 Q_K$$

Из-за формула (1.48) получим:

$$\operatorname{tg} \alpha < \frac{S_{ik}' - Q_k \cdot K_{мп}}{S_{ik}' \cdot K_{мп} + Q_k} \quad (1.49)$$

$$\operatorname{tg} \alpha < \frac{0,2574 Q_k - Q_k \cdot 0,1}{0,2574 Q_k \cdot 0,1 + Q_k} = \frac{0,2574 - 0,1}{0,2574 \cdot 0,1 + 1}$$

$$\alpha < 8,7^\circ$$

При S_{ik}' соответствует 9 баллом:

$$S_{ik} = K_1 \cdot K_2 \cdot A \cdot \beta_I \cdot K_{\psi} \cdot \eta_{IK} \cdot Q_K = 0,25_1 \cdot 1,3 \cdot 0,4 \cdot 3 \cdot 1,1 \cdot 1,2 \cdot Q_K = 0,5148 Q_K$$

$$\operatorname{tg} \alpha < \frac{0,5148 Q_k - Q_k \cdot 0,1}{0,5148 Q_k \cdot 0,1 + Q_k} = \frac{0,5148 - 0,1}{0,5148 \cdot 0,1 + 1}$$

$$\alpha < 21^\circ$$

Состояние III, возврат верхней части здания в исходное положение (рис.3.7).

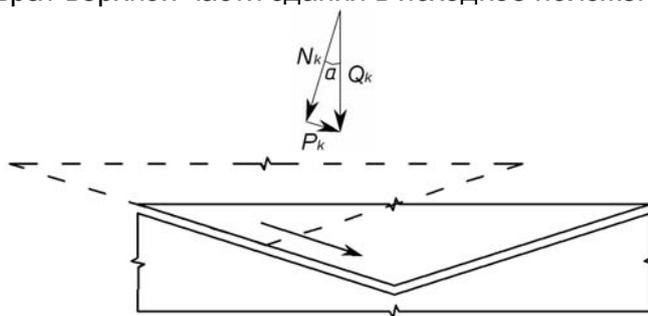


Рис.3.7. Состояние III элементарной сейсмоизолирующей системы

Тогда

$$P_k > N_k \cdot K_{тр} \quad (1.50)$$

$$\sin \alpha \cdot Q_k > \cos \alpha \cdot Q_k \cdot K_{тр} \quad (1.51)$$

$$\operatorname{tg} \alpha > K_{тр}$$

$$\alpha > 5,7^\circ$$

На основании анализа построим график угла наклона и проведем его оптимизацию (рис.3.8):

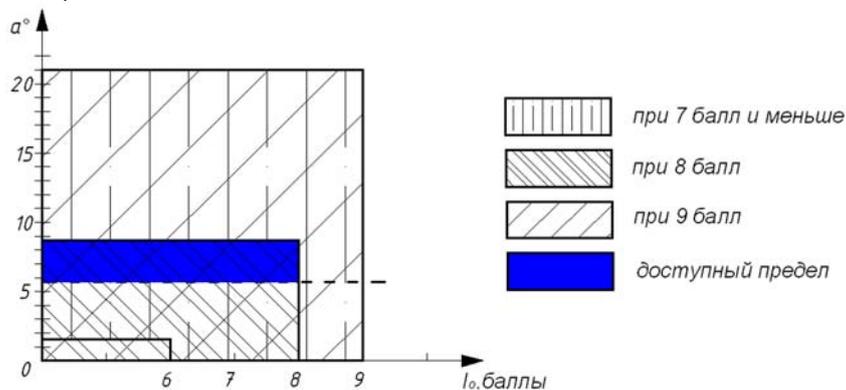


Рис.3.8.

3.3.3. инамические расчеты

В Кыргызском государственном университете строительства, транспорта и архитектуры [54] разработан метод аналитического исследования параметров колебаний жестких моделей зданий с сейсмоизолирующими скользящими опорами и упругими ограничителями при горизонтальных гармонических колебаниях основания.

Жесткость зданий намного больше жесткости резиновых демпферов, поэтому на данном этапе исследований здание рассматривается в виде жесткой недеформируемой массы m . В моменты проскальзывания при больших ускорениях основания на массу m действуют только силы сухого трения скольжения и упругой реакции ограничителей с коэффициентом жесткости K_1 . Расчетная схема жесткой модели показана на рис. 3.9.

Нелинейное уравнение движения массы m с сухим трением:

$$m\ddot{x} + F \operatorname{sign}(\dot{x} - \dot{x}_0) + K_1(x - x_0) = 0 \quad (1.52)$$

где x_0 , \dot{x}_0 – смещение и скорость основания; x , \dot{x} , \ddot{x} – соответственно смещение, скорость и ускорение массы m относительно равновесной оси; F – сила сухого трения; sign – единичная функция, имеющая знак аргумента.

Сила F определяется по закону Кулона при постоянном коэффициенте трения скольжения $K_{тр}$:

$$F = m \cdot g \cdot k_{mp} \quad (1.53)$$

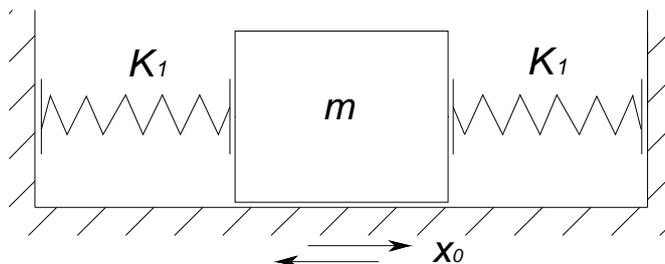


Рис.3.9. Расчетная схема с сухим трением

Экспериментальные динамические исследования выполнялись при гармонических колебаниях сейсмоплатформы по закону синуса:

$$x_0 = A_0 \sin \omega t \quad (1.54)$$

где A_0 – амплитуда и ω – угловая частота колебаний.

В работе Дж. Ден-Гартога [55] показано, что при гармонических колебаниях в режиме установившегося скольжения сухое трение можно заменить эквивалентным вязким трением с коэффициентом затухания α_1 найденным из условия равенства работ, совершаемых силами трения за один период колебаний и определяемым для каждого режима колебаний по формуле

$$\alpha_1 = \frac{4 \cdot F}{\pi \omega A_0} \quad (1.55)$$

Расчетная схема с вязким трением показана на рис. 3.10.

Линейное уравнение движения массы m с вязким трением:

$$m\ddot{x} + \alpha_1(\dot{x} - \dot{x}_0) + K_1(x - x_0) = 0 \quad \text{или} \\ m\ddot{x} + \alpha_1\dot{x} + K_1x = \alpha_1\dot{x}_0 + K_1x_0 \quad (1.56)$$

Уравнение вынужденных колебаний (1.56) показывает, что источником движения массы m при скольжении является сила трения $\alpha_1 \dot{x}_0$ и упругая реакция ограничителя K_1x .

Частное решение уравнения (1.56) при гармонических колебаниях известно:

$$x = A_1 \sin(\omega t - \varphi_1) \quad (1.57)$$

A_1 – амплитуда колебаний массы m и φ_1 – фазовый сдвиг определяются по формулам:

$$A_1 = A_0 \sqrt{\frac{K_1^2 + \alpha_1^2 \omega^2}{(K_1 - m\omega^2) + \alpha_1^2 \omega^2}} \quad (1.58)$$

$$\operatorname{tg} \varphi_1 = \frac{\alpha_1 \cdot m \omega^3}{K_1(K_1 - m\omega^2) + \alpha_1^2 \omega^2} \quad (1.59)$$

Скорость \dot{x}_0 и ускорение \ddot{x}_0 основания равны:

$$\dot{x}_0 = A_0 \omega \cos \omega t \quad \text{и} \quad \ddot{x}_0 = -A_0 \omega^2 \sin \omega t \quad (1.60)$$

Скорость \dot{x} и ускорение \ddot{x} массы m :

$$\dot{x} = A_1 \omega \cos(\omega t - \varphi_1) \quad \text{и} \quad \ddot{x} = -A_1 \omega^2 \sin(\omega t - \varphi_1) \quad (1.61)$$

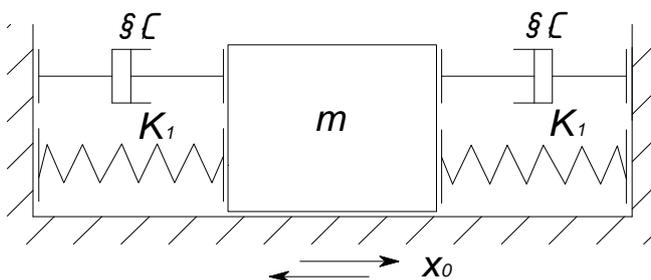


Рис.3.10. Расчетная схема с вязким трением

Для оценки эффективности работы системы с сейсмоизолирующими скользящими опорами введен коэффициент сейсмоизоляции γ , равный отношению амплитуд ускорений основания к амплитуде ускорения массы m :

$$\gamma = \frac{A_0 \omega^2}{A_1 \omega^2} = \frac{A_0}{A_1} \quad (1.62)$$

т.е. коэффициент сейсмоизоляции при гармонических колебаниях равен отношению амплитуд смещений основания A_0 к амплитудам смещения жесткой массы A_1 . Он определяется при каждой частоте воздействия.

В работах Дж. Ден-Гартога [55] и ВЛ.Бидермана [56] показано, что при гармонических воздействиях в системах с сухим трением колебания возникают, если амплитуда возмущающей силы P_0 достаточно велика по сравнению с силой трения:

$$P_0 > \frac{4}{\pi} F \quad (1.63)$$

При кинематическом возбуждении гармонических колебаний:

$$P_0 = -mA_0 \omega^2 \sin \omega t \quad (1.64)$$

Используя формулы (1.53), (1.63) и (1.64) получаем, что установившееся скольжение в системах с сухим трением при гармонических колебаниях основания возникает, если

$$A_0 \omega^2 > \frac{4}{\pi} g \cdot k_{mp} \quad (1.65)$$

В скользящих опорах с антифрикционными прокладками из фторопласта-4 может находиться в пределах от 0,04 до 0,11, так как он зависит от нормального давления, от скорости скольжения, от температуры и т.д. В условиях выполнения экспериментальных исследований динамической работы моделей и построенных зданий его величина составляла от 0,08 до 0,11. В дальнейших расчетах его величина принята 0,1, и согласно формуле (1.65) установившееся скольжение реализуется при амплитуде ускорений основания $A_0 \omega^2 > 137,5 \text{ см/с}^2$. При меньших ускорениях основания модель движется с ускорением основания.

По предлагаемой методике определены амплитуды смещений, скоростей и ускорений колебаний жестких моделей, испытанных на сеймоплатформе. Расчетные амплитуды смещений, скоростей и ускорений массы m близки к амплитудам, измеренным при испытаниях. Это позволяет сделать вывод, что предложенную методику можно использовать для расчета динамической реакции зданий с сейсмоизолирующими скользящими поясами и упругими ограничителями горизонтальных смещений при гармонических колебаниях основания.

Известно, что ускорения грунта при сильных землетрясениях могут достигать большой величины: до 180 см/с^2 , 400 см/с^2 , 900 см/с^2 соответственно при 7-, 8- и 9-балльных землетрясениях [57]. Исследование выполнено при колебаниях основания по закону синуса с амплитудами ускорений $A_0\omega^2$ от 137 см/с^2 до 900 см/с^2 при амплитудах смещений A_0 от $0,06 \text{ см}$ до $14,2 \text{ см}$ в диапазоне частот f от $0,5 \text{ Гц}$ до 10 Гц (периоды от $0,2 \text{ с}$ до 2 с), то есть амплитуда смещений жесткой модели $A_1 > A_0 = 14,2 \text{ см}$.

Абсолютная величина смещений жесткой модели здания относительно подвижного основания (рис.3.11) Δl определена по формулам:

$$\Delta l > A_1 - A_0 \quad (1.66)$$

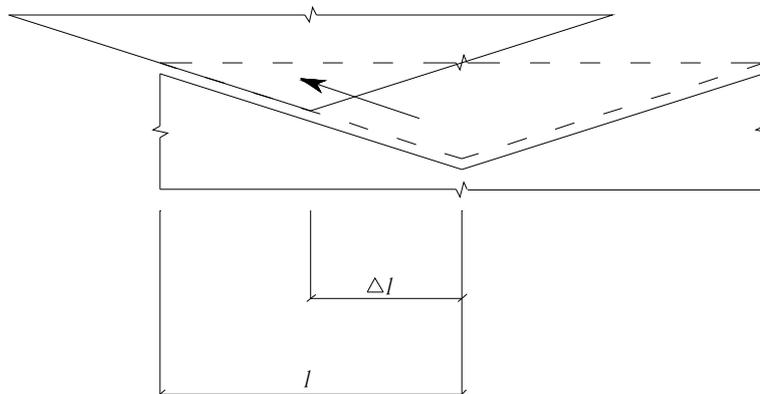


Рис.3.11. Схема относительного смещения ССИ

Δl – горизонтальное расстояние скольжения; l – горизонтальная длина наклонной поверхности плиты;

Т.к. на крае в направлении колебаний, фундаментная плита должна быть на расстояние Δl шире, чем нижняя плита здания (рис.3.11), тогда условия выполняется достаточно при $\Delta l = 0,5 \text{ м}$ (см. п. 3.3.1.).

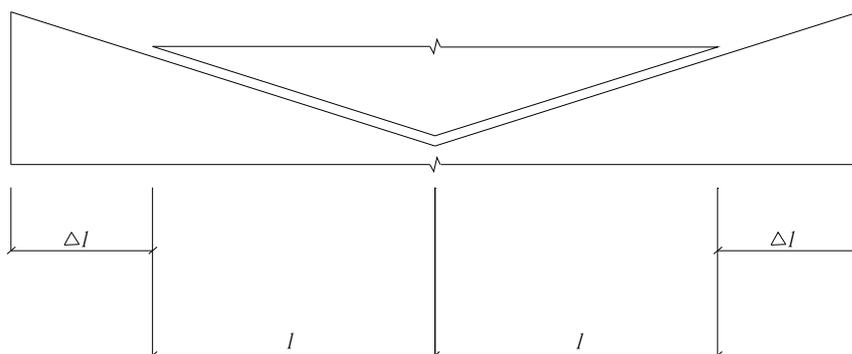


Рис. 3.11. Схема элемента ССИ на крае

3.3.4. Сформирование модели здания со скользящего пояса

3.3.4.1. Моделирование скользящего пояса в здании

В качестве объекта для анализа работы скользящего пояса во время сейсмического колебания было взято здание Бизнес-центра (рис. 3.12; 3.13.), который проектировался в комплексе ALLPLAN

Здание Бизнес-центра занимает участок площадью 1300 м^2 в границах землеотвода. 8-х этажное с техническим подпольем. Строительная высота наземных этажей 26.7 м (1этаж - $3,6\text{ м}$., 2-8 этаж – $3,3\text{ м}$), технического подполья – $3,0\text{ м}$.

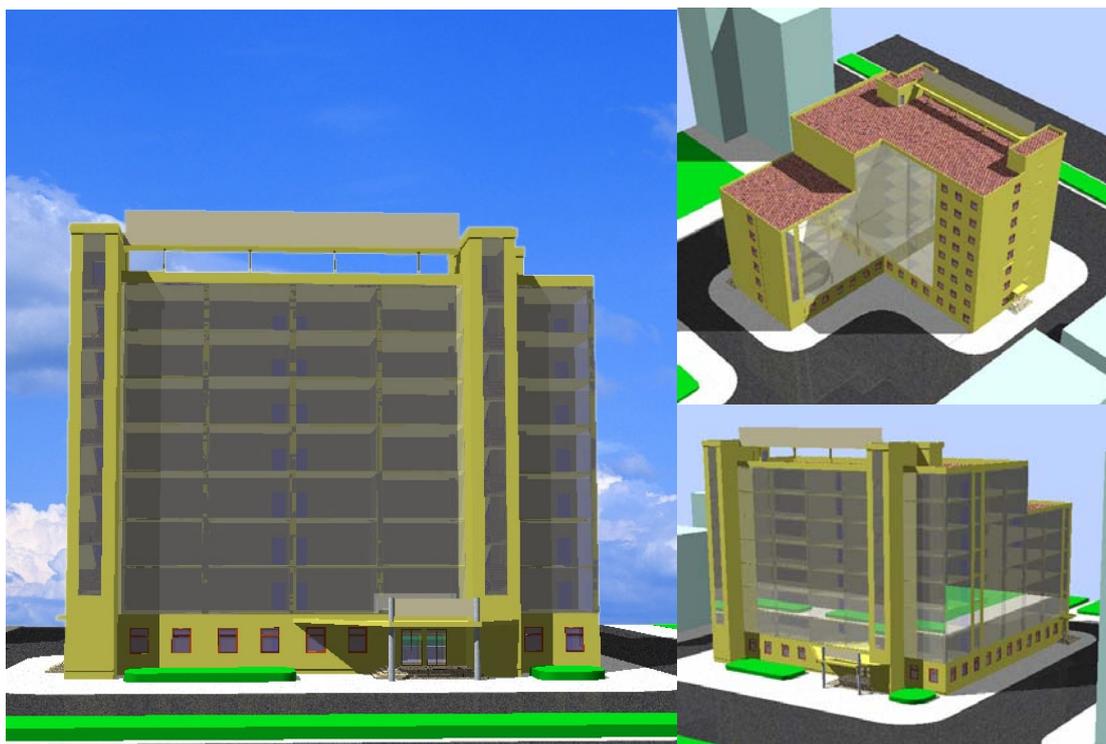


Рис.3.12. 3D-модель Бизнес-центра в Allplan.

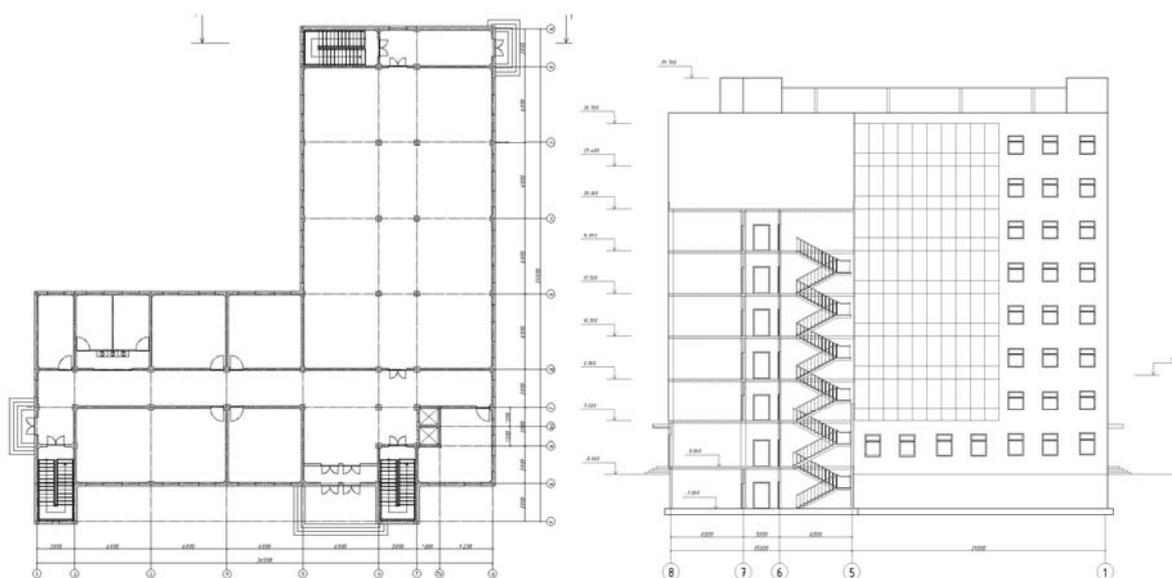


Рис.3.13. План типового этажа и разреза

Строительство здания ведется на территории города Улан-Удэ, которого находится близко к Китаю.

Список грунтов

Таблица 23

Наименование	Удельный вес, Т/м ³	Модуль деформации, Т/м ²	Модуль упругости, Т/м ²	Коэффициент Пуассона	Коэффициент переуплотнения	Давление переуплотнения, Т/м ²
1. Нас грунт	1,8	1000	8333,333	0,3	1	0
2. Дресва с песком	2	4000	33333,333	0,3	1	0
3. Щебенистый с песком	2,11	4000	33333,333	0,3	1	0
4. Супесь дресвянистая твердая	2,11	3200	26666,667	0,3	1	2,5
5. Суглинок лег дресвянистый, щебенистый, тв	2,03	1920	16000	0,3	1	5

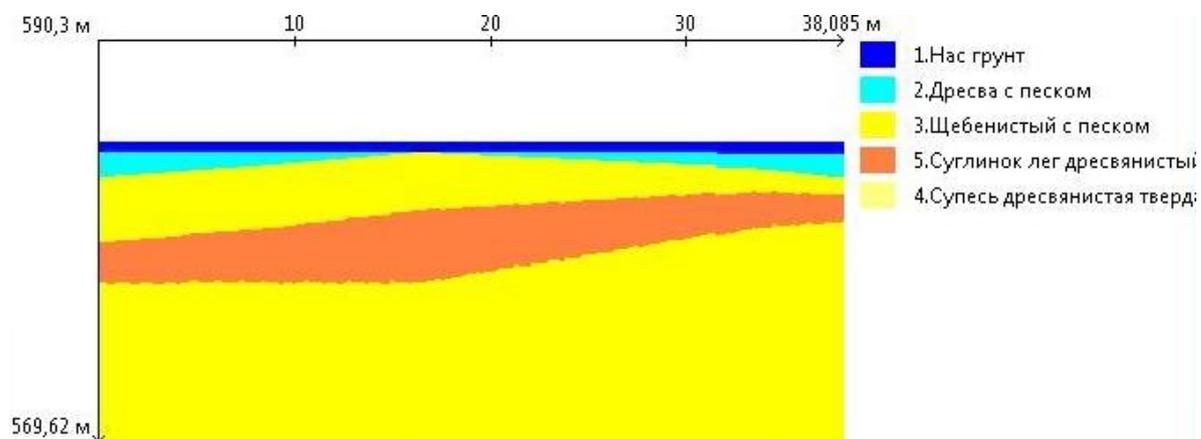


Рис.3.14. Продольный разрез.

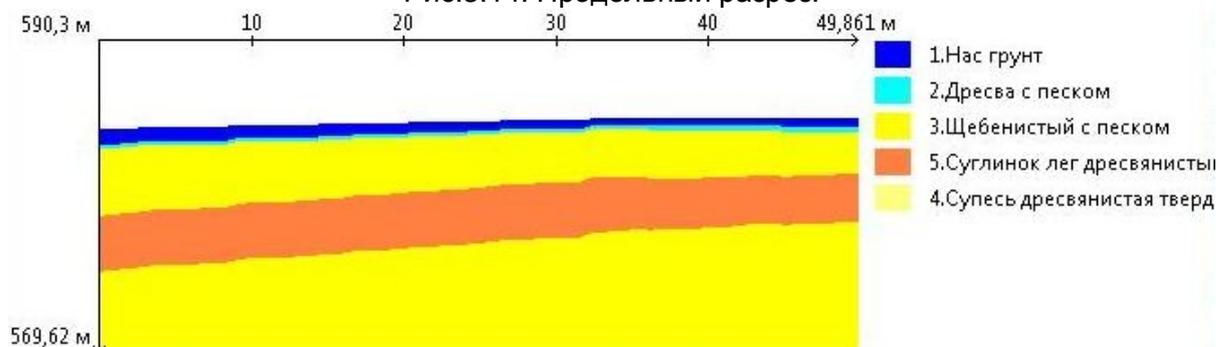


Рис.3.15. Поперечный разрез.

Компоновка плана представляет собой форма «L». Здание каркасное монолитное. Конструктивным решением здания явилось:

- фундамент плитный 600 мм; Арматура А400;

Фундаментная плита для ССИ(рис. 3.16 и рис.3.17.) устраивается в форме по второй группе(см. п. 3.1.) поверхностей скольжения с углом наклонна $\alpha=6^\circ$. Стенки-ограничители смещения выполняются таким образом, чтобы образовался зазор (0.5м) между нижней плитой здания и стенками ограничителями, что дает возможность перемещаться зданию во всех направлениях на величины смещения основания. В зазоре поставляют резиновые демпферы. На поверхности фундаментной плиты укладывается 2 слоя фторопластовой пленки ($\delta=4-6$ мм) [58]. На верхнем слое бетонируется нижняя железобетонная плита здания($\delta=600$

мм)(рис. 3.18), а на ней возводится само здание. Фундамент плитный используется в здании без ССИ с традиционным усилением ($\delta=1200$ мм).

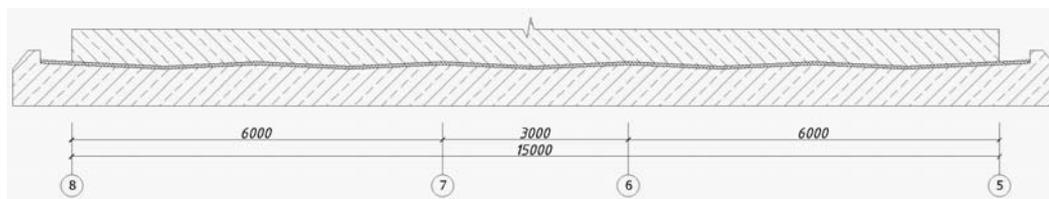


Рис.3.16. Разрез фундамента.

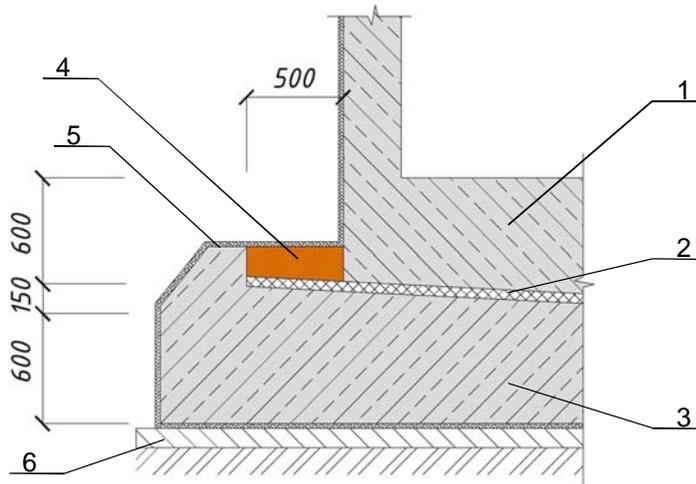


Рис. 3.17. Схема сейсмоизолирующего скользящего пояса.

1 -нижняя часть здания в уровне фундамента; 2 – фторопластовые планисты;
3 – фундамент; 4 – резиновый демпфер; 5 – гидроизоляция; 6 – бетонная подготовка

- колонны 400x400 мм; Арматура А400;
 - диафрагмы 200 мм; Арматура А400;
 - междуэтажное перекрытие 200 мм; Арматура А400;
- Класс бетона для всех конструкций принят В25.

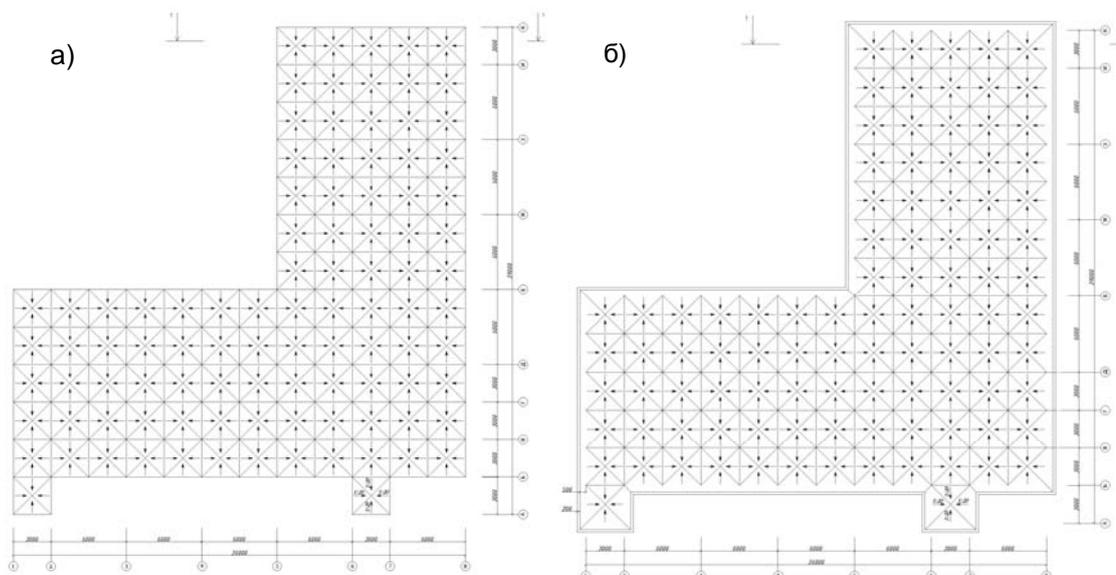


Рис.3.18. а) план уклонов нижней плиты здания; б) План уклонов фундамента.

В результате генерации проекта в SCAD из Форума получена конечно-элементная модель с шагом разбиения сетки 1,5 м (рис. 3.19.). На основании выбранной конструктивной схемы механизма сейсмоизоляции были созданы две КЭМ здания Бизнес-центра: одна, включающая в себе механизм сейсмоизоляции, и другая, аналогичная без него:

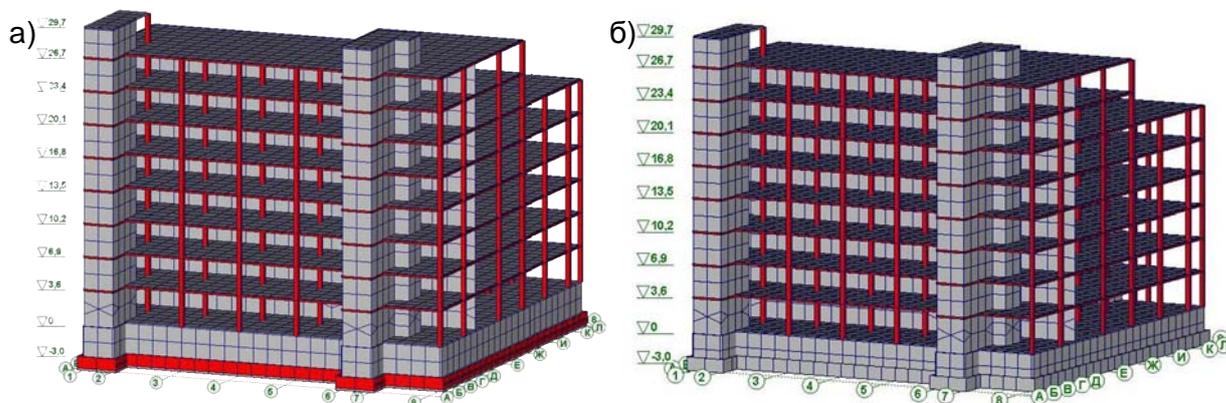


Рис.3.19. Расчетные модели в SCAD

а) Сейсмоизолированное здание; б) Несеismoизолированное здание.

Расчетная схема с системой сейсмоизоляции характеризуется следующими параметрами:

- количество узлов — 11736;
- количество конечных элементов — 29416.

Расчетная схема без системой сейсмоизоляции характеризуется следующими параметрами:

- количество узлов — 11840;
- количество конечных элементов — 19601.

В процессе формирования модели были заданы:

- колонны и балки в виде стержней с соответствующими параметрическими сечениями и жесткостными характеристиками.
- плиты перекрытия и диафрагмы жесткости в виде пластин
- граничные условия получены из Кресс по грунтовым условиям Улан-Удэ

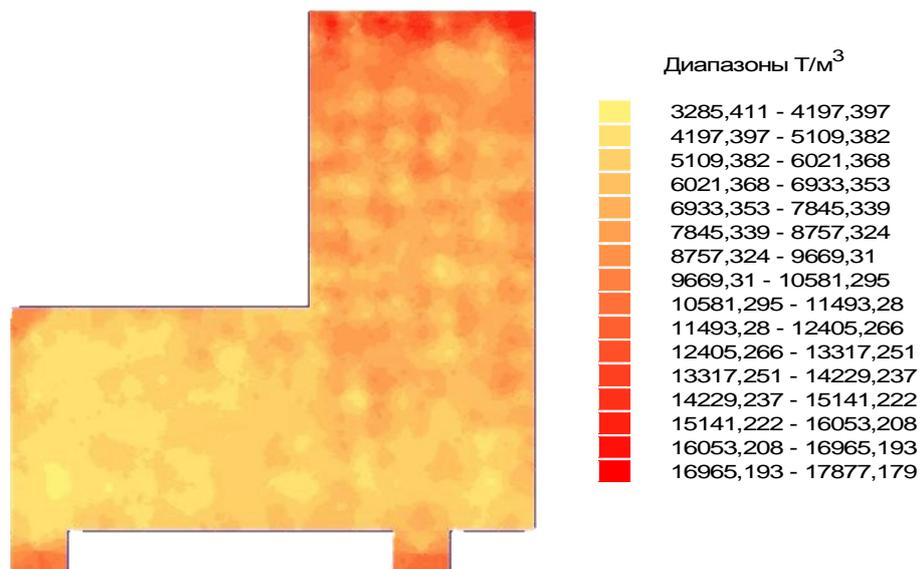


Рис.3.20. Коэффициенты постели

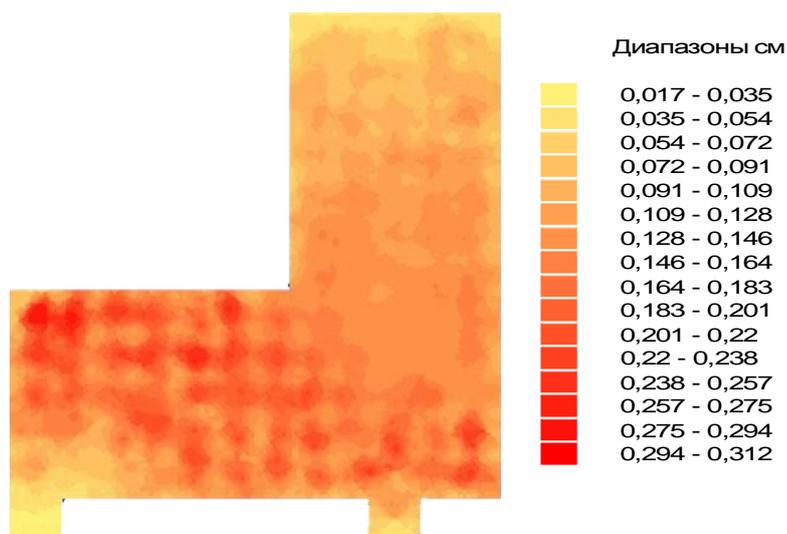


Рис.3.21. Осадка

- моделируем скольжение фторопласта по упругой связью в виде 55 элемента длиной 5мм с жесткостными характеристиками[59] (рис. 3.22.): первая группа $X = 100 \text{ Т/м}$, $Y = 100 \text{ Т/м}$, $Z = 1000 \text{ Т/м}$, $UX = 100 \text{ Т}\cdot\text{м}^2$, $UY = 100 \text{ Т}\cdot\text{м}^2$, $UZ = 100 \text{ Т}\cdot\text{м}^2$; вторая группа $X = 1000 \text{ Т/м}$, $Y = 1000 \text{ Т/м}$, $Z = 100 \text{ Т/м}$, $UX = 100 \text{ Т}\cdot\text{м}^2$, $UY = 100 \text{ Т}\cdot\text{м}^2$, $UZ = 100 \text{ Т}\cdot\text{м}^2$.

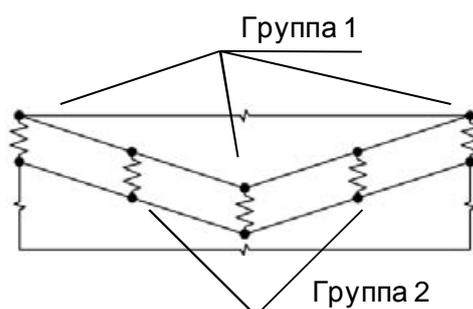
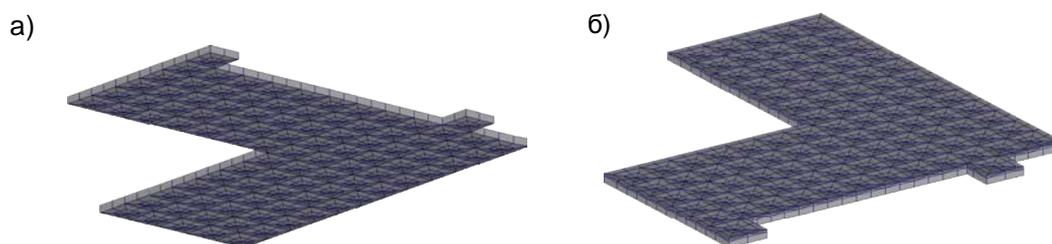


Рис.3.22. Моделирование скольжения фторопласт-фторопласт

- нижняя плита здания и фундаментная плита(рис. 3.23.) и виде объемных элементов 3x3м.

Рис.3.23. а) моделирование нижней плиты здания с элементом 3x3 м;
б) моделирование фундаментной плиты с элементом 3x3 м.

- соединение модели скользящего уровня здания(рис. 3.24).

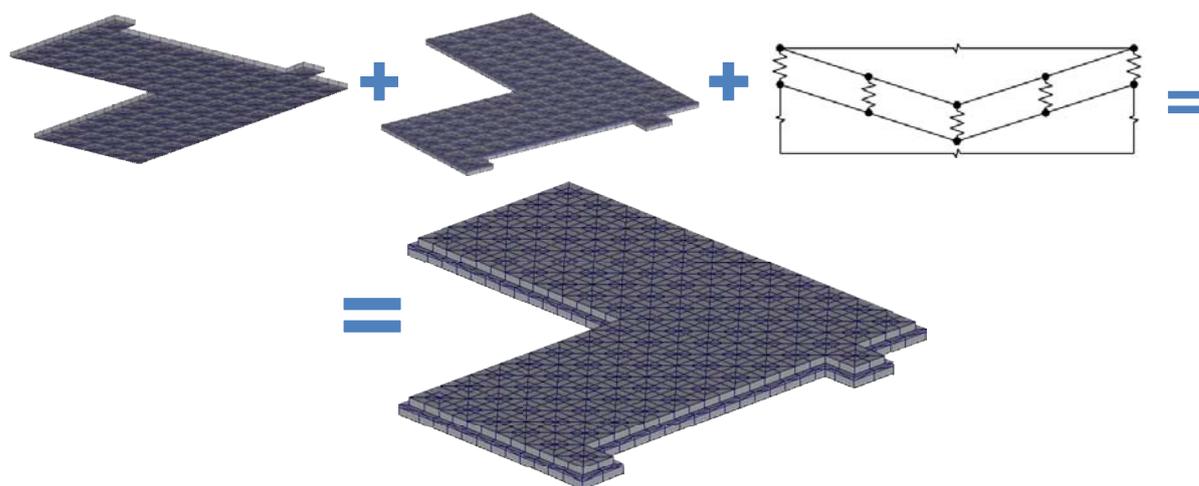


Рис. 3.24. Схема моделирования фундамент скользящим поясом

3.3.4.2. Принятые в расчете нагрузки и воздействия

Расчетные данные для района строительства:

Таблица 24

Климатический район (СНиП 23-01-99*)	IIВ
Температура воздуха наиболее холодных суток обеспеченностью 0,92 (СНиП 23-01-99*)	-30°C
Температура воздуха наиболее холодной пятидневки обеспеченностью 0,92	-26°C
Абсолютная минимальная температура воздуха	-36°C
Средняя максимальная температура воздуха наиболее теплого месяца	+22,°C
Нормативное значение ветрового давления по II району (Табл. 5 СНиП 2.01.07-85* изд.2003 г.с изм.1,2)	30 кгс/м ²
Расчетное значение веса снегового покрова по III району (Табл. 4* СНиП 2.01.07-85* изд.2003 г. с изм.1,2)	180 кгс/м ²
Сейсмичность района строительства (СНиП II-7-81* "Строительство в сейсмических районах")	9 баллов

Нагрузки и воздействия на здание определены согласно СНиП 2.01.07* [60]. В расчётном комплексе SCAD прикладываются полные расчётные нагрузки. С помощью комбинации загрузений и модуля PCY учитывается система коэффициентов для расчетов на сейсмическое воздействие

Значения принятых нагрузок и коэффициентов представлены в табл. 25.

Нагрузки и воздействия

Таблица 25

№	Тип нагрузки	P_n	γ_f	P	$K_{длит}$
Постоянные:					
L1	с.в. несущих конструкции	SCAD*	1,1	SCAD*	1.0
L2	с.в. полов	0.09	1,3	0.12	1.0
L3	с.в. кровли	0.089	1,3	0.11	1.0
L4	боковое давление грунта на стены подвала, тс/м ²	расчет	1.15		1.0
Временные:					
- длительного действия:					

L5	с.в. временных перегородок тс/м ²	0.05	1,3	0.07	1.0
Временные: - кратковременные:					
L6	полезная тс/м ²	0.15	1,2	0.2	0,35
L7	снеговая тс/м ²	0.126	1,4	0.18	0,5
L8	ветровая	ВЕСТ*	1,4	SCAD*	0
Особые:					
L9-X L10-Y	сейсмическое, 9 баллов	SCAD*	1,0	SCAD*	-

примечание: SCAD* - нагрузка определяется программным комплексом автоматически.

где: P_n – нормативное значение нагрузки, кгс/м² (кроме оговоренных);

γ_f – коэффициент надежности по нагрузке;

P – расчетное значение нагрузки, кгс/м² (кроме оговоренных);

$K_{длит}$ – коэффициент перехода от полных значений кратковременной нагрузки к пониженным значениям временной нагрузки длительного действия (доля длительности);

K_1 – коэффициенты для комбинации #1, определяющие **расчетные** значения нагрузок с учетом понижающих коэффициентов сочетаний, включающих постоянные и не менее двух временных нагрузок;

Нагрузка от ветра

Нагрузки от ветра определялись с помощью программы ВЕСТ. Значения представлены в виде графиков (рис. 3.25 и рис. 3.26).

Усилия прикладываются к балкам фиктивной жесткости в уровне плит перекрытий и покрытия. Значения прикладываемых усилий представлены в табл. 26.

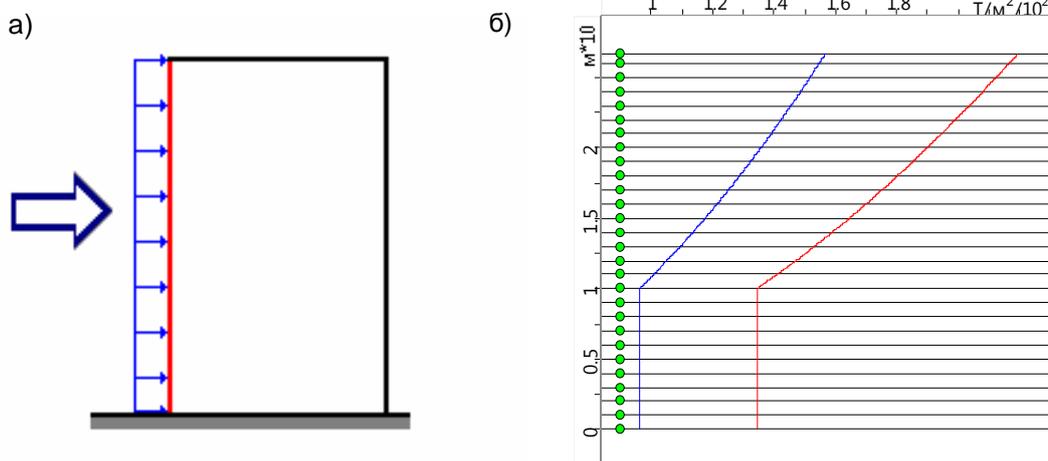


Рис.3.25. а)наветренная поверхность; б) ветровое давление

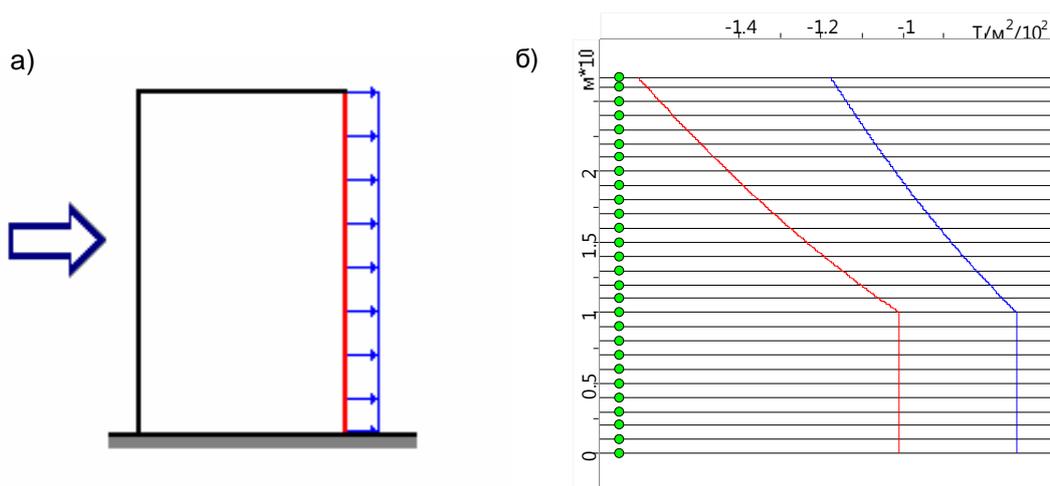


Рис.3.26. а) подветренная поверхность; б) ветровое давление

Нагрузки от ветра Таблица 26.

Высота, м	Наветренная поверхность*, тс/пм	Подветренная поверхность*, тс/пм
3,6	0,11	-0,1
6,9	0,12	-0,1
10,2	0,14	-0,12
13,5	0,16	-0,13
16,8	0,18	-0,15
20,1	0,20	-0,17
23,4	0,22	-0,19
26,7	0,24	-0,21

примечание: * - значения ветрового давления – расчетные, прикладываются к торцам перекрытий с учетом ширины грузовой площади $b=3,3\text{м}$.

Исходные данные для учета ветровых пульсаций

Расчет на ветровые пульсации производится согласно норм МГСН. Исходные данные для расчета следующие:

- преобразование статических нагрузок в массы. Коэффициенты пересчета принимаются равными КЗ из табл. 25;
- число учитываемых форм - 10;
- поправочный коэффициент – 1;
- угол между направлением ветра и осью X – 270 градусов.

Исходные данные для учета сейсмического воздействия

Расчет велся на сейсмическое воздействие производится согласно СП 31-114-2004 «Строительство в сейсмических районах». Сейсмостойкое строительство, так как площадка строительства находится в Армении. Коэффициенты пересчета для нагрузок:

- постоянные нагрузки – 0,9
- временные – 0,5

Исходные данные для расчета следующие:

- преобразование статических нагрузок в массы. Коэффициенты пересчета принимаются равными КЗ из табл. 26;

- число учитываемых форм - 15;
- поправочный коэффициент – 1;
- сейсмичность – 9 баллов;
- направление вектора сейсмического воздействия - X, Y.

Допущения:

- в расчете принят II ветровой район, тип местности С;
- в расчете принят III снеговой район.

В качестве допущения не учитываются следующие нагрузки на здания:

- собственный вес лифтов (нагрузка на фундамент);
- собственный вес технологического оборудования (нагрузка на тех.этаж принята такой же, как и для типовых этажей);
- собственный вес сборных лестничных маршей;
- собственный вес ограждающих конструкций.

Комбинации загрузжений представлены в таблице 27

Таблица 27.

№	Формула
C1	$(L1)*0,9+(L2)*0,9+(L3)*0,9+(L4)*0,9+(L5)*0,9+(L6)*0,7+(L7)*0,5+(L8)*0,7$
C2	$(L9) *1+(C1)*1$
C3	$(L10) *1+(C1)*1$

C1 – основное сочетание нормативных нагрузок для проверки конструкции по второй группе предельных состояний, включающее кратковременные нагрузки;

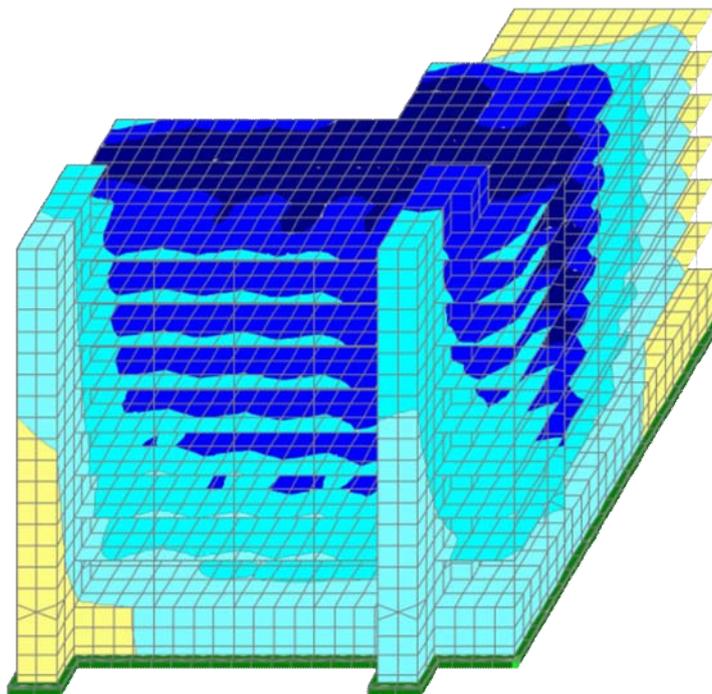
C2 – комбинация загрузжений сочетания C1 и сейсмического воздействия по направлению X;

C3 – комбинация загрузжений сочетания C1 и сейсмического воздействия по направлению Y.

3.3.4.3. Расчет моделей

Прогибы плит (с учётом пониженного модуля упругости бетона) для разных этажей не более 25 мм, что не превышает допустимых значений $l/200 = 30$ мм(рис. 2.7).

Прогиб верха здания составляет 50 мм, что не превышает допустимого значения $H/1000 = 75$ мм(рис. 3.27).



Для подтверждения корректной работы механизма сейсмоизоляции получены результаты перемещений элементов конструкций от суммарных динамических воздействий (рис. 3.27 – рис. 3.30).

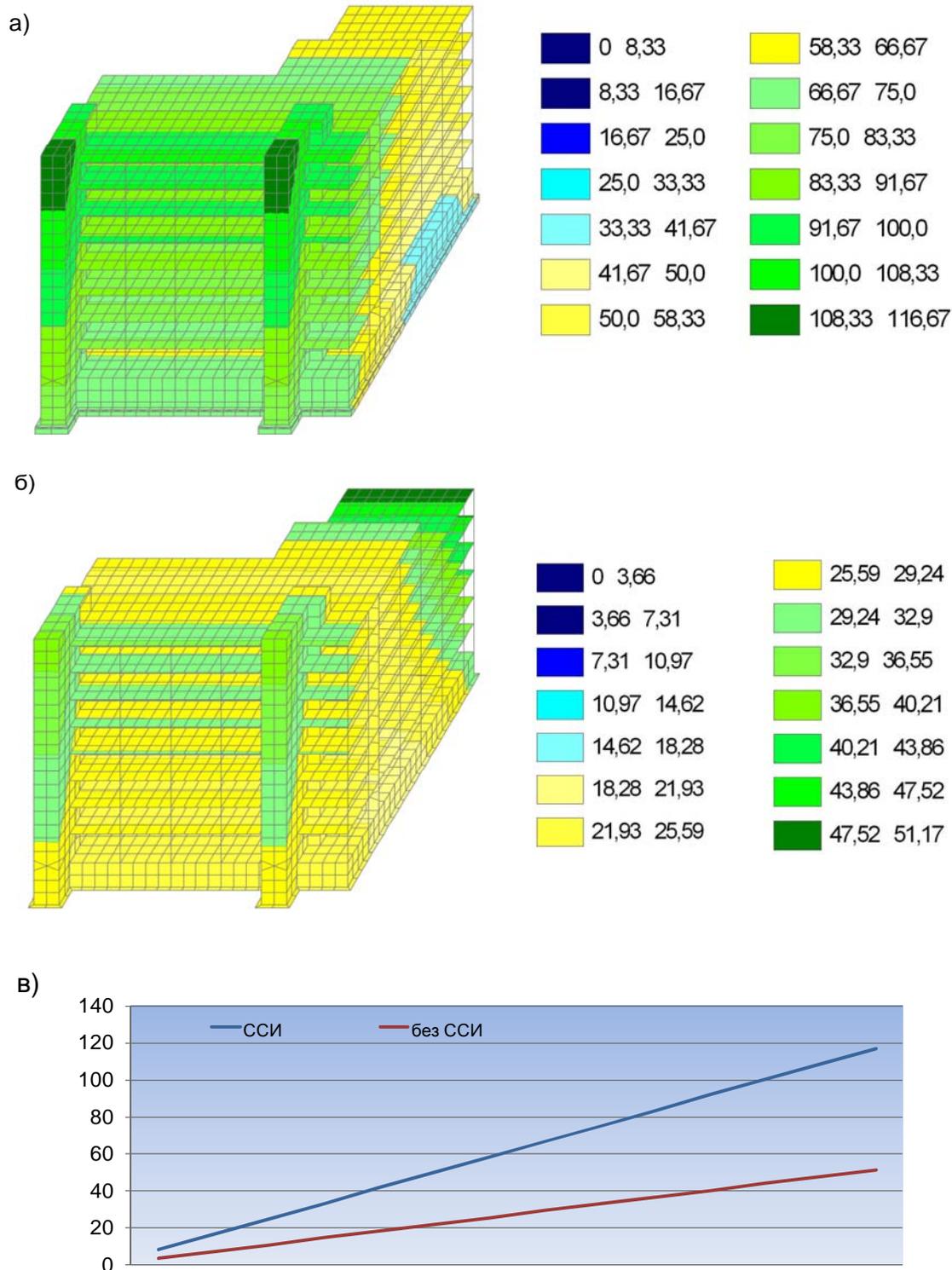


Рис.3.27. Перемещения по направлению X[мм] в элементах конструкции от формы колебаний L9-SD: а) сейсмоизолированное здание; б) не сейсмоизолированное здание; в) график перемещения.

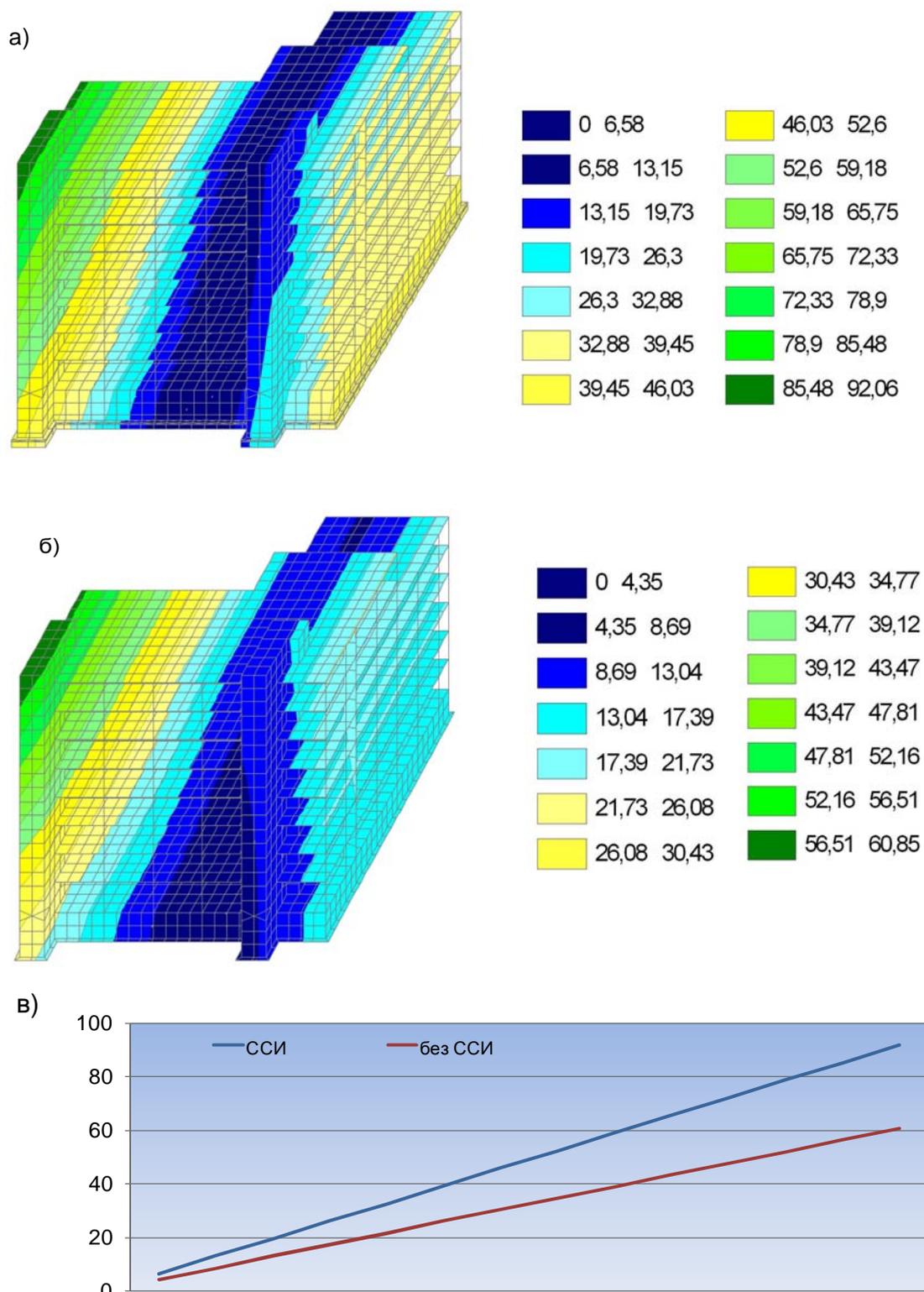


Рис.3.28. Перемещения по направлению Y[мм] в элементах конструкции от формы колебаний L9-SD: а) сейсмоизолированное здание; б) не сейсмоизолированное здание; в) график перемещения.

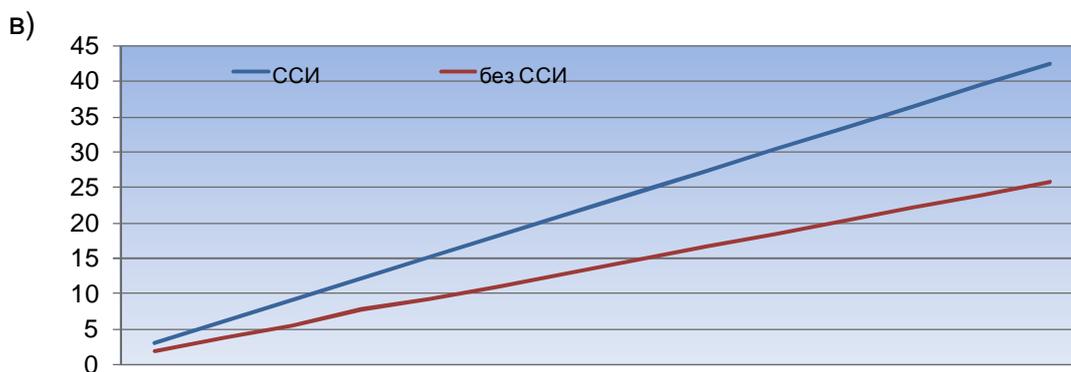
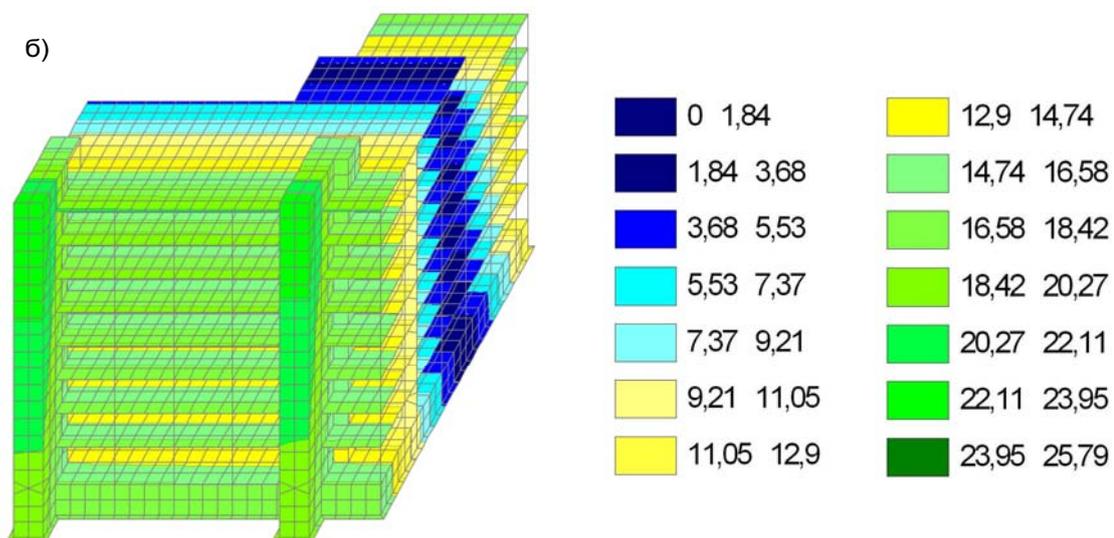
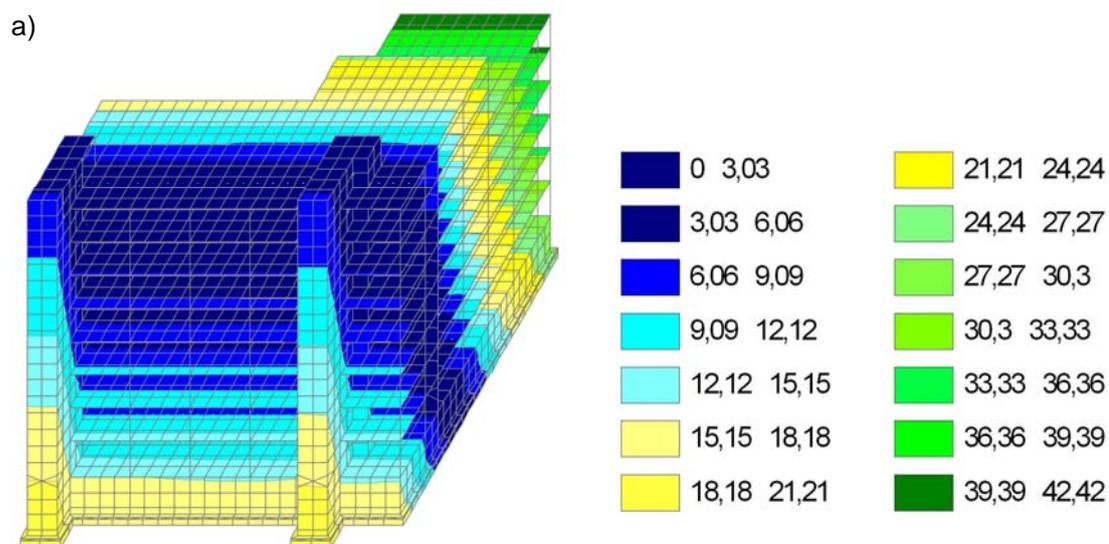


Рис.3.29. Перемещения по направлению X[мм] в элементах конструкции от формы колебаний L10-SD: а) сейсмоизолированное здание; б) не сейсмоизолированное здание; в) график перемещения.

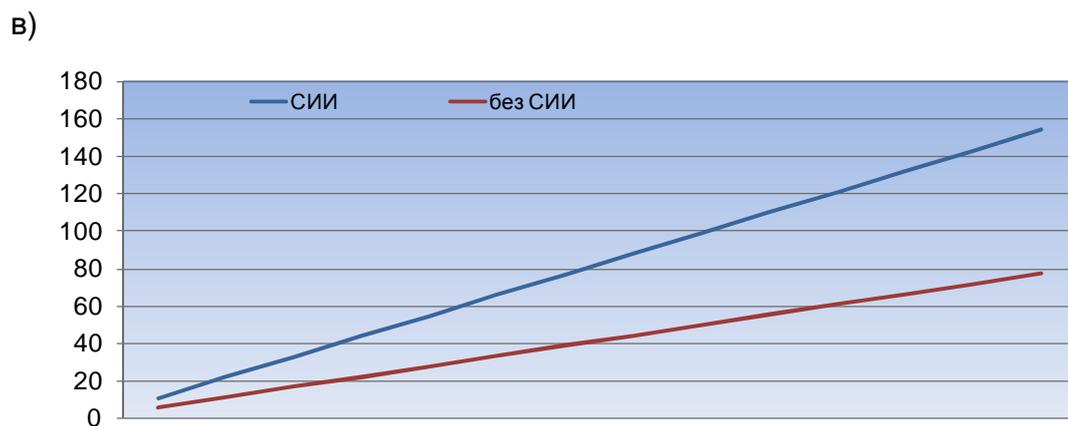
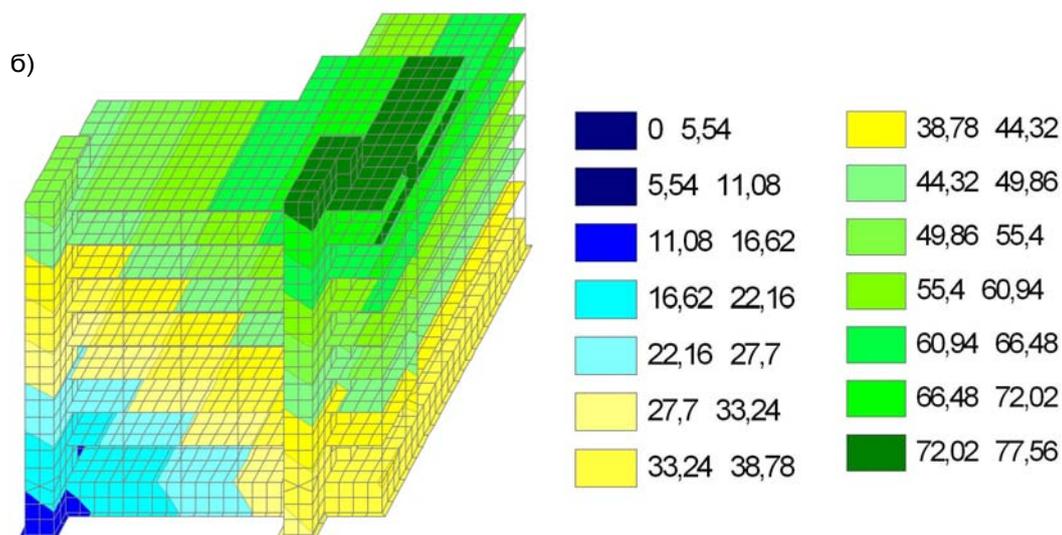
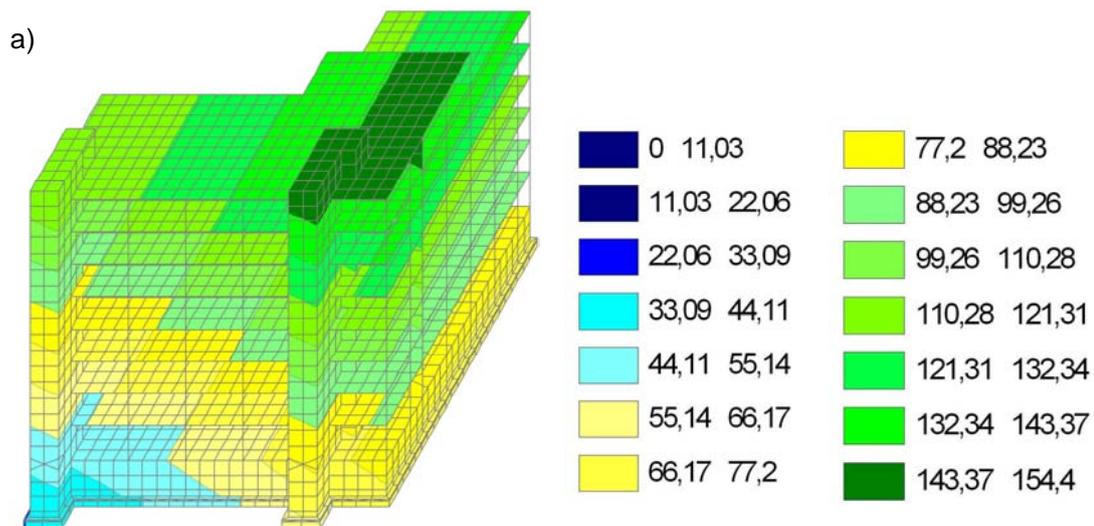


Рис.3.30. Перемещения по направлению Y[мм] в элементах конструкции от формы колебаний L10-SD: а) сейсмоизолированное здание; б) не сейсмоизолированное здание; в) график перемещения.

Исходя из полученных значений можно сделать вывод что в сейсмоизолированной конструкции здание может перемещаться относительно фундамента во время динамических колебаний на величину смещения основания, следовательно, механизм сейсмоизоляции смоделирован корректно.

Анализ диссипативных свойств системы со скользящего пояса возможен при проведении сравнения периодов колебаний и частот со зданием несейсмоизолированным, поэтому следует рассмотреть зависимости периодов от полученных 15 форм колебаний(рис. 3.31).

Исследуя поведение сейсмоизоляционных систем во время динамического воздействия важно обращать внимание на изменение частот собственных колебаний. Известно, что сейсмоизоляционные свойства проявляются при уменьшении жесткости здания, то есть увеличивается период колебаний, снижается частота, и тем самым снижаются сейсмические нагрузки.

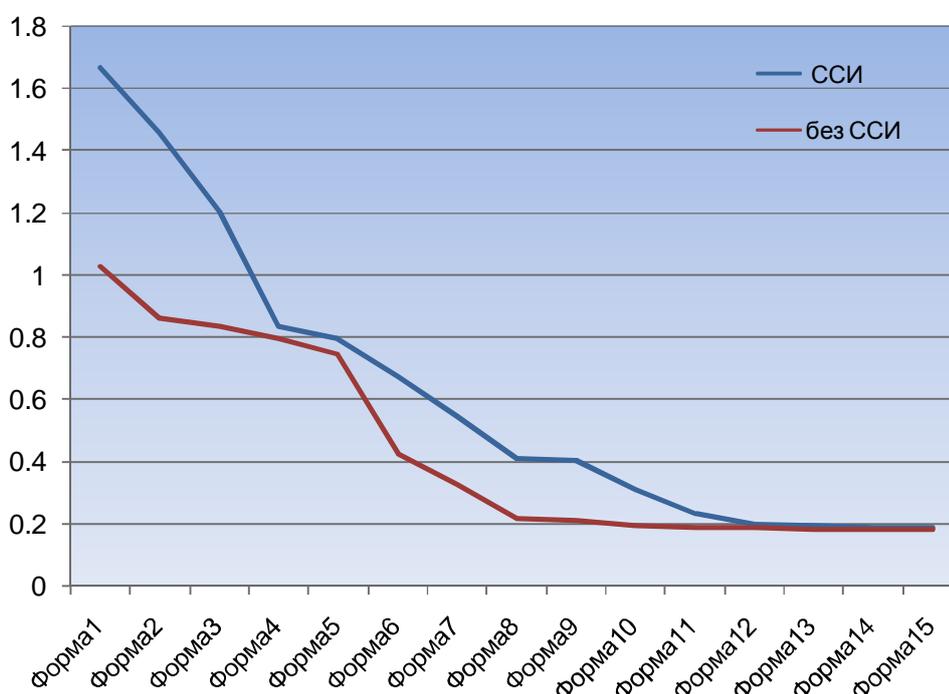


Рис.3.31. Период колебания T [с] всей конструкции здания с сейсмоизоляцией и без изоляции

Из диаграммы видно, что при установке под фундаментом здания ССИ, периоды колебаний увеличиваются, т.к. собственные частоты падают, происходит снижение сейсмической нагрузки.

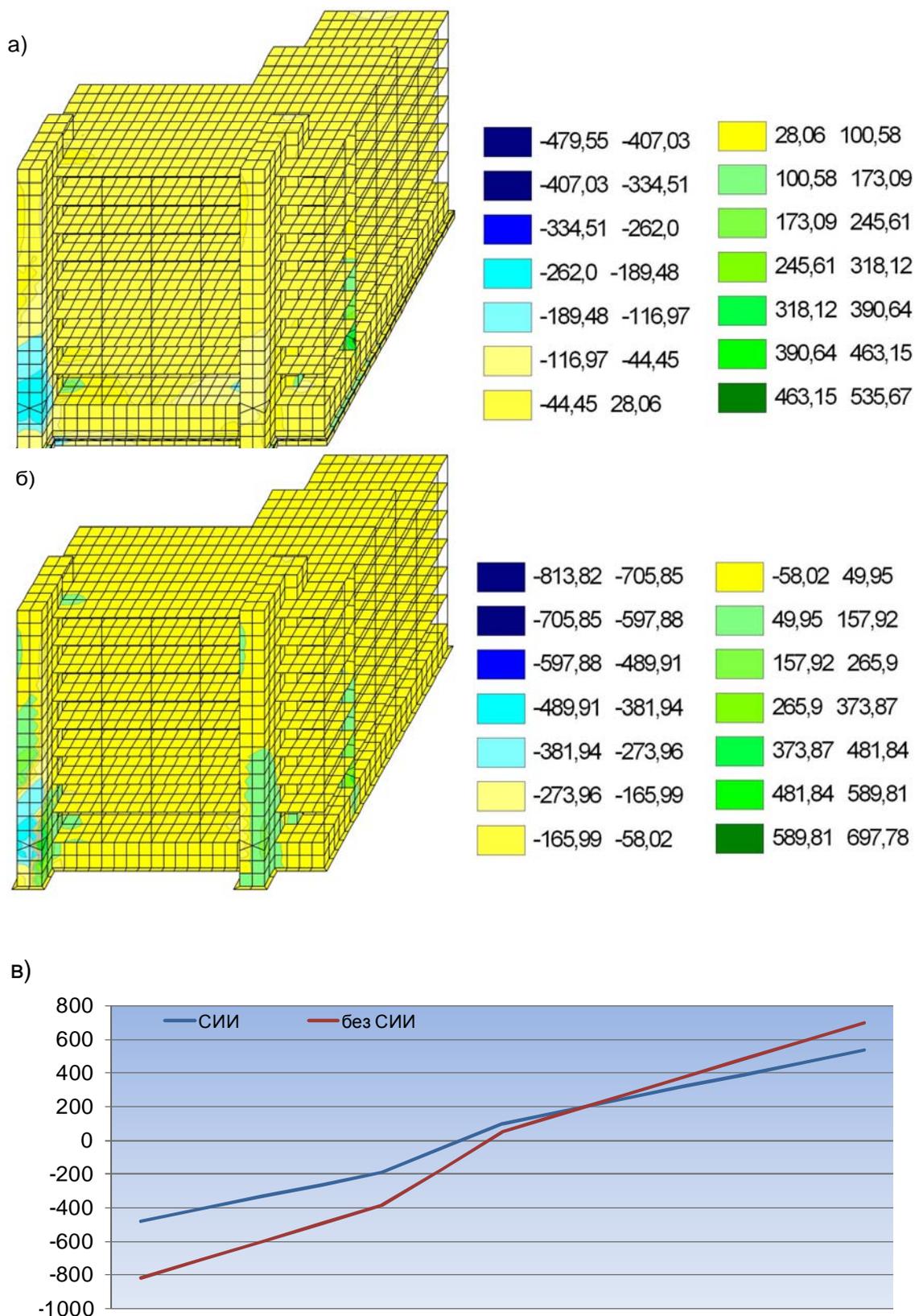


Рис.3.32. Напряжения NX [Т/м²] в элементах конструкции от формы колебаний L9 -SD: а) сейсмоизолированное здание; б) не сейсмоизолированное здание; в) график распределения напряжений.

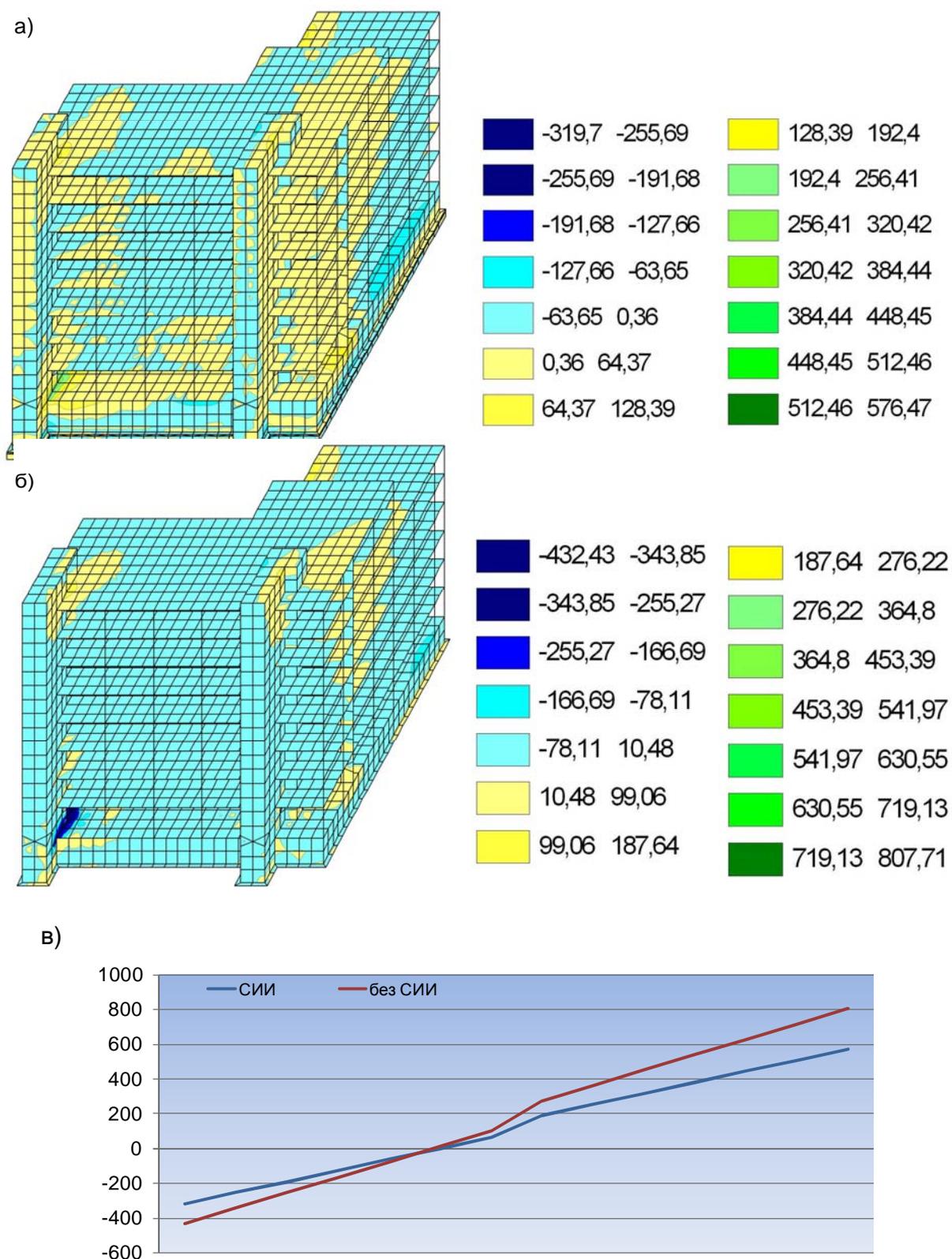


Рис.3.33. Напряжения $NY [T/m^2]$ в элементах конструкции от формы колебаний L9-SD: а) сейсмоизолированное здание; б) не сейсмоизолированное здание; в) график распределения напряжений.

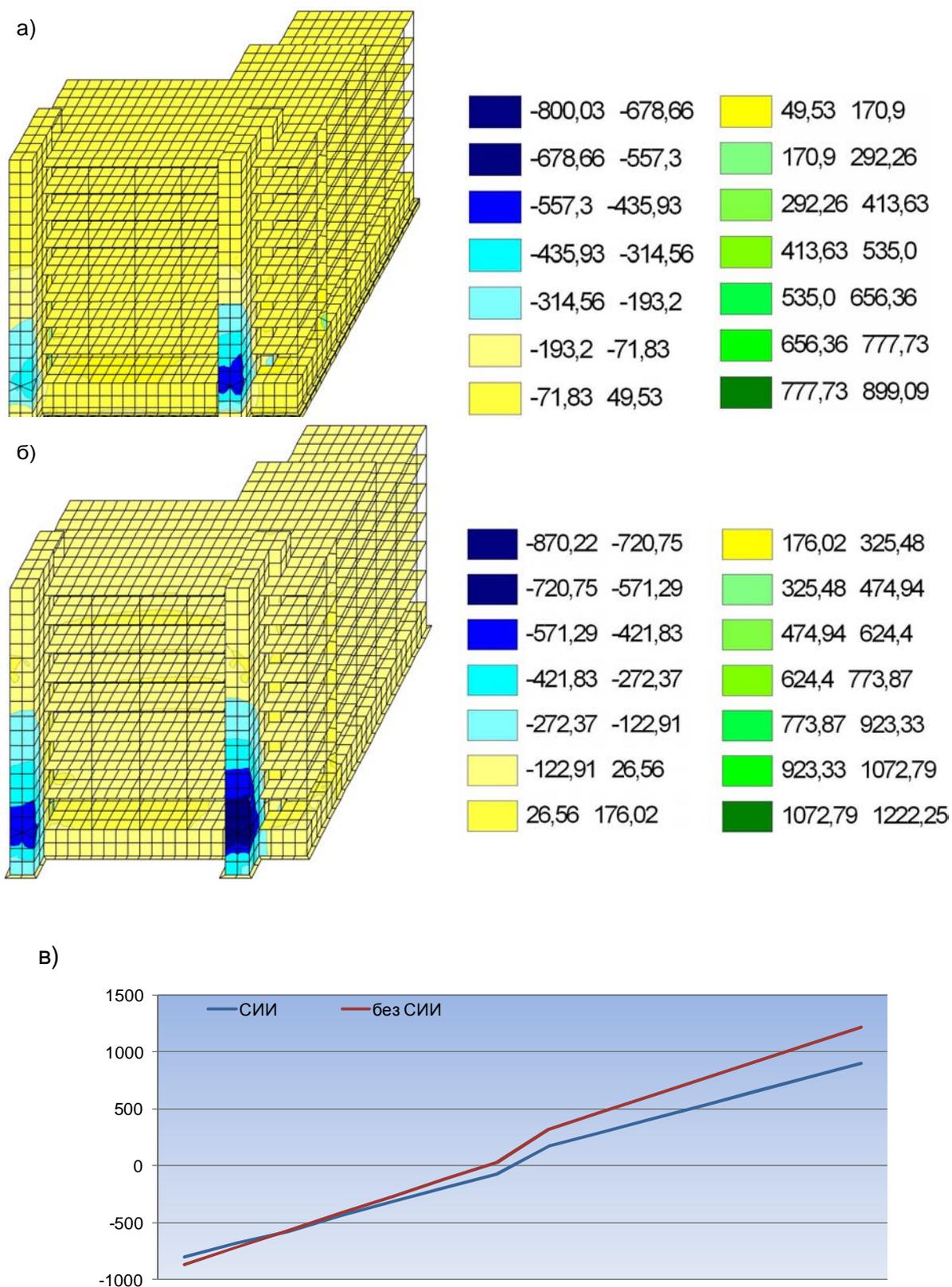


Рис.3.34. Напряжения $NX [T/m^2]$ в элементах конструкции от формы колебаний L10 -SD: а) сейсмоизолированное здание; б) не сейсмоизолированное здание; в) график распределения напряжений.

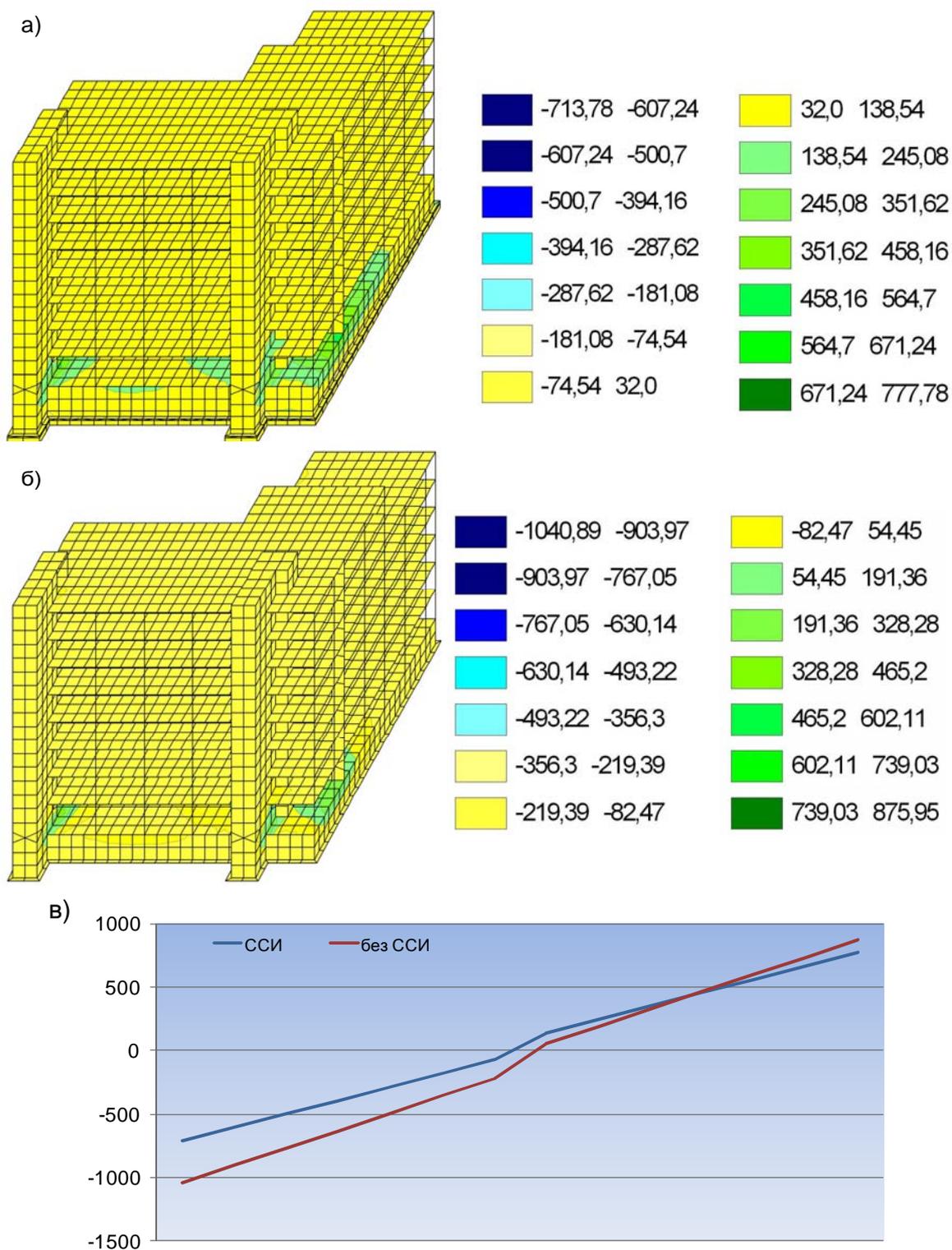


Рис.3.35. Напряжения N_Y [Т/м²] в элементах конструкции от формы колебаний L10 -SD: а) сейсмоизолированное здание; б) не сейсмоизолированное здание; в) график распределения напряжений.

Сравнение результатов расчета сейсмоизолированного здания и здания без ССИ подтверждает эффективность сейсмоизоляции здания, т.к. при установке под фундаментом здания ССИ нормальные напряжения в элементах конструкции (рис. 3.31 – рис. 3.35) снижаются в среднем на 30%.

3.3.4.4. Армирование вертикальных элементов конструкции

Исходные данные для подбора арматуры в 1 группах(колонны):

модуль армирования: стержень 3D;
 расстояние до центра тяжести растянутой арматуры: $A_1=A_2=45$ мм;
 коэффициенты расчётной длины: 1,0;
 коэффициенты учета сейсмического воздействия: 1,0;
 признак статической определимости: неопределенная;
 бетон: тяжелый, В40;
 коэффициент условий твердения: 1,0;
 учет нагрузок длительного действия G_{b1} : 0,9;
 результирующий коэффициент без G_{b1} : 1,0;
 арматура продольная: А500, коэффициент условий работы: 1,0;
 арматура поперечная: В500, коэффициент условий работы: 1,0;
 максимальное количество угловых стержней: 1;
 максимальный процент армирования: 10%;
 минимальное заданное армирование: $N=3$, $AS_1=AS_2=30$ см²; $AS_3=AS_4=10$ см²;
 $ASW_1=ASW_2=2$ см²; шаг хомутов 20 см (аналог симметричного армирования 8d36, по 3 стержня у каждой грани колонны, поперечная арматура 3d10 в двух направлениях с шагом 20 см);

Исходные данные для подбора арматуры в 2 группах(диафрагмы):

модуль армирования: плита, оболочка;
 расстояние до центра тяжести растянутой арматуры: $A_1=A_3=35$ мм;
 коэффициенты учета сейсмического воздействия: 1,0;
 признак статической определимости: неопределенная;
 бетон: тяжелый, В25;
 коэффициент условий твердения: 1,0;
 учет нагрузок длительного действия G_{b1} : 0,9;
 результирующий коэффициент без G_{b1} : 1,0;
 арматура продольная: А500, коэффициент условий работы: 1,0;
 арматура поперечная: В500, коэффициент условий работы: 1,0;
 максимальный процент армирования: 2%;
 минимальное заданное армирование: $N=1$, $AS_1=AS_2=AS_3=AS_4=4,5$ см²; $ASW_1=ASW_2=0$
 (аналог симметричного армирования 5d12 на п.м. в двух направлениях в верхней и нижней зонах плиты, поперечная арматура отсутствует);
 категория трещиностойкости: ограниченная ширина раскрытия трещин;
 допустимая ширина непродолжительного раскрытия трещин: 0,4 мм;
 допустимая ширина продолжительного раскрытия трещин: 0,3 мм;
 диаметр стержней продольной арматуры: 12 мм;
 диаметр стержней поперечной арматуры: 8 мм.

Проверка трещиностойкости не производится, т.к. при обычной эксплуатации трещины не образуются, а при особых воздействиях ширину раскрытия трещин допускается не учитывать.

Результаты по подбору армирования 1 группы (рис. 3.36 – рис. 3.37):

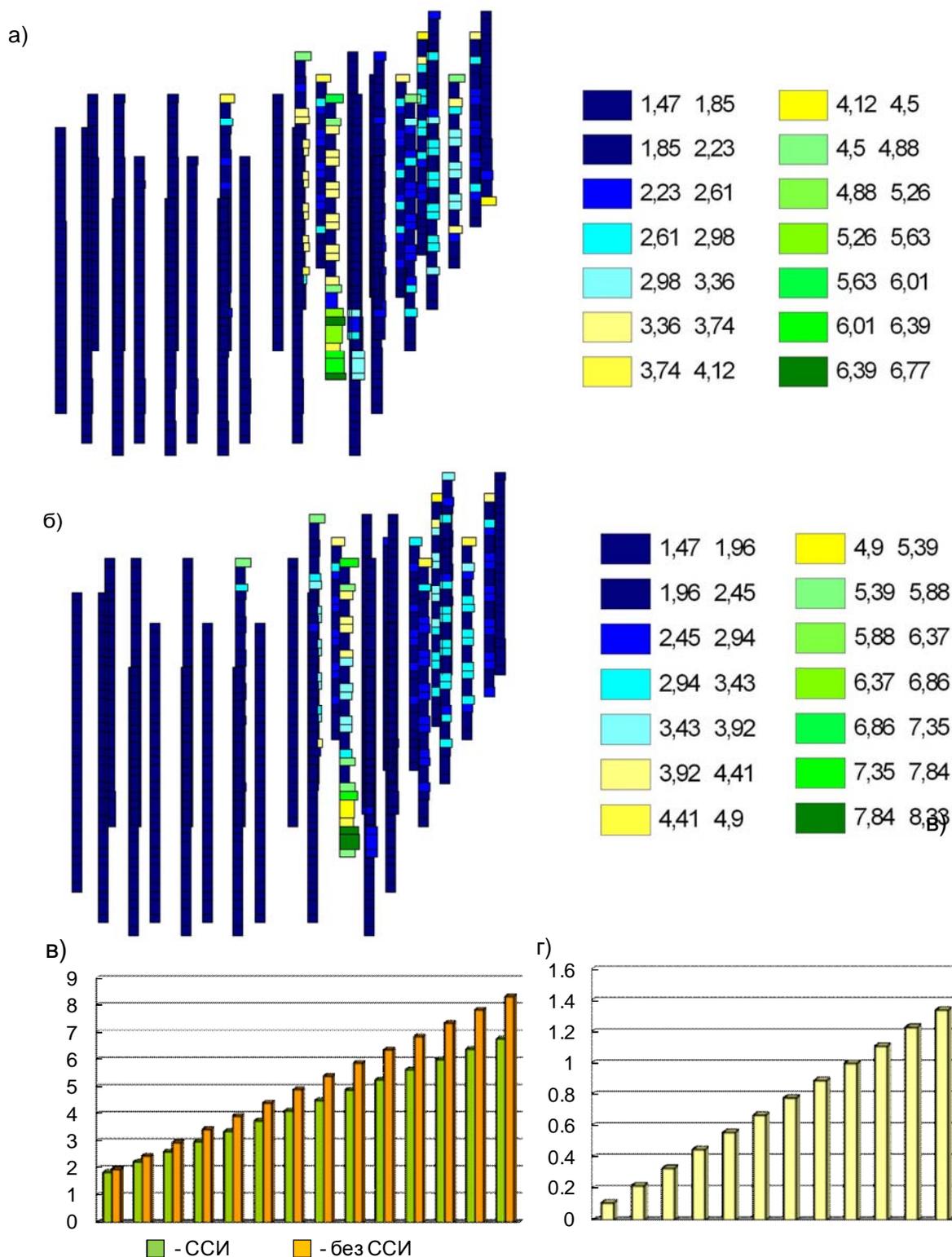


Рис.3.36. Армирование колонны A_{s1} [см^2]: а) сейсмоизолированное здание; б) не сейсмоизолированное здание; в) график армирования колонны A_{s1} [см^2] с сейсмоизоляцией и без изоляции; г) разница армирования A_{s1} .

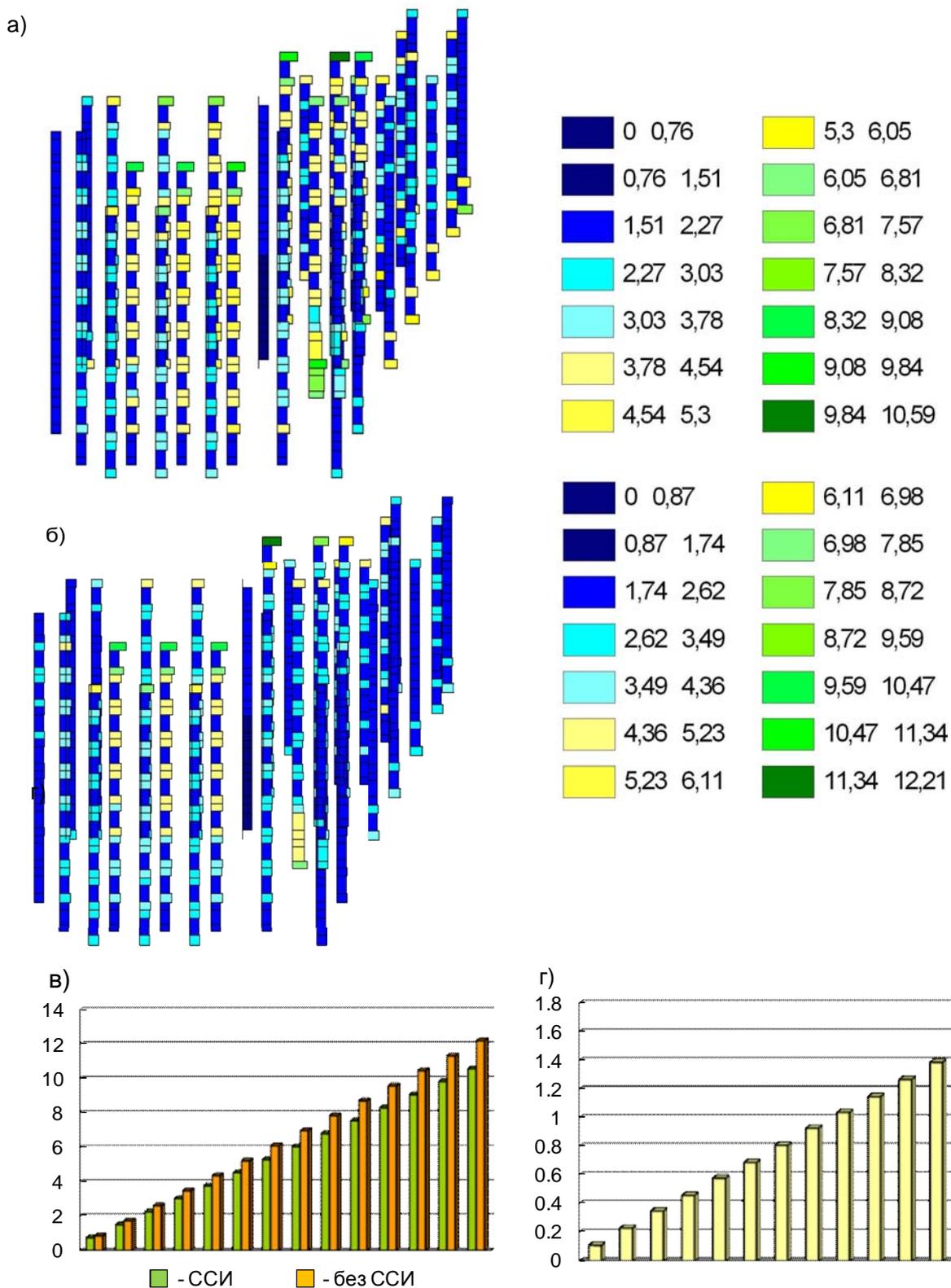
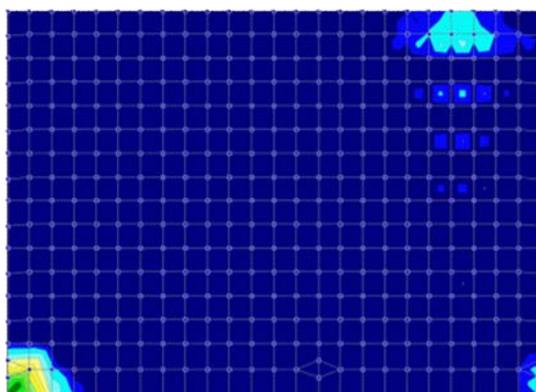


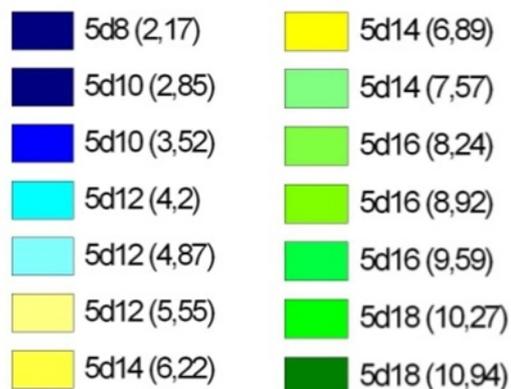
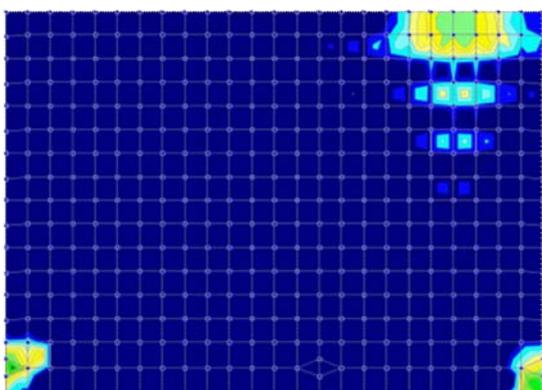
Рис.3.37. Армирование колонны A_{s3} [см²]: а) сейсмоизолированное здание; б) не сейсмоизолированное здание; в) график армирования колонны A_{s3} [см²] с сейсмоизоляцией и без изоляции; г) разница армирования A_{s3} .

Результаты по подбору армирования 2 группы (рис. 3.38 – рис. 3.41):

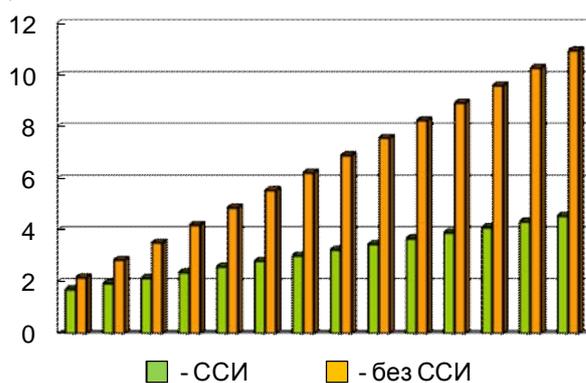
а)



б)



в)



г)

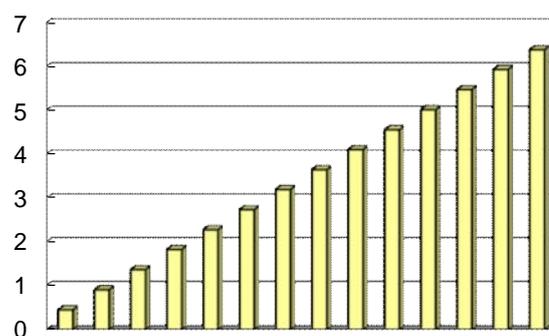


Рис.3.38. Армирование диафрагмы A_{s1} [см²]: а) сейсмоизолированное здание; б) не сейсмоизолированное здание; в) график армирования диафрагмы A_{s1} [см²] с сейсмоизоляцией и без изоляции; г) разница армирования A_{s1} .

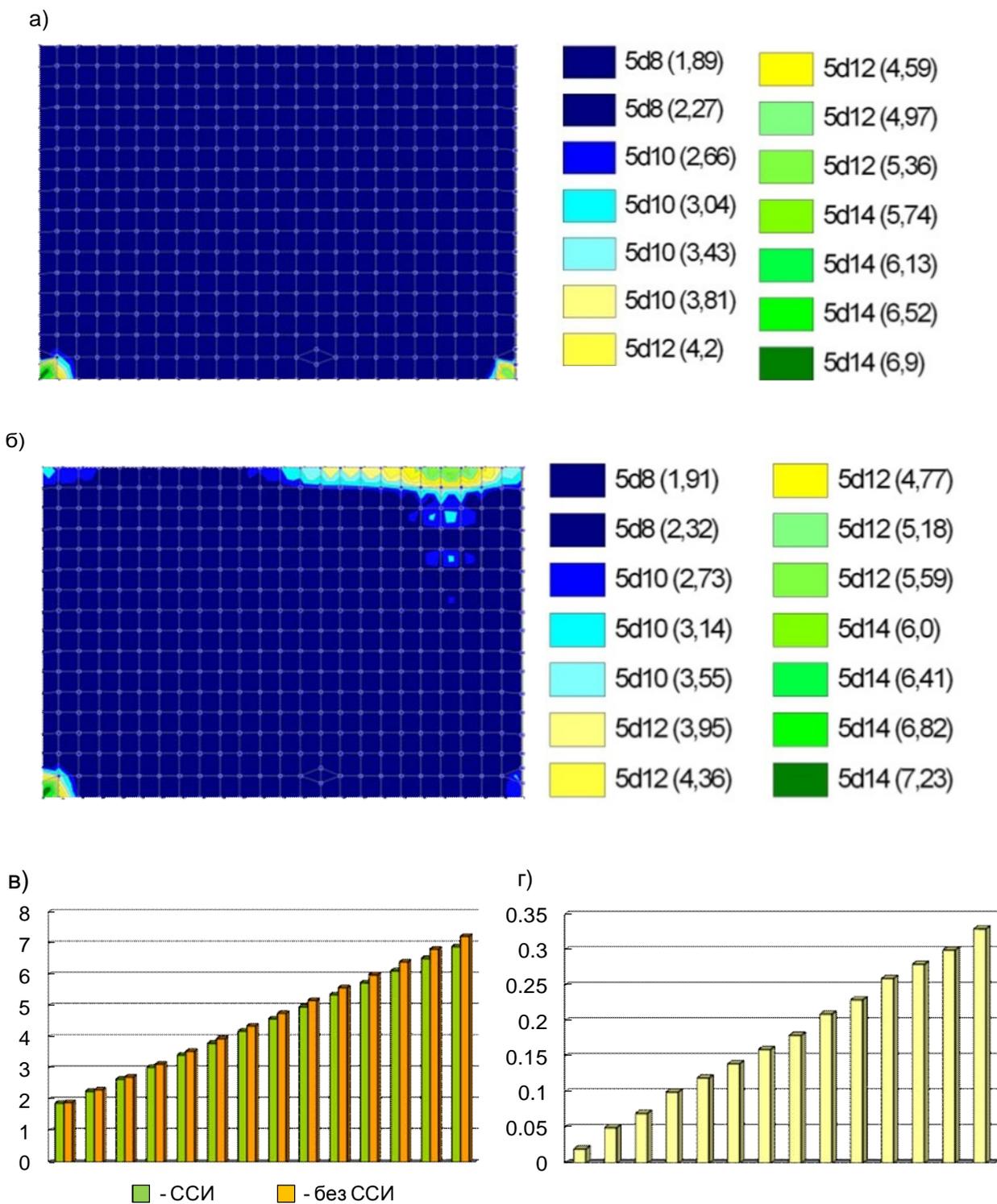
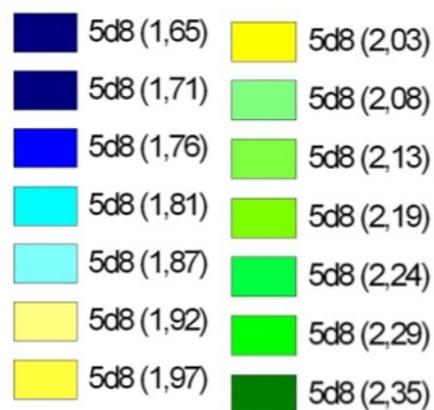
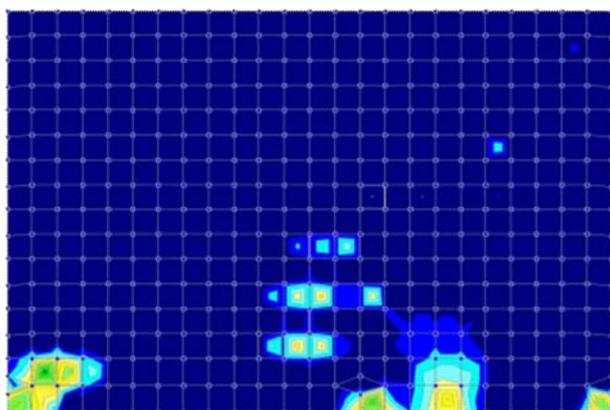
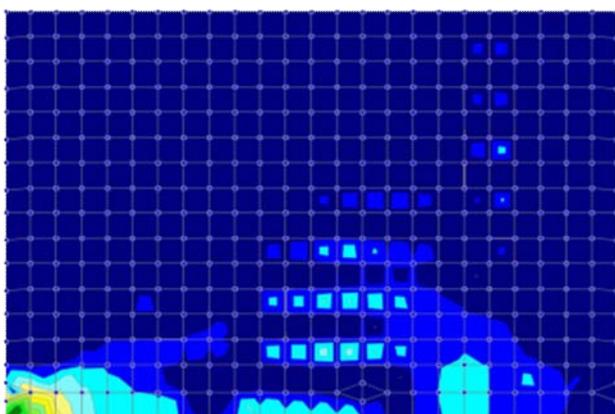


Рис.3.39. Армирование диафрагмы A_{s2} [см²]: а) сейсмоизолированное здание; б) не сейсмоизолированное здание; в) график армирования диафрагмы A_{s2} [см²] с сейсмоизоляцией и без изоляции; г) разница армирования A_{s2} .

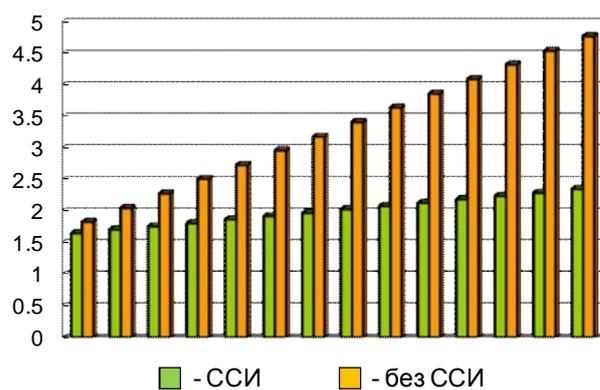
а)



б)



в)



г)

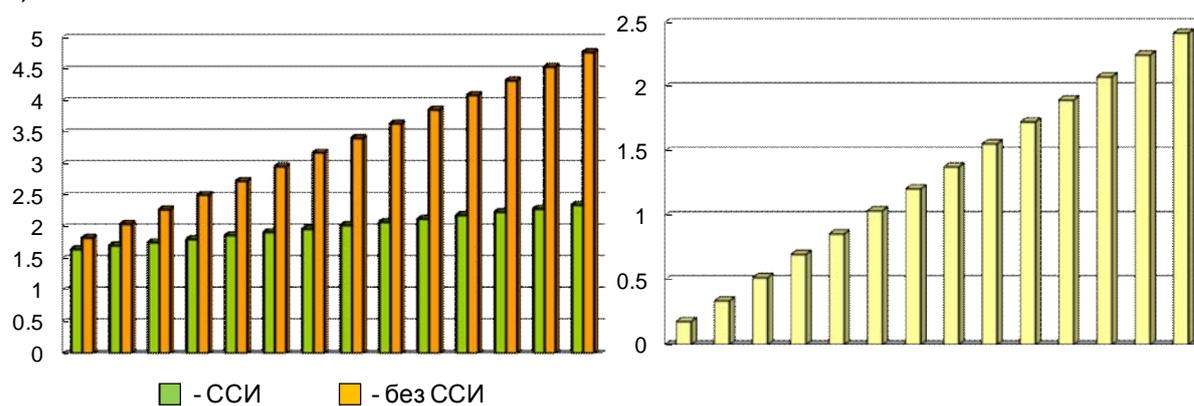
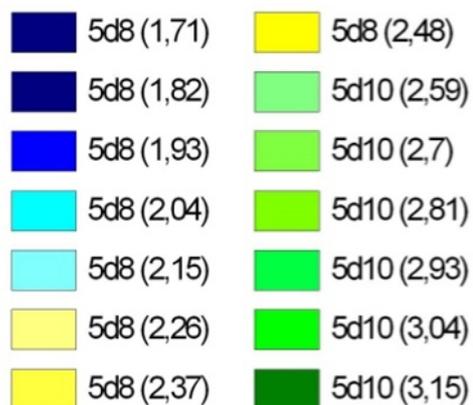
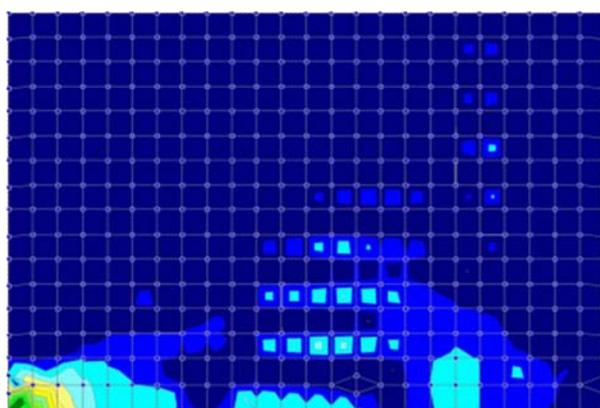
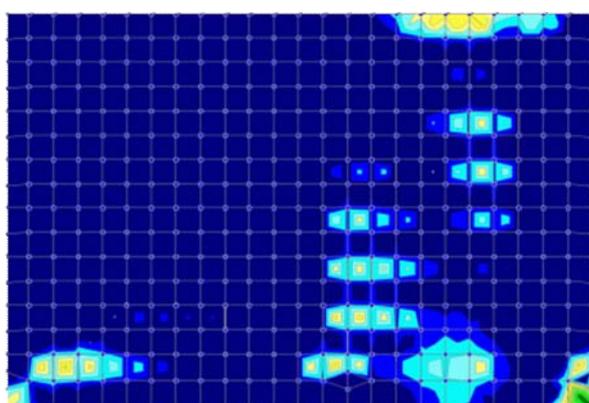


Рис.3.40. Армирование диафрагмы A_{s3} [см²]: а) сейсмоизолированное здание; б) не сейсмоизолированное здание; в) график армирования диафрагмы A_{s3} [см²] с сейсмоизоляцией и без изоляции; г) разница армирования A_{s3} .

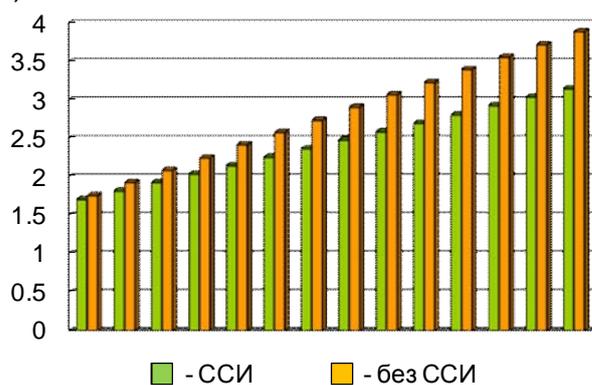
а)



б)



в)



г)

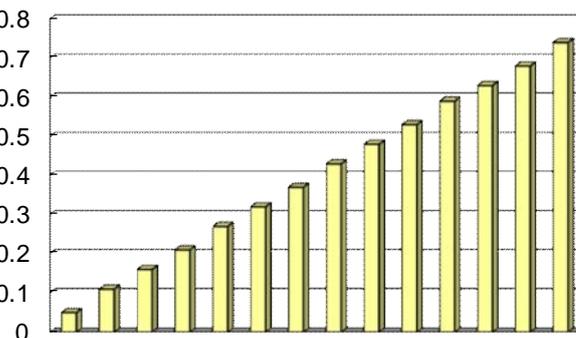


Рис.3.41. Армирование диафрагмы A_{s4} [см²]: а) сейсмоизолированное здание; б) не сейсмоизолированное здание; в) график армирования диафрагмы A_{s4} [см²] с сейсмоизоляцией и без изоляции; г) разница армирования A_{s4} .

3.4. Выводы по главе

В данной главе подробно рассматривался такой вид сейсмоизоляции, как система скользящего пояса, произведен сравнительный расчет с целью удостоверения сейсмоизоляционных свойств.

1. Предложено конструктивное решение, системы сейсмоизоляции, исключаящие недостатки аналогичных систем (обеспечить возможность перемещения здания на величину смещения основания во время землетрясения, при этом сохранить пространственную жесткость сейсмоизолированной конструкции).
2. Разработана методика конечно-элементного моделирования сейсмоизолированного здания с применением фторопласта-4 и подтверждена адекватность работы модели механизма сейсмоизоляции.
3. Показано что ведение в конструкцию фундамента механизма сейсмоизоляции позволяет снижать напряжения в конструкциях здания на 25-30%.
4. По результатам армирования колонны и диафрагмы можно отметить следующее, в конструкцию фундамента механизма сейсмоизоляции позволяет сокращать расход арматуры, что делает конструкцию здания более экономичной.

Внедрение результатов исследования

На Инженерно-строительном факультете СПбГПУ как элемент общей научно-исследовательской работы при исследовании конструкций систем сейсмоизоляции и результаты проделанной работы открыты для других исследователей этого направления.

Результаты работы внедрены в ООО «Коллаж Студия – Дизайн Технологии» и будут внедрены в ПНИПКУ «Венчур» при проектировании сейсмостойких конструкций зданий.

Заключение

Данное исследование посвящено современному методу антисейсмического усиления, а именно сейсмоизоляционным скользящим поясам. Однако, рассмотрение столь сложной темы требует введения в науку сейсмостойкого строительства, поэтому первые главы посвящены инженерной сейсмологии, влиянием грунтовых условий, теориям возникновения динамических расчетов.

Анализ имеющихся патентов, статей и публикаций по данной теме показывает, что результатов по исследованию сейсмоизолированных конструкций не достаточно. Так же недостаточно проработана методика моделирования ССИ.

В связи с этим была сформулированы задачи:

- Разработать конструктивное решение обеспечивающее возможность перемещения здания, на величину смещения основания во время землетрясения.
- Методика расчета скользящего фторопластного пояса, в.т.ч. определение величины уклона и длины наклонных поверхности с помощью статического и динамического анализа.
- Построить модели сейсмоизолированного здания и аналогичного без системы сейсмоизоляции в ПК SCAD Office.
- Подтвердить адекватность работы модели механизма сейсмоизоляции.
- Получить напряжения в элементах конструкций и провести их анализ.
- Подтвердить факт снижения напряжений в элементах конструкции.
- Оценить последствия разрушения несейсмоизолированной конструкции после землетрясения.
- Внедрить полученные данные.

На примере многоэтажного здания Бинез-центра, строящегося на площадке с сейсмической активностью 9 баллов в Улан-Удэе. В работе для оценки эффективности ССИ были построены две такие модели одна включающая в себя механизм сейсмоизоляции и аналогичная геометрически и физически без него.

Конструктивно, сейсмоизоляция, выполнена в виде верхнего и нижнего опорных элементов, между которыми размещен изолирующий слой фрикционных материалов. Устройство должно обеспечивать возврат конструкции сместившейся в результате сейсмического толчка, в начальное положение устойчивого равновесия, за счет возникновения гравитационной восстанавливающей силы.

Подобные конструкции были разработаны ЦНИИСК имени В.А. Кучеренко для подвижных опор мостов[34]. Проанализировав вышеупомянутые конструктивные решения, были разработаны, применительно для механизма сейсмоизоляции, и включены в конструкцию сейсмоизолирующего фундамента гравитационные механизмы возврата, обеспечивающие возврат здания в исходное положение и препятствующие горизонтальному смещению здания от статических нагрузок.

Полученные результаты расчетов показали, что в здании сейсмоизолированном скользящим поясами по сравнению со зданием без ССИ во время динамического воздействия перемещения меньше, частоты ниже, периоды колебаний больше, то есть проявились сейсмоизоляционные свойства.

Полученные результаты требуют, несомненно, экспериментальной базы, однако такая работа не была проведена из-за высокой стоимости испытаний. Тем не менее,

полученные результаты не противоречат имеющимся представлениям по характеру напряженно-деформированного состояния конструкций и общепринятым физическим представлениям.

Результатами работы являются следующие выводы:

- Разработано конструктивное решение обеспечивающее возможность перемещения здания, на величину смещения основания во время землетрясения, сохраняя при этом пространственную жесткость сейсмоизолированной конструкции.

- Показано что ведение в конструкцию фундамента механизма сейсмоизоляции позволяет снижать напряжения в конструкциях здания.

- По результатам армирования колонны и диафрагмы можно отметить следующее, в конструкцию фундамента механизма сейсмоизоляции позволяет сокращать расход арматуры, что делает конструкцию здания более экономичной.

- Результаты внедрены в ООО «Коллаж Студия – Дизайн Технологии» для проектирования многоэтажных жилых зданий и сооружений в КНР, также рекомендуется применение ССИ на территории с площадкой сейсмичности 7-9 баллов.

Задачей дальнейших исследований является испытание такой конструкции на практике, получение опытных данных и сравнение их с численным методом расчета.

Список использованных источников

1. Жунусов Т.Ж. Основы сейсмостойкости сооружений. —Алма-Ата: РАУАН, 1990. —270 с.
2. Немчинов Ю.И. Сейсмостойкость зданий и сооружений. —Киев: 2008. —480 с.
3. Уздин А.М. и др. Основы теории сейсмостойкости и сейсмостойкого строительства зданий и сооружений. СПб: Изд-во ВНИИГ им. Б. Е. Веденеева, 1993. — 176 с.
4. Гаскин В.В., Иванов И.А. Сейсмостойкость зданий и транспортных сооружений. Учебное пособие. - Иркутск: ИрГУПС, 2005. - 76 с.
5. Чэнь Уао. Изучение проблемы сейсмоизоляции зданий и сооружений. SILICON VALLEY 2010, (8) – С. 26-28.
6. Саваренский Е.Ф., Кирнос Д.П. Элементы сейсмологии и сейсмометрии.—М.:Гос. изд-во техн. —теорет. лит-ры, 1955.
7. Гутенберг Б., Рихтер К. Сейсмичность Земли: Пер. с англ. —М.:Гос. изд-во техн. —теорет. лит-ры, 1948.
8. Бунэ В.И. Опыт использования энергетических характеристик землетрясений при изучении сейсмичности Таджикистана. Изв. АН Тадж. ССР, отд.естеств.наук, вып.23,1957.
9. Медведев С.В., Карапетян Б.К., Быховский В.А. Сейсмические воздействия на здания и сооружения. Руководство по проектированию сейсмостойких зданий и сооружений, Т.1. —М.: Стройиздат, 1968. —192 с.
10. Шебалин Н.В. Очаги сильных землетрясений на территории СССР. —М.: Изд-во Наука, 1974. —54 с.
11. Медведев С.В. Инженерная сейсмология. —М.: Госстройиздат, 1962. —284 с.
12. Штейнбругге К. Моран Д. Инженерный анализ последствий землетрясений 1952 г. в Южной Калифорнии (пер.с англ. и ред. В.А.Быховского). —М.: Госстройиздат, 1957. —273 с.
13. Поляков С.В. Сейсмостойкие конструкции зданий. —М.: Изд-во Высшая школа, 1969. —336 с.
14. Ташкентское землетрясение 26 апреля 1966 года. —Ташкент: Изд-во ФАН Узбекской ССР, 1971.
15. Поляков С.В. Последствия сильных землетрясений —М.: Стройиздат, 1978. —331 с.
16. Друмя А.В., Шебалин Н.В. Землетрясение: где, когда, почему? —Кишинев: Штиинца, 1985. —196 с.
17. Расулов Х.З. Сейсмостойкость грунтовых оснований. —Ташкент: Изд-во Узбекистан, 1984. —192 с.
18. Пучков С.В. Закономерности колебаний грунта при землетрясении. —М.: Изд-во Наука, 1974. —120 с.
19. Медведев С.В., Шебалин Н.В. С землетрясением можно спорить. —М.: Изд-во Наука, 1967. —132 с.
20. Сейсмическое районирование СССР./ Под ред. С.В.Медведева. —М.: Изд-во Наука, 1968. —476 с.
21. Харитонов О.М., Костюк О.П., Кутас В.В., Пронишин Р.С., Руденская И.М. Сейсмичность территории Украины. —Геофизический журнал. —Том 18. —№ 1. —1996. —С. 3-15.
22. Пустовитенко Б.Г., Кульчицкий В.Е., Горячун А.В. Землетрясения Крымско-Черноморского региона(инструментальный период наблюдений 1927-1986г.г.). —Киев: Наукова думка, 1990. —190.
23. Динамический расчет сооружений на специальные воздействия. Справочник. М.,1981.
24. Завриев К.С. Расчет инженерных сооружений на сейсмостойкость. Известия Тифлисского политехнического института, 1928.
25. Корчинский И.Л. Сейсмические нагрузки на здания и сооружения. — М.: СИ, 1959.
26. Корчинский И.Л. Расчет сооружений на сейсмические воздействия. Научное сообщение ЦНИПС, вып. 14. —М.: Госстройиздат, 1954.

27. Корчинский И.Л., Поляков С.В., Быховский В.А., Дузинкевич С.Ю., Павлык В.С. Основы проектирования зданий в сейсмических районах. —М.: Госстройиздат, 1961. —488 с.
28. Назаров А.Г. Метод инженерного анализа сейсмических сил. — Еруван: Изд-во АН Армянской ССР, 1959. —286 с.
29. Назаров А.Г. Метод построения инструментальной теории сейсмостойкости. ДАН Арм. ССР, т.II, №5, 1954.
30. Карапетян Б.К. Многомятниковые сейсмометры и результаты их применения в инженерной сейсмологии. — Еруван: Айпетрат, 1963. —179 с.
31. Напетваридзе Ш. Г. Вопросы теории сейсмостойкости сооружений. — АН Грузинской ССР. — Тбилиси, 1953.
32. Рассказовский В.Т. К вопросу определения сейсмических нагрузок, действующих на жесткие сооружения. Изв. АН Узбекской ССР, серия техн. наук, 1995, №5.
33. Рассказовский В.Т. Основы физических методов определения сейсмических воздействий. — Ташкент: ФАН, 1973. —160 с.
34. Хачиян Э.Е. Некоторые прикладные задачи теории сейсмостойкости сооружений/Научные сообщения АИСМ, вып.3. — Еруван: Полиграфкомбинат Минкультуры Арм.ССР, 1963. —128 с.
35. Хачиян Э.Е. Сейсмические воздействия на высотные здания и сооружения. — Киев: Изд-во Будивельник, 1973.—328 с.
36. Корчинский И.Л., Бородин Л.А., Гроссман А.Б., Преображенский В.С., Ржевский В.А., Ципенюк И.Ф., Шепелев В.Ф. Сейсмостойкое строительство зданий —М.: Изд-во Высшая школа, 1971. —320 с.
37. Быховский В.А., Поляков С.В., Рассказовский В.Т., Чураян А.Л. Об изменениях и дополнениях к главе СНиП II — А.12.62. Строительство в сейсмических районах. — В кн.: Труды ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко Сейсмостойкость зданий и инженерных сооружений / под ред. проф. В.А. Быховского. —М.: Стройиздат, 1967. —С. 10-16.
38. Аубакиров А. Т. «Совершенствование методов расчета и конструирования зданий и сооружений возводимых в сейсмических районах».
39. Чылбак, А.А. Обоснование необходимости повышения сейсмостойкости зданий в условиях Республики Тыва / А.А. Чылбак. // Актуальные проблемы современного строительства: 59-я Междунар. науч.-техн. конф. молодых ученых : сб. докл. / С.-Петерб. гос. архитектур.-строит. ун-т. – СПб, 2006. – Ч.1. – С. 74-76.
40. Чылбак, А.А. Рациональное проектирование сейсмозащиты с учетом нелинейности опор / А.А. Чылбак. // Математическое моделирование в механике деформируемых тел и конструкций. Методы граничных и конечных элементов: труды XXII Междунар. конф.: сб. трудов. / СПб: 24-27 сентября 2007 г. – Том 2. – С. 387-392.
41. Чылбак А. А. Оценка сейсмической опасности Республики Тыва / А.А. Чылбак. // Научные труды Тывинского государственного университета. Вып. V Том. I. – Кызыл: Изд-во ТывГУ, 2008. – С. 31-33.
42. Чылбак, А. А. Исследование НДС крупнопанельного здания на сейсмическое воздействие / А.А. Чылбак. // Актуальные проблемы современного строительства : 61-я Междунар. науч.-техн. конф. молодых ученых : сб. докл. / СПбГАСУ. – СПб, 2008. – Ч. 1. – С. 108-111.
43. Арутюнян А.Р. Современные методы сейсмоизоляции зданий и сооружений // Инженерно – строительный журнал, №3(13), 2010 – СПб.: СПбГПУ, 2010.
44. Барчевская М.В., Сахарова В.В. Оценка эффективности применения податливых опорных частей для повышения сейсмостойкости автодорожных мостов. // Экспресс-информация. ВНИИИС. Сер.14. Сейсмостойкое строительство, 1995, Вып.5, с.12-19.
45. Сейсмоизоляция и адаптивные системы сейсмозащиты. – М.: Наука, 1983.
46. Поляков В.С. К вопросу об эффективности гасителей колебаний при сейсмических воздействиях. – Ж. Строительная механика и расчет сооружений, 1980, №5.
47. Присоединенные динамические системы, как гасители колебаний. В справочнике «Прочность, устойчивость, колебания», т.3, с.331-341.

48. Смирнов В.И. Сейсмоизоляция зданий и сооружений. // Промышленное и гражданское строительство, Болотин В.В. Статистическая теория сейсмостойкости сооружений // Изв. АН СССР. ОТН. Механика и машиностроение. 1959, № 4, с.123-129.
49. Поляков, С.В. Опыт возведения зданий с сейсмоизолирующим скользящим поясом в фундаменте / С.В. Поляков, Л.Ш. Килимник, Л.Л. Солдатова. -М.: Стройиздат, 1984. – 32 с.
50. Солдатова Л.Л. Исследование работы двухмассовой модели здания с сейсмоизоляционным скользящим поясом. – В кн.: Сейсмостойкое строительство. Серия XIV, вып. 5, 1979.
51. Жунусов Т.Ж., Шахнович Ю.Г., Горовин И.Г., Королев А.Н. Экспериментальные исследования железобетонного каркаса с безбалочными перекрытиями на сейсмоизолирующих опорах. Экспресс-информация ВНИИС Госстроя СССР. Серия XIV, вып.7, 1984.
52. Жунусов Т.Ж., Шахнович Ю.Г., Горовин И.Г., Королев А.Н. Исследования каркасного здания на сейсмоизолирующих опорах. – Ж. Бетон и железобетон, №7, 1985.
53. Рекомендации по проектированию зданий с сейсмоизолирующим скользящим поясом и динамическими гасителями колебаний. – М. 1984.
54. Солдатова Л.Л. Жумуков С.Ж. Динамическая реакция жесткой модели здания больницы с сейсмоизолирующими скользящими опорами. // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. 2006. №1. С.28-31.
55. Ден-Гартог Дж.П. Механические колебания. – М.: Наука, 1960.
56. Бидерман В.Л. Теория механических колебаний. – М.: Высшая школа, 1980.
57. Жунусов Т.Ж., Курекеев А.К. и др. Стандарт для оценки сейсмической опасности по инструментальным данным. Строительные нормы Республики Казахстан. СНРК В.1-3-98. Алматы, 1998.
58. Айзенберг Я. М. Адаптивные системы сейсмической защиты сооружений. М.: Наука, 1978. –246 с.
59. Лядский В. А. Сейсмоизоляция общественных зданий с элементами фторопласта в конструкции фундамента. Диис. маги. техники и технологии строительства. Спб, 2009.
60. СНиП 2.01.07-85*. Нагрузки и воздействия. М., 2004.
61. СНиП 11-7-81 Строительство в сейсмических районах.
62. ГОСТ 10007-80 ФТОРОПЛАСТ-4. Технические условия. Изд-во стандартов. М. государственный стандарт СССР.