

Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение высшего
образования
«ПЕТЕРБУРГСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ УНИВЕРСИТЕТ ПУТЕЙ СООБЩЕНИЯ
ИМПЕРАТОРА АЛЕКСАНДРА I»

На правах рукописи



НАЗАРОВА ШОХИСТА ШУКУРИЛЛА КИЗИ

**Оценка сейсмостойкости сооружений при проектировании сценариев
накопления повреждений**

Специальность: 2.1.9. Строительная механика

ДИССЕРТАЦИЯ

на соискание ученой степени кандидата технических наук

Научный руководитель:
доктор технических наук,
профессор Уздин А.М.

Санкт-Петербург - 2024

ОГЛАВЛЕНИЕ

ВВЕДЕНИЕ.....	4
1. АНАЛИЗ СОСТОЯНИЯ ИССЛЕДУЕМОГО ВОПРОСА, ЦЕЛИ И МЕТОД ИССЛЕДОВАНИЯ.....	14
1.1. Краткий очерк развития теории сейсмостойкости.....	14
1.2. Развитие многоуровневого проектирования и его применения в сейсмостойком строительстве.....	17
1.3. Существующие методы расчета сейсмостойкости сооружений при различных уровнях воздействий.....	23
1.4. Цель и методы исследования.....	32
2. РАЗРАБОТКА МЕТОДОВ ОЦЕНКИ УРОВНЯ СЕЙСМИЧЕСКОГО ВОЗДЕЙСТВИЯ ДЛЯ РАЗЛИЧНЫХ ПРЕДЕЛЬНЫХ СОСТОЯНИЙ.....	35
2.1. Задания уровня расчетного воздействия в баллах в зависимости от повторяемости предельных состояний.....	35
2.2. Методика и программа расчета уровней сейсмического воздействия для сооружений разной степени ответственности.....	43
2.2.1. Определение расчетной балльности.....	44
2.2.2. Определение PGA.....	45
2.2.3. Определение поправки на преобладающий период воздействия... ..	46
2.3. Анализ уровней расчетного воздействия для различных предельных состояний и ситуационной сейсмичности.....	47
2.4. Выводы по главе 2.....	50
3. РАЗБОРКА МЕТОДОВ РАСЧЕТА НА ПРОЕКТНОЕ ЗЕМЛЕТРЯСЕНИЕ	53
3.1. Особенности системы расчетных коэффициентов для расчета сооружений на ПЗ по ЛСТ.....	53
3.1.1. Предельные состояния для расчета на действие ПЗ.....	54
3.1.2. Задание расчетных воздействий для моделирования ПЗ.....	56
3.2. Критерии сейсмостойкости при расчете сооружений на действие ПЗ... ..	57
3.2.1. Оценка сейсмической нагрузки.....	58
3.3. Некоторые примеры расчета сооружения на действия ПЗ.....	62

3.4 Выводы по главе 3.....	68
4. РАСЧЕТ СООРУЖЕНИЯ НА УМЕРЕННЫЕ И СИЛЬНЫЕ ЗЕМЛЕТРЯСЕНИЯ.....	70
4.1. Возможности расчета на действие МРЗ и УЗ на основе линейно- спектральной теории.....	70
4.2. Расчет сооружения на действие МРЗ с использованием акселерограммы.....	76
4.2.1. Задание сейсмического воздействия.....	77
4.2.2. Расчет сооружения на заданные воздействия.....	85
4.2.3. Анализ результатов с принятием решения о необходимой степени усиления.....	85
4.3. Энергетические методы оценки сейсмостойкости на действие МРЗ.....	87
4.4. Выводы по главе 4.....	93
5. ПРОЕКТИРОВАНИЕ СЦЕНАРИЕВ НАКОПЛЕНИЯ ПОВРЕЖДЕНИЙ....	96
5.1. Конструкции с заданными параметрами предельных состояний.....	96
5.2. Примеры построения сценариев накопления повреждений по результатам многоуровневого проектирования.....	98
5.3. Выводы по главе 5.....	107
ЗАКЛЮЧЕНИЕ.....	108
СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ.....	111
ПРИЛОЖЕНИЕ.....	120

ВВЕДЕНИЕ

Актуальность темы. Значительная часть урбанизированных территорий во всем мире расположена в высокосейсмичных районах. В России сейсмически опасными являются около четверти всей территории. В Узбекистане около 55% территории республики подвержены сильным землетрясениям. В связи с этим, вопросам сейсмостойкого строительства, уделяется большое внимание. В настоящее время сложилась концепция, согласно которой, при сильных землетрясениях допускаются серьезные повреждения застройки, а требования сейсмостойкости должны обеспечить сохранность жизни людей и ценного оборудования. По мере развития теории и практики сейсмостойкого строительства требование к сейсмостойкости сооружений уточняются. В настоящее время в мире складывается подход многоуровневого проектирования. При этом рассматривается минимум 2 уровня обеспечения сейсмостойкости, это - сохранность жизни людей и ценного оборудования при редких и сильных землетрясениях и обеспечение нормальной эксплуатации объектов при частых и относительно слабых землетрясениях. Однако многие специалисты приходят к выводу, что и этих требований недостаточно. В нормах Франции и Италии рассматривается уже 4 предельных состояний. В мировой практике развивается подход проектирования поведения сооружения при землетрясении получившее в литературе обозначение PBD (Performance Based Designing – проектирование базирующаяся на поведении). В перспективе этот подход должен перейти в проектирование сценариев накопления повреждений в сооружении. Такой подход требует развития расчетного обоснования сейсмостойкости сооружений. Именно этому вопросу посвящается настоящая диссертационная работа, что определяет ее актуальность.

Степень разработанности темы исследования. Современное состояние теории сейсмостойкости сложилось исторически, собрав по пути своего развития множество ошибок и заблуждений. Основные проблемы развития сейсмостойкого строительства связаны с заданием сейсмического воздействия. Как хорошо известно, пиковое ускорение грунта, или PGA (peak ground acceleration), было

определено для 9-балльных землетрясений японским ученым Омори в 1900 г, как 1 м/с^2 . Это ускорение вошло в первые нормы расчета сейсмостойкости сооружений. При этом расчеты по теории Омори удовлетворительно зарекомендовали себя: здания, запроектированные без антисейсмических мероприятий, разрушались при сильных землетрясениях, а здания, рассчитанные и запроектированные на действие землетрясения с $\text{PGA}=1 \text{ м/с}^2$ удовлетворительно перенесли эти землетрясения, хотя и имели определенные повреждения. Выдающийся японский ученый Киоджи Сюэхиро в 1923 году впервые замерил ускорение при 9-балльном землетрясении, и оно составило около 4 м/с^2 . Если это ускорение заложить в используемые в то время расчеты, то здания превратятся в бомбоубежища. Таким образом, в теории сейсмостойкости возникло противоречие между значениями расчетных и фактических ускорений. В начале второй половины прошлого века для смягчения этого противоречия в нормы разных стран вместо расчетного ускорения 1 м/с^2 (для 9 баллов) вводится произведение $A_g K_1$. Здесь A – ускорение основания в долях ускорения силы тяжести g , а K_1 – некоторый коэффициент, приводящий фактическое ускорение к расчетному. В литературе появились различные трактовки такой замены. Поскольку эти трактовки достаточно важны, мы приводим их ниже:

- 1) Трактовка, наиболее четко высказанная И.И. Гольденблатом, исходит из того, что мы производим расчет на некоторое слабое землетрясение. Ветровые, волновые, ледовые и другие нагрузки, принимаемые в расчет, имеют повторяемость раз в 100-300 лет. Поэтому нет смысла учитывать сейсмические воздействия с большей повторяемостью. Сильные землетрясения с повторяемостью раз в 1000-5000 лет имеют $\text{PGA}>4 \text{ м/с}^2$, но в расчет мы должны вводить более частые события с ускорениями $\text{PGA}= A_g K_1$. Таким образом, коэффициент K_1 это коэффициент перехода от сильного воздействия, имеющего на площадке строительства повторяемость раз в 1000-5000 лет, к относительно слабому воздействию с повторяемостью раз в 100-300 лет. Этот коэффициент не зависит от свойств сооружения, а зависит от сейсмологических условий на площадке строительства.

2) Вторая трактовка принята в Европе и США для актуализации отечественных норм, начиная с 1981 года. Согласно этой трактовке расчет проводится на сильное воздействие, но при этом должны повышаться допустимые нагрузки. Коэффициент K_1 является обратной величиной к коэффициенту повышения нагрузок. Эта величина определяется коэффициентом пластичности μ , если трактовать K_1 как отношение предела упругости по смещениям к предельным смещениям сооружения, то $K_1=1/\mu$. Чаще рассматривают K_1 как отношение соответствующих энергий. Такая оценка получена Ньюмарком

$$K_1 = \frac{1}{\sqrt{2\mu + 1}} \quad (1)$$

Важно, что коэффициент K_1 согласно этой трактовке не зависит от сейсмологических свойств площадки строительства, а полностью зависит от пластических свойств сооружения.

3) Третья трактовка, предложена основоположником линейно-спектрального метода (ЛСМ) в СССР профессором И.Л. Корчинским. Он также исходил из расчета на сильное воздействие. Но в качестве критерия сейсмостойкости рассматривал энергоемкость сооружения. Для разрушения сооружения необходимо совершить работу, а работа определяется не пиковыми значениями ускорений, а средней величиной пика. Тогда коэффициент K_1 представляет собой отношение среднего пикового ускорения к максимальному и не зависит от свойств сооружения.

До конца прошлого века принятие той или иной трактовки не имело значения. Проектировщики работали с объектами массового строительства в средних сейсмологических условиях. 4-5 этажные здания, рассчитанные на упругую работу при ускорениях основания $K_1 A_g$ при $K_1=0.25$ переносили сильные воздействия с ускорениями A_g без обрушения. Как отмечал И.И. Голденблат, - «мы усиливали здания так, чтобы они упруго воспринимали ускорения $K_1 A_g$. Для этого приходилось закладывать в конструкцию дополнительный бетон и арматуру, при этом мы надеялись, что эти бетон и арматура обеспечат неупругую

работу сооружения при редких сильных землетрясениях с повреждениями, но без обрушения. Опыт прошлых землетрясений подтверждал эту надежду».

Застройка новых территорий с высокой повторяемостью сильных воздействий и использование новых конструктивных решений сейсмозащиты привело к необходимости детального учета сформулированных гипотез. Например, сейсмоизолированные здания с фундаментами Ю.Д. Черепинского и А.В. Курзанова упруго работают при ускорениях основания до 2 м/с^2 , но могут упасть с опор и разрушиться при ускорениях 3 м/с^2 . Это значит, что коэффициент пластичности у них не 4, как закладывалось в нормы, а всего 1.5.

Разрешить сложившиеся противоречия удалось только в начале этого века, когда был предложен принцип многоуровневого проектирования сейсмостойких конструкций.

Целью диссертации является разработка методов оценки сейсмостойкости сооружений при многоуровневом проектировании и построении сценариев накопления повреждений от землетрясений с различной силы и повторяемости.

Для достижения поставленной цели потребовалось решить **следующие задачи**:

1. Разработать методику оценки уровня расчетной сейсмической нагрузки в зависимости от принятого предельного состояния;
2. Предложить критерии сейсмостойкости для предельных состояний различной повторяемости, прежде всего на действие проектного землетрясения (ПЗ) и максимально-расчетного землетрясения (МРЗ);
3. Усовершенствовать линейно-спектральную методику (ЛСМ) расчета сооружений на воздействие различной повторяемости;
4. Разработать предложения по расчету сооружений на воздействие заданное акселерограммой землетрясения различной силы и повторяемости;
5. Разработать предложения по многоуровневому расчету сооружений с заданными параметрами предельных состояний.

Объектом исследования являются методы расчета сейсмостойкости сооружений на воздействия различной силы и повторяемости.

Предметом исследования являются методы расчета сейсмостойкости при проектировании сценариев накопления повреждений в зданиях и сооружениях.

Научная новизна диссертации состоит в следующем:

- Разработана методика задания расчетного уровня сейсмического воздействия в зависимости от его повторяемости и ситуационной сейсмичности на площадке строительства, и при этом уточнена известная зависимость повторяемости землетрясения от его силы;
- Установлены уровни расчетного сейсмического воздействия для ПЗ и МРЗ для всех возможных вариантов ситуационной сейсмичности по картам ОСР;
- Сформулированы требования сейсмостойкости сооружений при воздействии ПЗ, включающее как требование по обеспечению прочности, так и по требованиям эксплуатационной надежности и психологическому воздействию на людей;
- Представлено обобщение расчетных нормативных формул ЛСМ для их использования при расчете на действие землетрясения различной силы и повторяемости;
- Предложен подход для оценки сейсмостойкости сооружений при действии МРЗ, основанный как на предельных неупругих перемещениях, так и на его энергоемкости;
- Предложена новая спектральная характеристика сейсмического воздействия – спектр повреждаемости сооружения;
- Обоснован переход на проектирование сооружений с заданными параметрами предельных состояний.

Методология и методы исследования. Для решения поставленных задач использовались методы математического моделирования сейсмических колебаний, строительной механики и динамики сооружений. Результаты исследований сопоставлялись с известными результатами расчетов других исследователей.

Теоретическая значимость диссертации состоит в разработке расчетных методов, обеспечивающих проектирования сценариев накопления повреждений в сейсмостойких конструкциях.

Практическая значимость диссертации обусловлена тем, что она позволяет поэтапное совершенствование нормативной базы сейсмостойкого строительства, первоначально для перехода на двух уровневое проектирование с использованием ПЗ и МРЗ и далее для перехода на многоуровневое проектирование и проектирование сценариев накопления повреждений.

Положения, выносимые на защиту:

1. При проектировании сценариев накопления повреждений для каждого предельного состояния необходимо назначать свой уровень расчетного воздействия, в зависимости от допустимой повторяемости предельного состояния и ситуационной сейсмичности на площадке строительства. При этом понятие целочисленного расчетного балла для расчета сооружения теряет смысл. Базовым для расчетов являются повторяемости принятых предельных состояний, который должен согласовывать собственник объекта;
2. Известная линейная зависимость между логарифмом повторяемости и силой землетрясения в баллах оказывается не вполне корректной. В работе предложены уточненные варианты такой зависимости;
3. При расчете на действие ПЗ основными являются требования обеспечения нормальной эксплуатации сооружения. В большинстве случаев условие прочности несущих элементов выполняются при ПЗ, и на первое место выходит требования работоспособности оборудования и психологического воздействия на людей. Для этого возникает необходимость построения поэтажных спектров ускорений и скоростей и их рассмотрение в различных октавных диапазонах.
4. ЛСМ может выступать в качестве основной методики для оценки сейсмостойкости, но вместо коэффициента K_1 необходимо использовать 2 коэффициента, это $K_{PЗ}$ (коэффициент расчетного

землетрясения) - переводящий пиковое значение PGA к расчетной величине с учетом повторяемости воздействия, и $K_{ПС}$ (коэффициент предельных состояний) - показывающий во сколько раз может быть превышена упругое смещение или работа сил пластического деформирования для заданного предельного состояния.

5. При оценке поведения сооружения на действие МРЗ наиболее эффективным представляется использование критерия энергоемкости сооружения, когда оценке подлежит работа сил пластического деформирования или повреждаемости. Для упругопластических систем следует использовать спектр работ сил пластического деформирования, предложенный ранее, а для систем с хрупкой диаграммой разрушения предлагается использовать спектр повреждаемости, предложенной в настоящей работе.
6. Сценарии накопления повреждений на действие сильного землетрясения можно реализовать при использовании конструкций с ЗППС. В этом случае, предельные состояния могут возникать в ограниченном числе известных элементов, для которых можно с высокой точностью задать диаграмму деформирования и которые определяют критерии предельных состояний сооружения в целом.

Область исследования соответствует паспорту научной специальности ВАК: 2.1.9. Строительная механика, а именно п. 7 «Теория и методы расчета зданий и сооружений в экстремальных ситуациях (землетрясения, ураганы, взрывы, пожары, аварии и так далее)».

Степень достоверности и апробации результатов. Достоверность результатов исследований подтверждается использованием апробированных методов динамики сооружений и опытом сейсмостойкого строительства. При обосновании уровня воздействия автор использует известные данные по значениям пиковых ускорений землетрясений, вошедших в действующий ГОСТ 2017 «Землетрясение. Шкала сейсмической интенсивности». Результаты

исследований соответствуют данным других авторов, имеющимся по отдельным вопросам, затронутым в диссертации.

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

- Научный семинар с международным участием, посвященный 110-летию со дня рождения О.А. Савинова. Санкт-Петербург, 3-6 февраля 2020г.

- Международная научно-практическая конференция «Проблемы прочности материалов и конструкций в транспортном строительстве», посвященная 175-летию со дня рождения Н.А. Белелюбского, Санкт-Петербург, 18-20.05.2021.

- XXIV межвузовская научно-практическая конференция «Современные направления развития технологии, организации и экономики строительства», ВИТУ, Санкт-Петербург, 08.04.2021.

- The International Scientific Conference Construction Mechanics, Hydraulics and Water Resources Engineering (autumn season) (CONMECHYDRO 2021 AS), 7-9 September, 2021

- Международная научно-практическая конференция «Железнодорожный транспорт и технологии (Railway Transport and Technologies, RTT- 2021)», Екатеринбург, 24-25 ноября 2021.

- 12th International Advances in Applied Physics & Materials Science Congress & Exhibition (APMAS 2022), Mugla, Turkey, 13-19 october 2022

Публикации. Основные научные результаты диссертации опубликованы в 18 научных работах, в том числе восемь в рецензируемых изданиях из перечня, размещенного на официальном сайте ВАК и пять статей в изданиях, входящих в международные базы цитирования Scopus и Web of Science. По материалам исследований получен один патент на полезную модель.

Структура и объем диссертационной работы

Диссертационная работа изложена на 120 страницах печатного текста, состоит из введения, 5 глав, заключения, списка использованной литературы, включающего 85 источников, в том числе 21 на иностранном языке. В работе представлено 38 рисунков, 20 таблиц и 38 формул.

Во введении обоснована актуальность диссертационной работы, сформулированы цель и задачи исследования, дана оценка научной и практической значимости диссертационной работы.

В первой главе представлен краткий обзор развития теории сейсмостойкости. Рассмотрено развитие многоуровневого проектирования в сейсмостойком строительстве, а также существующие методы расчета сейсмостойкости сооружений при различных уровнях воздействий

Во второй главе проанализирована связь расчетных пиковых ускорений, повторяемости воздействия и сейсмологических условий площадки строительства при проектировании сооружений с заданными параметрами предельных состояний. Введены изменения в методику расчета уровней сейсмического воздействия для сооружений разной степени свободы.

В третьей главе рассмотрены основные особенности расчета сооружений на действие проектного землетрясения по линейно-спектральной теории. Приведены критерии сейсмостойкости при расчете сооружений на действие проектного землетрясения. Отмечено, что для выполнения требований к оборудованию и безопасности людей при ПЗ возникает необходимость построения поэтажных велосиграмм и акселерограмм, а также их спектров.

В четвертой главе рассмотрены основные особенности расчета сооружений на действие умеренного и сильного землетрясения по линейно-спектральной теории. Приведен расчет сооружения на действия максимально расчетного землетрясения с использованием расчетной акселерограммы. Рассмотрены расчеты сооружений на действие МРЗ по энергоемкости сооружения с использованием спектров работ сил пластического деформирования. Введено понятие спектра повреждаемости воздействия.

В пятой главе рассмотрена необходимость использования конструкций с заданными параметрами предельных состояний (ЗППС) и отмечено существенное упрощение расчета таких конструкций. В качестве примера рассматриваются сценарии накопления повреждений в морском причале эстакадного типа. Отмечено, что при слабых воздействиях причал работает, как единое целое. А при

сильных воздействиях происходят отдельные колебания береговой и морской частей, взаимодействующих силами трения в соединении. При этом сваи не повреждаются, а в качестве повреждения выступает остаточная подвижка во фрикционно-подвижном соединении. После землетрясения подвижки легко устраняются, и причал занимает исходное положение.

В заключении изложены основные итоги выполненного исследования, сделаны предложения о возможных направлениях продолжения исследования.

1. АНАЛИЗ СОСТОЯНИЯ ИССЛЕДУЕМОГО ВОПРОСА

1.1 Краткий очерк развития теории сейсмостойкости

Современное состояние теории сейсмостойкости сложилось исторически, собрав по пути своего развития множество ошибок и заблуждений. Основные проблемы развития сейсмостойкого строительства связаны с заданием сейсмического воздействия. Как хорошо известно, пиковое ускорение грунта, или PGA (peak ground acceleration), было определено для 9-балльных землетрясений японским ученым Омори в 1900 г [83], как 1 м/с^2 . Это ускорение вошло впервые нормы расчета сейсмостойкости сооружений. При этом расчеты по теории Омори удовлетворительно зарекомендовали себя: здания, запроектированные без антисейсмических мероприятий, разрушались при сильных землетрясениях, а здания, рассчитанные и запроектированные на действие землетрясения с $\text{PGA}=1 \text{ м/с}^2$ удовлетворительно перенесли эти землетрясения, хотя и имели определенные повреждения. Выдающийся японский ученый Киоджи Сюэхиро в 1923 году впервые замерил ускорение при 9-балльном землетрясении, и оно составило около 4 м/с^2 [49]. Если это ускорение заложить в используемые в то время расчеты, то здания превратятся в бомбоубежища. Таким образом, в теории сейсмостойкости возникло противоречие между значениями расчетных и фактических ускорений. В начале второй половины прошлого века для смягчения этого противоречия в нормы разных стран вместо расчетного ускорения 1 м/с^2 (для 9 баллов) вводится произведение $A_g K_1$. Здесь A – ускорение основания в долях ускорения силы тяжести g , а K_1 – некоторый коэффициент, приводящий фактическое ускорение к расчетному. В литературе появились различные трактовки такой замены ускорений. Поскольку эти трактовки достаточно важны, мы приводим их ниже:

4) Трактовка, наиболее четко высказанная И.И. Гольденблатом, исходит из того, что мы производим расчет на некоторое слабое землетрясение [14]. Ветровые, волновые, ледовые и другие нагрузки, принимаемые в расчет, имеют

повторяемость раз в 100-300 лет. Поэтому нет смысла учитывать сейсмические воздействия с большей повторяемостью. Сильные землетрясения с повторяемостью раз в 1000-5000 лет имеют $PGA > 4 \text{ м/с}^2$, но в расчет мы должны вводить более частые события с ускорениями $PGA = AgK_1$. Таким образом, коэффициент K_1 это коэффициент перехода от сильного воздействия, имеющего на площадке строительства повторяемость раз в 1000-5000 лет, к относительно слабому воздействию с повторяемостью раз в 100-300 лет. Этот коэффициент не зависит от свойств сооружения, а зависит от сейсмологических условий на площадке строительства.

5) Вторая трактовка принята в Европе и США [33] и использована при актуализации отечественных норм, начиная с 1981 года [48]. Согласно этой трактовке расчет проводится на сильное воздействие, но при этом должны повышаться допустимые нагрузки. Коэффициент K_1 является обратной величиной к коэффициенту повышения нагрузок. Детальный анализ оценки величины K_1 имеется в [45, 47, 39, 53]. Эта величина определяется коэффициентом пластичности μ , если трактовать K_1 как отношение предела упругости по смещениям к предельным смещениям сооружения, то $K_1 = 1/\mu$. Чаше рассматривают K_1 как отношение соответствующих энергий. Такая оценка получена Ньюмарком [32]

$$K_1 = \frac{1}{\sqrt{2\mu + 1}} \quad (1.1)$$

Важно, что коэффициент K_1 согласно этой трактовке не зависит от сейсмологических свойств площадки строительства, а полностью зависит от пластических свойств сооружения.

6) Третья трактовка, предложена основоположником линейно-спектрального метода (ЛСМ) в СССР для расчета сейсмостойкости И.Л. Корчинским [24]. Он также исходил из расчета на сильное воздействие. Но в качестве критерия сейсмостойкости рассматривал энергоемкость сооружения. Для разрушения сооружения необходимо совершить работу, а работа определяется не пиковыми значениями ускорений, а средней величиной пика. Тогда коэффициент

K_1 представляет собой отношение среднего пикового ускорения к максимальному и не зависит от свойств сооружения.

Эти трактовки имели большое значение для становления современной теории сейсмостойкости. Вместе с тем до конца прошлого века принятие той или иной трактовки не имело значения. Проектировщики работали с объектами массового строительства в средних сейсмологических условиях. 4-5 этажные здания, рассчитанные на упругую работу при ускорениях основания $K_1 A_g$ при $K_1=0.25$ переносили сильные воздействия с ускорениями A_g без обрушения. Как отмечал И.И. Голденблат [14], мы усиливали здания так, чтобы они упруго воспринимали ускорения $K_1 A_g$. Для этого приходилось закладывать в конструкцию дополнительный бетон и арматуру, при этом мы надеялись, что эти бетон и арматура обеспечат неупругую работу сооружения при редких сильных землетрясениях с повреждениями, но без обрушения. Опыт прошлых землетрясений подтверждал эту надежду.

Застройка новых территорий с высокой повторяемостью сильных воздействий и использование новых конструктивных решений сейсмозащиты привело к необходимости разграничения и детального учета сформулированных гипотез. Например, сейсмоизолированные здания с фундаментами Ю.Д. Черепинского и А.В. Курзанова упруго работают при ускорениях основания до 2 м/с^2 , но могут (при отсутствии соответствующего демпфирования) упасть с опор и разрушиться при ускорениях 3 м/с^2 [55, 56]. Это значит, что коэффициент пластичности у них не 4, как закладывалось в нормы, а всего 1.5.

Разрешить сложившиеся противоречия удалось только в начале этого века, когда был предложен принцип многоуровневого проектирования сейсмостойких конструкций.

Становление и развитие вопросов многоуровневого проектирования рассмотрено в следующем разделе работы.

1.2 Развитие многоуровневого проектирования и его применения в сейсмостойком строительстве

Вопрос перехода на многоуровневое проектирование в теории сейсмостойкости был решен в начале столетия. Ученые пришли к выводу, что сооружение должно проектироваться на несколько уровней воздействия при соответствующих предельных состояниях. Такой подход получил в России название многоуровневого проектирования или проектирования конструкций с заданными параметрами предельных состояний. Первые публикации по этому вопросу в бывшем СССР принадлежат Л.Ш. Килимнику. Идею многоуровневого проектирования сооружений с заданными параметрами предельных состояний он высказал в 1975 г [23]. Аналогичный принцип сейсмостойкого строительства выказан в это же время новозеландскими специалистами Р.Парком [84] и Д. Довриком [71]. В мире они считаются основоположниками многоуровневого проектирования, а сам принцип обозначается символами PBD от названия Performance Based Designing (проектирование, основанное на поведении). Современная теория сейсмостойкости при переходе на многоуровневое проектирование и проектирование сценариев накопления повреждений [22, 56] рассматривает несколько предельных состояний и соответствующих им уровней воздействия. Наиболее простой подход при этом рассматривает два предельных состояния – нарушение нормальной эксплуатации и разрушение сооружения. Эти состояния получили в литературе названия SLS (serviceability limit state) и ULS (ultimate limit state). Соответствующие этим предельным состояниям воздействия называют «проектное землетрясение» (ПЗ) и «максимальное расчетное землетрясение» (МРЗ) [60, 66]. В Европе переход к многоуровневому проектированию начался в 2000г с подготовкой и выпуском Еврокода-8. Один из идеологов Еврокода-8 [72] М.Фардис предлагал в 2004 г. дополнительно рассматривать умеренное землетрясение (УЗ) с ограниченным уровнем повреждений [73]. Помимо Европейских стран на многоуровневое

проектирование перешли Япония и Китай. В Китае многоуровневое проектирование для мостов введено в 2006г, а в Японии в 2011г [60].

В настоящее время в нормах Италии [66] предусматривается возможность рассматривать 4 предельных состояния. Operation Limit State (OLS), Damage Limit State (DLS), Ultimate Limit State (ULS) и Collapse Limit State (CLS). Каждому предельному состоянию соответствует воздействие заданной минимальной повторяемости $T_{OLS} > 21$ год; $T_{DLS} > 35$ лет; $T_{ULS} > 333$ лет; $T_{CLS} > 683$ года.

Минимальная повторяемость предельных состояний определяется при этом по формуле, приведенной на рисунке 1.1. В соответствии с этой формулой для обычных сооружений базовый период повторяемости принимается равным 35 годам. Далее по нему определяются периоды повторяемости предельных состояний. В результате получаем для OLS повторяемость $T_{OLS} = 21$ год, для DLS $T_{DLS} = 35$ лет, для ULS $T_{ULS} = 330$ лет и для CLS $T_{CLS} = 750$ лет.

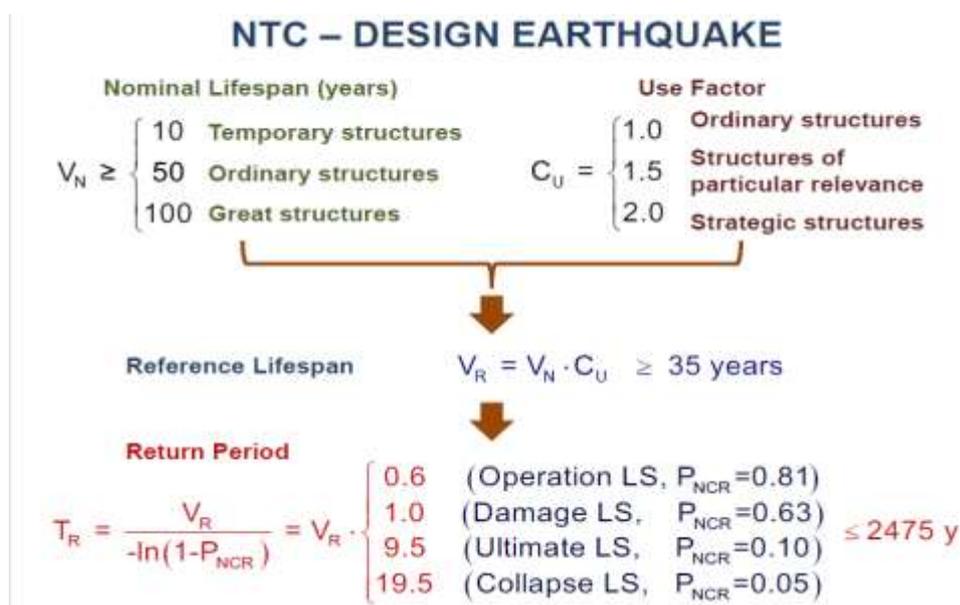


Рисунок.1.1. Определение расчетных значений PGA по нормам Италии [66]

Отметим, что в российских нормах предусмотрен пока только расчет на действие MP3. При расчете по карте А карт ОСР-2012 [64] повторяемость расчетного воздействия составляет примерно раз в 500 лет, что представляет собой среднее между повторяемостями T_{ULS} и T_{CLS} .

Последовательный переход к многоуровневому проектированию требует последовательного решения четырех задач

- Определить группу предельных состояний с их приемлемой повторяемостью (вероятностью возникновения). Эта сложная с психологической точки зрения задача, связанная с ответственностью собственника за принятые решения;
- Задать для каждого состояния расчетные воздействия. При всей неопределенности задачи в настоящее время можно задать консервативное расчетное воздействие, учитывающее сейсмичность площадки и допустимую вероятность его превышения;
- Задать модель поведения сооружения и установить критерии для оценки возникновения предельного состояния;
- Определить способ представления сценария накопления повреждений.

Определение группы предельных состояний с их приемлемой повторяемостью является основой для прогноза сценария накопления повреждений. Сам сценарий накопления повреждений можно задать на физическом уровне с описанием характера повреждений для каждого уровня воздействия. Например, для мостов эти повреждения детализируются следующим образом:

- SLS - предусматривает исключение остаточных перемещений рельсового пути в плане и в профиле, а также разрыв рельсовой плети;
- DLS – предусматривает возможность разрушения рельсового пути и возникновение пластических деформаций в теле опоры не требующих длительной остановки в движении мостов;
- ULS - предусматривает возможность возникновения трещин или вывала бетона в теле опоры, а также сдвиг пролетных строений не приводящий к их сбросу с опор. Эксплуатация моста возможна после проведения ремонтных работ;
- CLS — это сброс пролетного строения с опор, крен или разрушение опор, исключающие дальнейшую эксплуатацию моста.

Аналогичное описание накопления повреждений должно предшествовать разработке сценариев накопления повреждений для различных сооружений. Однако представляется целесообразным использовать один универсальный критерий повреждаемости сооружений. В качестве такого критерия можно представить ущерб от землетрясения. Однако таких исследований пока нет.

Задание расчетного воздействия требует установить связь повторяемости, расчетного балла и характеристик землетрясения. Простейшей, но не единственной характеристикой землетрясения является пиковое ускорение основания (PGA). Как отмечено ранее, сейсмологи увеличивали эту величину для 9-балльных воздействий за последние 100 лет от 1 м/с^2 до 9 м/с^2 , однако до настоящего времени вопрос определения расчетной величины PGA остается открытым. В Европейской шкале балльности вовсе отсутствует инструментальная часть, которая является основанием для задания PGA. В России, благодаря работам Ф.Ф. Аптикаева [5, 6] необходимые величины PGA получены и приведены в ГОСТ [16], но пока они не приведены в соответствие со строительными нормами. В связи со сложившимися обстоятельствами Еврокод-8 рекомендует только повторяемости воздействия, а задание необходимого в расчете ускорения перекладывает на проектировщика.

Расчетная схема сооружения непосредственно связана с критериями рассматриваемых предельных состояний. Формирование расчетной схемы не вызывает вопросов только для упругого расчета на действие частых, относительно слабых воздействий. Критерием предельного состояния является выход за пределы упругости работы сооружения. Работа же конструкций за пределами упругости, не смотря на изобилие исследований в этой области, трудно поддается описанию. Даже у однотипных конструкций диаграмма нагружения может существенно отличаться при различных условиях нагружения. В литературе [45, 53] описан опыт поведения колонн симметричного здания при сейсмическом воздействии (рисунок 1.2).

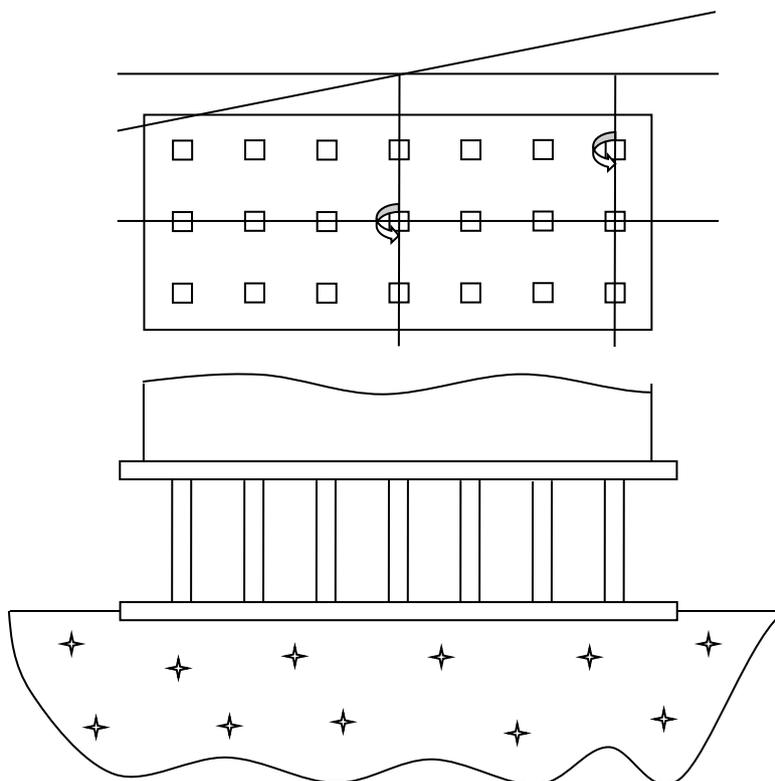


Рисунок 1.2. Здание с симметричными колоннами

При слабых колебаниях колонны работали упруго, а здание совершало поступательное движение, причем все колонны были одинаково загружены. После начала трещинообразования в колоннах возникли крутильные колебания здания, что можно объяснить неидеальным совпадением прочностных свойств колонн. С одной стороны, одна из колонн начала работать в неупругой области чуть раньше и нарушила симметрию системы. В результате диаграммы деформирования средних и крайних колонн оказались совершенно различными (рисунок 1.3), так же, как и характер их повреждений.

Смещения крайних колонн были больше, вследствие кручения здания в целом и развитие трещин в них также было больше, чем в средних, но в средних колоннах имело место выкашивание бетона в заделке колонн в плиту здания, что вызвано закручиванием средних колонн при повороте здания. Этот пример наглядно показывает, что даже в простейших на первый взгляд задачах описание работы сооружения за пределами упругости может быть весьма сложным. Критерий возникновения предельного состояния для системы, работающей за

пределами упругости, также вызывает пока вопросы. Для упругопластических систем критерием предельного состояния может служить работа сил пластического деформирования. В соответствии с [27] конструкция приспособляется к программе нагружения, если работа сил пластического деформирования не превышает работы монотонного обрушения сооружения. Для систем с деградирующей жесткостью критерием повреждаемости может служить коэффициент повреждаемости [4]. Однако применительно к задачам по теории сейсмостойкости соответствующие исследования пока нет.

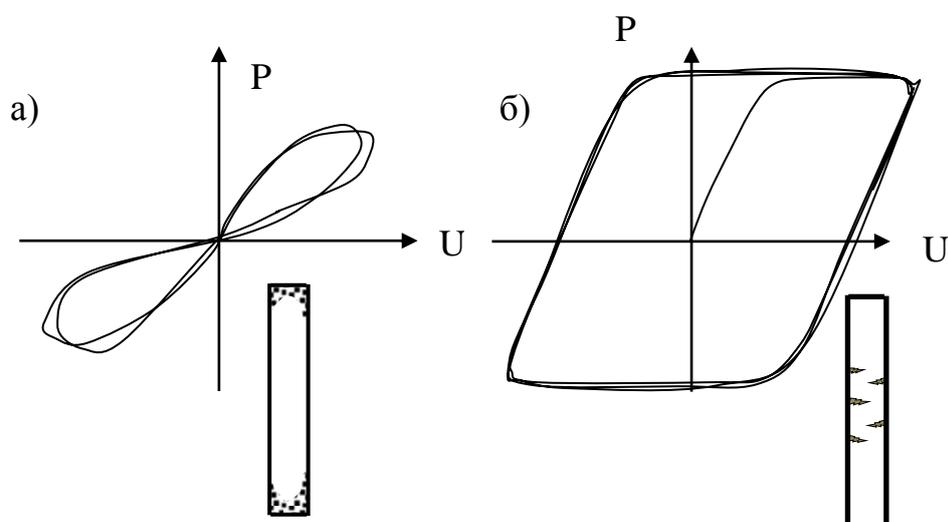


Рисунок 1.3. Диаграмма деформирования средних (а) и крайних (б) колонн

Немаловажной частью многоуровневого проектирования является представление результатов, т.е. сценариев накопления повреждений. В литературе отсутствует единый показатель, характеризующий повреждения. На первом этапе нагружения это могут быть напряжения в элементах конструкции, а далее это показатель повреждаемости, работа сил пластического деформирования, число циклов пластического нагружения и т.п. Как отмечалось ранее, единым показателем повреждаемости может быть ущерб от землетрясения. Он может характеризоваться риском (математическим ожиданием ущерба). Но величина риска не полностью характеризует ожидаемый ущерб. Важна и дисперсия в оценке ущерба, что отмечается в [54].

Принятие той или иной концепции предельных состояний и ожидаемого ущерба позволяет перейти к расчету сооружения на сейсмические воздействия и оценке возможности его предельных состояний.

1.3. Существующие методы расчета сейсмостойкости сооружений при различных уровнях воздействий

Традиционно под расчетом сооружения понимают оценку напряженно-деформированного состояния (НДС) элементов сооружения. Для многоуровневого проектирования это – всего лишь первый этап проведения расчета. Он достаточен только для расчета на ПЗ, а для других уровней нагрузок (для УЗ и МРЗ) необходимо определить возможность возникновения соответствующего предельного состояния. Для МРЗ возникает задача оценки возможности прогрессивного обрушения или малоциклового усталости сооружения, для УЗ нужно оценить степень повреждаемости и сравнить ее с допустимой [38, 40, 62]. Сказанное предъявляет целый ряд особых требований к расчету сооружения.

Обратимся, прежде всего, к оценке напряженно-деформированного состояния элементов сооружения, которую можно называть расчетом сооружения в узком смысле этого понятия. Отметим, что в предыдущих разделах речь шла об уровне сейсмического воздействия. Данные этих разделов относятся к силе землетрясения, расчетным ускорениям, расчетной балльности и предельным состояниям и никак не связано с методами расчета сооружения на сейсмические воздействия.

В настоящее время сложилось два подхода к расчетам сейсмостойкости сооружений: квазистатический расчет с использованием линейно-спектральной теории и динамический расчет по акселерограмме землетрясения [56], причем их использование рекомендовано в СП 14 для расчетов на расчетное и контрольное землетрясения [48].

Следует отметить, что метод расчета не должен связываться с уровнем расчетного воздействия. Однако использование расчетных ускорений ПЗ и МРЗ влияет на методы расчета и систему расчетных коэффициентов. В литературе неоднократно отмечалось, что нормативная система расчетных коэффициентов является в значительной степени эмпирической [28, 56]. Неверные значения PGA компенсировались неверной кривой динамичности, условным коэффициентом предельных состояний (редукции) K_1 и отсутствием учета затухания в системе [39, 45, 47, 53]. Однако эти ошибки были сбалансированы и расчеты давали приемлемые результаты для объектов массового строительства – 5-9 этажных зданий на плотных грунтах. Отсюда следует два важных вывода:

Во-первых, для сооружений, которые существенно отличаются по динамическим характеристикам и особенностям работы от объектов массового строительства расчеты по нормативной методике могут давать неверные результаты;

Во-вторых, корректировка одного из нормативных коэффициентов нарушает их баланс и требует аккуратного пересмотра всей системы.

Действующие нормы [16, 48] ориентированы исключительно на расчеты сооружений на действие МРЗ. При этом расчетное землетрясение задается спектральной кривой, а контрольное – акселерограммой землетрясения. В обоих случаях в расчетных формулах для оценки сейсмостойкости используется коэффициент редукции K_1 , зависящий от пластических свойств рассчитываемого сооружения. При проектировании предполагается, что при землетрясении возникнут те или иные повреждения конструкции. Расчет на действие ПЗ не регламентирован российскими нормами. Такого рода расчеты выполняются в настоящее время в России только для зданий и оборудования АЭС. Для выполнения расчета на действие ПЗ необходимо задать уровень расчетной нагрузки и соответствующее ему предельное состояние.

Техника расчетов, как по ЛСМ, так и по акселерограммам землетрясений достаточно хорошо отработана. Определенной доработки оба метода требуют в части учета демпфирования, однако в теоретическом плане этот вопрос детально

проработан [50, 56]. Серьезные вычислительные проблемы возникают лишь при нелинейном анализе конечно-элементных моделей сооружений, запроектированных по принципу равнопрочности, при использовании прямого интегрирования исходных уравнений колебаний системы. В этом случае после каждого шага интегрирования возникает необходимость проверки всех элементов системы на переход в предельное состояние и при его возникновении перестраивать матрицы жесткости и инерции системы. Если линейный расчет системы с 50-80 степенями свободы занимает при прямом интегрировании до 2-3 часов машинного времени, то расчет с пошаговой проверкой и перестройкой матриц инерции и жесткости потребует на порядок большего времени. Следует отметить, что при этом падает и точность расчетов, т.к. точно задать параметры нелинейности (диаграммы деформирования) всех элементов сооружения не представляется возможным, что проиллюстрировано ранее на примере колонн здания в Италии. Вопрос достаточно просто решается для новых объектов с применением конструкций с ЗППС [20, 23]. В этом случае конструкция проектируется неравнопрочной. Ослабления позволяют прогнозировать повреждения сооружения и минимизировать возможные ущербы. Наряду с этим существенно упрощается расчетный анализ поведения сооружения, т.к. после каждого шага интегрирования необходимо проверять состояние ограниченного числа ослабленных узлов. Отпадает и необходимость задания диаграмм деформирования всех элементов, и расчет можно проводить, сосредоточиваясь только на ослабленных элементах.

Если расчет НДС элементов системы достаточно проработан, то расчеты повреждаемости и разрушения зданий и сооружений представляют собой достаточно сложную задачу. Прежде всего, возникает проблема задания воздействия для упругопластических систем и систем с деградирующей жесткостью. По нашему мнению, PGA, принятые в нормах для расчетов сооружений на сейсмические воздействия, плохо описывают интенсивность сильных воздействий. Сила разрушительного землетрясения определяется повреждениями зданий и сооружений в зоне воздействия. Для повреждения

конструкции надо совершить работу. А для этого надо обладать энергией. В связи с этим в литературе предлагаются различные энергетические характеристики сейсмического воздействия.

Мы считаем необходимым выделить следующие энергетические характеристики сейсмического воздействия:

- Интенсивность по Ариасу

$$I_A = \frac{\pi}{2 \cdot g} \int_0^{\tau_{eq}} \ddot{y}_0(t)^2 dt; \quad (1.2)$$

где \ddot{y}_0 - сейсмограмма

- Плотность сейсмической энергии

$$SED = \int_0^{\tau_{eq}} \dot{y}(t)^2 dt; \quad (1.3)$$

где \dot{y} - велограма

- Абсолютная кумулятивная скорость

$$CAV = \int_0^{\tau_{eq}} |\ddot{y}_0(t)| dt \quad (1.4)$$

- Работа сил пластического деформирования

$$PFW = \int_0^{\tau_{eq}} R(y, \dot{y}) \cdot \dot{y} dt, \quad (1.5)$$

где τ_{eq} - продолжительность воздействия, с.

Первые три из них косвенно характеризуют энергию, передаваемую землетрясением сооружению. В литературе имеются попытки увязать энергию с упомянутыми характеристиками. Однако эти попытки дают весьма грубые оценки энергии.

Четвертая характеристика предложена в работах А.М. Уздина, А.А. Долгой и О.П. Нестеровой [30, 62]. В упомянутых работах рассматривается упругопластический маятник с диаграммой Прандтля (рисунок 1.4). Диаграмма характеризуется углом наклона α для первого участка диаграммы и пределом упругости F_{el} с предельным смещением u_{el} . Жесткость системы $C = \text{tg} \alpha$, а период колебаний при отсутствии проскальзывания $T = 2\pi/k$; где $k^2 = C/m$; m – масса системы; предел упругости удобно выразить через условный коэффициент трения $f = F_{el}/mg$.

В процессе нагружения силы пластического деформирования работают только на втором участке диаграммы.

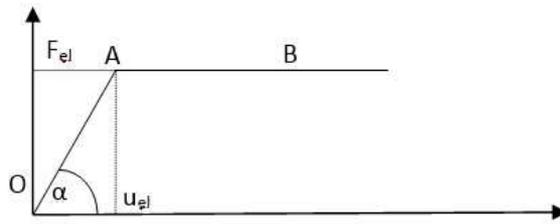


Рисунок 1.4. Диаграмма «сила-смещение» системы для оценки силы землетрясения

Для построения спектра работы сил пластического деформирования $W(T)$ рассматриваются уравнения

- На участке OA

$$\ddot{y} + \gamma \dot{y} + k^2 y = -\ddot{y}_o \quad (1.6)$$

- На участке AB

$$\ddot{y} + g \text{sign}(\dot{y}) = -\ddot{y}_o \quad (1.7)$$

В уравнение (1.6) включена сила внутреннего трения в материале, характеризующаяся коэффициентом неупругого сопротивления γ . Значение γ влияет на величину W . У объектов массовой застройки значение γ изменяется в пределах от 0.08 до 0.2. Нижняя граница относится к металлическим и монолитным железобетонным конструкциям на скальных грунтах. Верхняя граница относится к жестким сооружениям на сильносжимаемых грунтах. Для оценки силы землетрясения авторы предлагают использовать сооружение-представитель с $\gamma=0.1$.

Решения уравнений (1.6, 1.7) имеют стандартный вид и на участке интегрирования записываются аналитически [30]. Интегрирование начинается на участке OA (уравнение 1.6), а переход на участок A-B происходит, если сила упругости Su превысит предел упругости F_{el} . Возврат с участка AB на участок OA происходит при смене знака скорости массы относительно основания.

На рисунках 1.5, 1.6 приведены акселерограммы двух землетрясений: Бухарестского (1977 г.) и Табасского (1978 г.). Оба землетрясения по макросейсмическим признакам отнесены к 9-балльным, но имеют совершенно непохожие характеристики. Эти характеристики приведены в таблице 1.1. Кроме отмеченных выше характеристик, в таблицу внесен показатель гармоничности [46].

$$\kappa = \frac{\ddot{y}_0^{(\max)} \cdot y_0^{(\max)}}{(\dot{y}_0^{(\max)})^2} \quad (1.8)$$

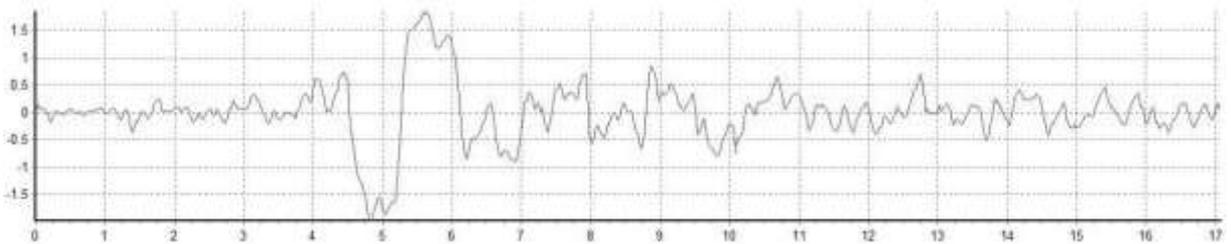


Рисунок 1.5. Акселерограмма Бухарестского землетрясения

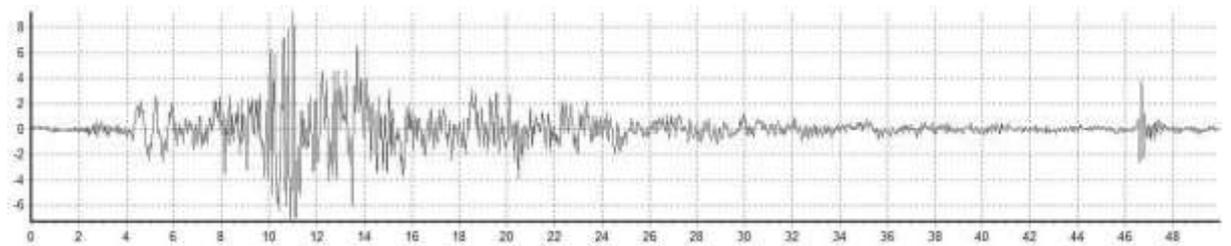


Рисунок 1.6. Акселерограмма Табасского землетрясения

Спектр работы силы пластического деформирования для двух анализируемых землетрясений приведены на рисунках 1.7, 1.8. При больших различиях в используемых характеристиках сейсмического воздействия зависимости $W(T)$ для рассматриваемых землетрясений оказываются близкими.

Характеристики Бухарестского и Табасского землетрясений

Характер-ки Землетрясения	Пиковое ускорение, PGA, м/с ²	Интенсивность по Ариасу I _A , м/с	Абсолютная кумулятивная скорость, CAV, м/с	Показатель гармоничности, к
Бухарестское	2	0.74	5.48	1.035
Табасское	8.63	11.2	33.3	3.286

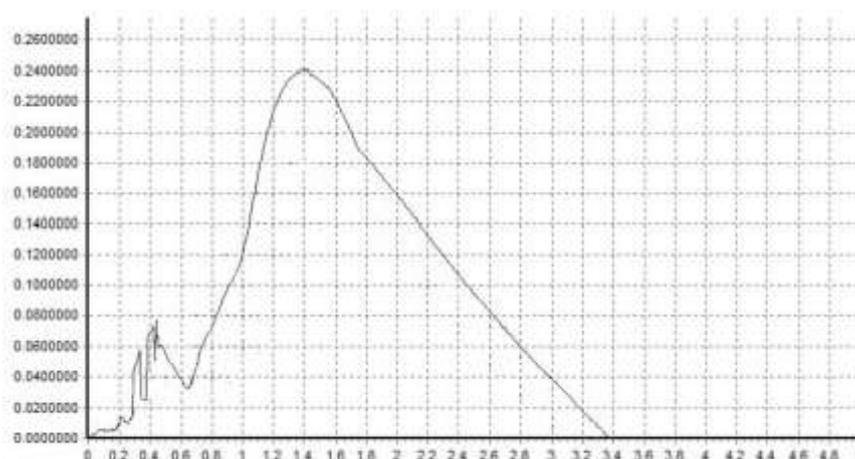


Рисунок 1.7. Спектры работы сил пластического деформирования для Бухарестского землетрясения с пиковым ускорением 0.2g, $\gamma=0.1$

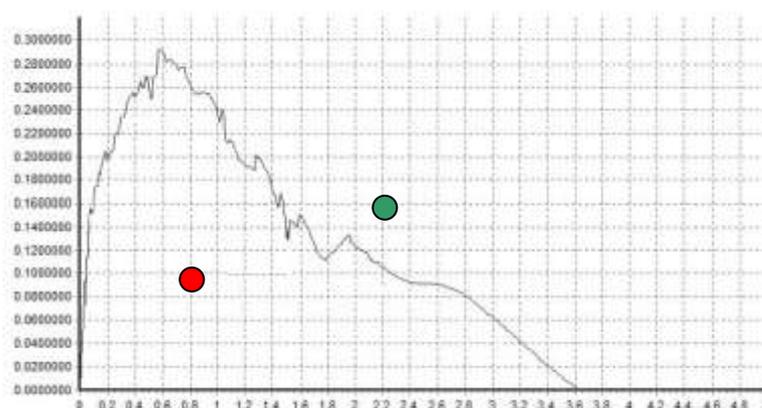


Рисунок 1.8. Спектры работы сил пластического деформирования для Табасского землетрясения с пиковым ускорением 0.863g, $\gamma=0.1$. Красной и зеленой точкой отмечены возможные значения работы монотонного нагружения в аварийном (красная точка) и приемлемом (зеленая точка) случаях

Работа сил пластического деформирования зависит не только от периода колебаний системы, но и от её предела упругости F_{el} . Чтобы оценить потенциальную возможную силу землетрясения необходимо найти конструкцию, которое землетрясение может разрушить. Для этого следует строить зависимости $W(T)$ при различных характеристиках f . В общем случае следует работать с двумерным спектром $W(T, f)$. На рисунке 1.9 приведена в изолиниях такая двумерная зависимость для землетрясения Эль Центро.

Потенциальную разрушительную способность землетрясения можно оценить объемом фигуры, образованной поверхностью $W(T, f)$. Если обозначить этот показатель как PFW (Plastic forces work), то можно записать:

$$PFW = \int_0^{T_{\max}} \int_0^{f_{\max}} W(T, f) dTdf \quad (1.9)$$

Предлагаемый показатель оценки сил землетрясения отражает физический смысл макросейсмического балла и не требует каких-либо условностей, связанных с установлением продолжительности землетрясения. Отсечения «безопасных» участков происходит автоматически, при этом, оно зависит от свойств сооружения. Кроме того, предлагаемый показатель дает о землетрясении больше информации, чем использование макросейсмического балла. Например, высокочастотное землетрясение на территории, застроенной гибкими сооружениями, не приведёт к большому объему повреждений и будет охарактеризовано как слабое или умеренное. Вместе с тем, на территории, застроенной малоэтажными жесткими зданиями, это же землетрясение вызовет большой объем разрушений и будет охарактеризовано как сильное. При использовании предлагаемого показателя силы землетрясения оно само найдёт объекты, которые может разрушить, что позволяет объективно оценить его силу.

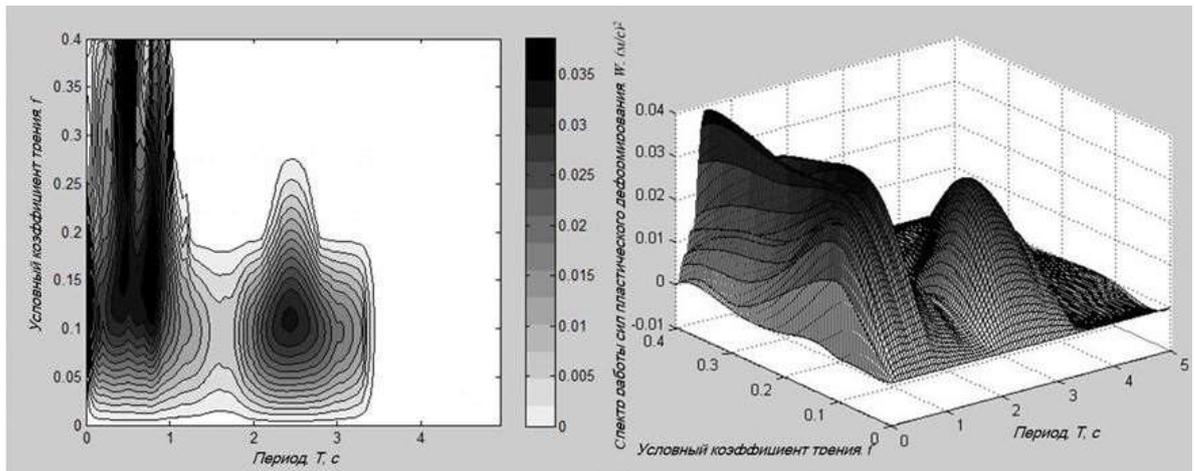


Рисунок 1.9. Спектр работы сил пластического деформирования $W(T, f)$

Предложенный критерий удобно использовать при оценке сейсмостойкости сооружений при сильных воздействиях в соответствии с [63]. С этой целью на спектр работ сил пластического деформирования наносится точка работы для монотонного разрушения рассматриваемой конструкции. Если точка оказывается внутри графика (красная точка на рисунке 1.8) то система разрушится вследствие прогрессивного обрушения или малоциклового усталости. В противном случае (зеленая точка на рисунке 1.8) система приспособится к программе нагружения.

Изложенный подход представляется удобным для расчета сейсмостойкости упругопластических систем. Однако, его нельзя применить в расчетах на сейсмостойкость для систем с деградирующей жесткостью, где разрушение связано с появлением трещин и изменением жесткости в процессе колебания. Соответствующие расчеты выполнялись в бывшем СССР [1, 3, 4], а позже в России [12, 26], но они носили единичный характер. Отметим, что повреждаемость сооружения в этом случае определяется степенью развития трещины в сечении. Такой подход был предложен академиком Л.М. Качановым и развит в работах члена-корреспондента АН СССР Роботнова [21, 36]. Применительно к задачам теории сейсмостойкости показатель повреждаемости был использован Кириковым и Аманкуловым [4], которые считали, что он линейно растет с увеличением максимального за историю нагружения перемещения системы. Такая модель накопления повреждений использовалась

А.М. Уздиным и А.А. Никитиным [56, 57], а также О.П. Нестеровой [31, 62] для расчета накопления повреждений в системах с ДГК.

1.4. Цель и методы исследования

Приведенные материалы показывают, что современное состояние теории сейсмостойкости позволяет перейти от проектирования сооружений на заданное воздействие к проектированию сценариев накопления повреждений в сооружении. При этом возникает вопросы, которые препятствуют широкому внедрению PBD, и они связаны со сложностями определения предельных состояний, нет критериев определения разрушения конструкции, нет связей между объемом повреждений и работы сил пластического деформирования. При этом возникает необходимость последовательного решения ряда задач:

- Определить группу предельных состояний с их приемлемой повторяемостью (вероятностью возникновения);
- Задать модель и установить критерии для оценки возникновения предельных состояний;
- Задать для каждого состояния расчетные воздействия. При всей неопределенности задачи в настоящее время можно задать консервативное расчетное воздействие, учитывающее сейсмичность площадки строительства и допустимую вероятность его превышения;
- Оценить возможность возникновения предельных состояний;
- Определить способ представления сценария накопления повреждений.

Определение групп и задание приемлемой повторяемости предельных состояний сложная с психологической точки зрения задача, связанная с ответственностью собственника за принятые решения.

Задание расчетного воздействия требует установить связь повторяемости, расчетного балла и характеристик землетрясения. Простейшей, но не единственной характеристикой землетрясения является пиковое ускорение основания (PGA). Как отмечено ранее, сейсмологи увеличивали эту величину для 9-балльных воздействий за последние 100 лет от 1 м/с^2 до 9 м/с^2 и в настоящее

время вопрос остается открытым. В Европейской шкале балльности вообще отсутствует инструментальная часть, которая является основанием для задания PGA. В России, благодаря работам Ф.Ф. Аптикаева необходимые величины PGA получены и приведены в ГОСТ [16], но пока они не приведены в соответствие со строительными нормами. В связи со сложившимися обстоятельствами Еврокод-8 рекомендует только повторяемости воздействия, а задание необходимого в расчете ускорения перекладывает на проектировщика.

Для каждого уровня воздействия должны использоваться свои критерии возникновения предельных состояний. В действующих нормах России реализован пока только приближенные расчеты сооружений на действие МРЗ. При этом использована эмпирическая система расчетных коэффициентов, основанная на опыте повреждений объектов массового строительства. Расчеты на действие землетрясений с различным уровнем ускорений пока не отработаны. Для расчетов на действие ПЗ критерии возникновения предельных состояний очевидны и определяются прочностью и устойчивостью элементов сооружения на стадии их упругой работы. Для расчетов с накоплением повреждений вопрос критериев предельных состояний пока требует дальнейших исследований. Более-менее ясным является модель и критерии разрушения упругопластических систем. Для систем с деградирующей жесткостью необходимо проведение дополнительных исследований.

Оценка возможности возникновения предельных состояний вызывает пока определенные трудности. Проведение упругих расчетов даже достаточно сложных систем легко реализуется с помощью современных программных средств. Нелинейные расчеты, несмотря на обилие работ в этой области, пока вызывают много вопросов. Прежде всего, отсутствуют четкие представления о моделировании поведения элементов сооружения за пределами упругости. В процессе интегрирования приходится проверять состояние каждого элемента расчетной схемы на возникновение предельного состояния после каждого шага интегрирования, что чрезвычайно усложняет расчеты и увеличивает затраты машинного времени. Проблема может быть решена при использовании

сооружений с ЗППС. В этом случае приходится анализировать состояние только ослабленных элементов.

Опыт расчетов сооружений с позиций многоуровневого проектирования пока весьма ограничен и не освещен в литературе.

В соответствии со сложившейся ситуацией в работе поставлены следующие важные задачи:

1. Разработка и реализация методики задания уровня расчетного воздействия для предельных состояний с разной допустимой повторяемостью на основе современной инструментальной части шкалы балльности
2. Разработать методику расчета сооружений на действие проектного землетрясения
3. Уточнить методы расчета сооружений на действие умеренных землетрясений и максимального расчетного землетрясения
4. Проиллюстрировать разработанные методы на примерах расчета реальных сооружений

Для решения поставленных задач возникает необходимость анализа данных сейсмической опасности территории с учетом последних сейсмологических разработок, в частности, повторяемости пиковых ускорений землетрясений в соответствии с инструментальной частью шкалы балльности.

Далее, используя методы теории надежности необходимо задать расчетные ускорения. Расчет конструкции производится известными методами строительной механики и динамики сооружений с учетом уровня нагрузки и допустимых предельных состояний конструкции и ее элементов.

Для оценки поведения сооружения за пределами упругости возникает необходимость использования методов теории накопления повреждений.

Реализация разработанных методов требует применения современных программных средств, а также разработки дополнительных программ для ЭВМ.

2. РАЗРАБОТКА МЕТОДОВ ОЦЕНКИ УРОВНЯ СЕЙСМИЧЕСКОГО ВОЗДЕЙСТВИЯ ДЛЯ РАЗЛИЧНЫХ ПРЕДЕЛЬНЫХ СОСТОЯНИЙ

2.1. Задания уровня расчетного воздействия в баллах в зависимости от повторяемости предельных состояний

В настоящее время в мировой практике сейсмостойкого строительства осуществляется переход на многоуровневое проектирование сейсмостойких конструкций [22, 71, 84]. В России такой подход называется также проектирование конструкций с заданными параметрами предельных состояний [22, 56], а за рубежом проектирование, основанное на поведении сооружения, которое обозначается как PBD (Performance based designing). Сущность подхода состоит в том, что инженер исходит из набора предельных состояний и соответствующих им повторяемостей, которые в свою очередь определяют набор пиковых ускорений грунта (PGA). Например, в нормах Италии [66] используют 4 предельных состояния: Operation limit state, Damage limit state, Ultimate limit state и Collapse limit state. Один из идеологов Еврокода, проф. Фардис М.Н. [73] предлагал выделять 3 предельных состояния:

- нарушение нормальной эксплуатации;
- повреждения, допускающие ремонт существующего сооружения;
- полное обрушение сооружения.

Например, для мостов эти повреждения детализируются следующим образом:

Первое предельное состояние предусматривает исключение остаточных перемещений рельсового пути в плане и в профиле, а также разрыв рельсовой плети.

Второе предельное состояние предусматривает возможность разрушения рельсового пути, возникновения трещин в теле опоры, а также сдвиг пролетных строений не проводящий к их сбросу с опор.

Третье предельное состояние — это сброс пролетного строения с опор, крен или разрушение опор, исключающие дальнейшую эксплуатацию моста.

Собственник объекта, исходя из своих требований и требований государства, назначает приемлемые для него повторяемости предельных состояний. Например, первое предельное состояние - раз в 50 лет, второе раз в 300 лет, а третье раз в 1000 лет. По этим повторяемостям проектировщик должен задавать соответствующее расчетное значение PGA.

Как минимум при использовании PBD используется 2 предельных состояния:

- нарушение нормальной эксплуатации (Serviceability limit state или SLS);
- разрушение сооружения (Ultimate limit state или ULS).

Соответствующие этим предельным состояниям воздействия обозначаются в российской литературе [48], как ПЗ (проектное землетрясение) и МРЗ (максимальное расчетное землетрясение). После землетрясений более слабых, чем ПЗ, сооружение должно работать в штатном режиме. После МРЗ сооружение полностью разрушается. В литературе [22, 56, 71, 84] и нормах других стран [66] кроме ПЗ и МРЗ рассматриваются землетрясения умеренной силы (УЗ), для которых ограничивается объем повреждений.

В настоящее время развитию принципов PBD посвящено большое количество исследований [67, 76, 77, 78, 82]. Во всех указанных публикациях рекомендуется та или иная связь показателей повреждаемости объекта и повторяемости или вероятности появления рассматриваемого уровня повреждений. При этом отсутствует конкретный уровень расчетной нагрузки. Наиболее характерным примером этой ситуации являются современные нормы Италии [66]. В них предусматривается 4 предельных состояния

- возникновение повреждений в сооружении без нарушения его нормальной эксплуатации – DLS (damaged limit state);
- нарушение нормальной эксплуатации – SLS (servisability limit state);
- повреждения сооружения – ULS (ultimate limit state), требующие остановки его эксплуатации и ремонта сооружения;
- полное разрушение сооружения – CLS (collapse limit state).

Минимальная повторяемость предельных состояний определяется в [66] по формуле, приведенной в обзорной части работы на рисунке 2.1.

В соответствии с этой формулой для обычных сооружений базовый период повторяемости принимается равным 35 годам. Далее по нему определяются периоды повторяемости предельных состояний. В результате получаем для DLS повторяемость $TDLS=21$ год, для SLS $TSLs=35$ лет, для ULS $TULs=330$ лет и для TCLS $=750$ лет. Значения пиковых ускорений (PGA) оказываются на совести инженера-проектировщика. По нашему мнению, такая ситуация сложилась из-за отсутствия единого мнения о числовых характеристиках сейсмического воздействия. Достаточно отметить, что Европейская шкала балльности вообще не имеет инструментальной части [75].

Целью настоящей раздела диссертации является задание уровня расчетного сейсмического воздействия для различных предельных состояний в зависимости от ситуационной сейсмичности на площадке строительства.

Современное состояние инженерной сейсмологии в России, в частности результаты [5] и данные ГОСТ [16] вполне позволяют решить поставленную задачу. Однако для реализации PBD традиционное сейсморайонирование в виде карт общего сейсмического районирования (ОСР-97) недостаточно. Несколько лучше проект карт ОСР-2012, имеющий большую детализацию по силе землетрясений [64]. Однако наилучшим вариантом было бы задать простую связь между расчетным балом и повторяемостью сейсмического воздействия. Такая связь широко используется в литературе. В частности, ей пользовался Ю.В. Ризниченко при составлении карт сейсмической сотрясаемости территории СССР [44]. Это зависимость имеет вид:

$$\text{Log}(T) = a \cdot I + b \quad (2.1)$$

где T - повторяемость землетрясения силой I баллов,

a, b - константы характеризующие сейсмическую опасность в площадке

Во многих случаях между константами a, b , сейсмичностью по картам ОСР и повторяемостью землетрясений устанавливается приемлемая связь, такой случай проиллюстрирован на рисунке 2.1.

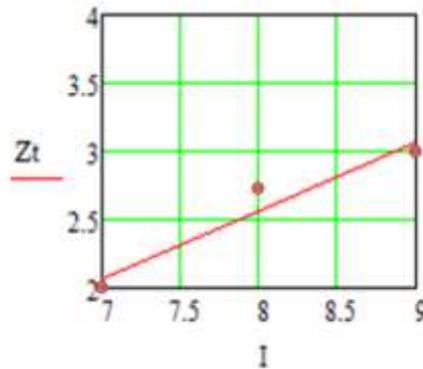


Рисунок 2.1. Зависимость логарифмов повторяемости для территории ситуационной сейсмичности $I_A=7$, $I_B=8$, $I_C=9$ (Иркутска); данные по картам ОСР отмечены точками

К сожалению, использование формулы (2.1) связано с некоторыми трудностями. Во-первых, у нас имеются районы с одинаковой сейсмичностью по разным картам. Например, Усть-Камчатск имеет ситуационную сейсмичностью $I_A = 10$, $I_B = 10$, $I_C = 10$ для такого района инженеру трудно получить зависимость типа (2.1). В этом случае надо переходить на 5 карт сейсмического районирования [64], а еще лучше непосредственно получать от сейсмологов значения, a и b , входящие в формулу (2.1). Однако, возникают и более серьезные возражения против использования формулы (2.1). На рисунке 2.2 приведены зависимости логарифма повторяемости от силы землетрясения I для двух районов - с ситуационной сейсмичностью $I_A=7$, $I_B=8$, $I_C=8$ (Тауйск, Магаданская обл.) и $I_A=8$, $I_B=8$, $I_C=10$ (Сусуман, Магаданская обл.). Представляется очевидным, что второй район более опасен для строительства. Хотя, следует отметить, что при проектировании ответственных сооружений по карте В СП [48] предусматривает их одинаковое усиление.

Более высокая опасность региона Сусуман подтверждается графиком: на участке OB_1 график повторяемости лежит ниже аналогичного графика для региона Тауйск. Однако для слабых воздействий картина оказывается обратной, что противоречит здравому смыслу.

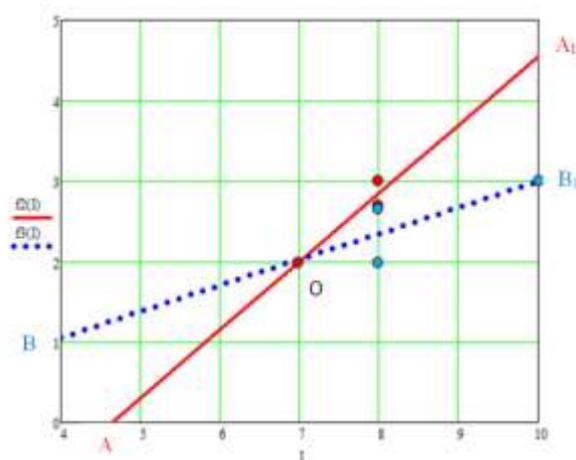


Рисунок 2.2. Зависимости логарифмов повторяемости для двух районов для территории с ситуационной сейсмичностью $I_A = 7, I_B = 8, I_C = 8$ и $I_A = 8, I_B = 8, I_C = 10$ данные по картам ОСР отмечены точками

Чтобы исключить полученный парадокс, в диссертации сделана попытка заменить зависимость (2.1) другими похожими зависимостями. При этом учитывалось, что сейсмические данные имеют большой разброс. На рисунке 2.3 приведены данные Ю.В. Ризниченко [44], использованные для построения им зависимости (2.1) для одного из регионов СССР. Это позволяет достаточно широко варьировать аппроксимирующую зависимость $T(I)$.

В диссертации рассмотрено 2 аппроксимации, связывающие силу и повторяемость землетрясения

$$\text{Log}(T) = 0.5I + b \quad \text{Log} T = 0,5I + b \quad (2.2)$$

$$\text{Log}(T) = ae^{\alpha I} + b, \quad \text{при } \alpha = 0,3 \quad (2.3)$$

Формула (2.1) и (2.2) предполагают, что интервал изменения логарифма повторяемости между баллами не зависит от самих баллов. Формула (2.3) предполагает, что этот интервал уменьшается. На рисунке 2.4 приведены аппроксимации $\text{Log} T(I) \text{Log} T(I)$ соответственно при использовании формул (2.2, 2.3), при тех же параметрах, что и на рисунке 2.2.

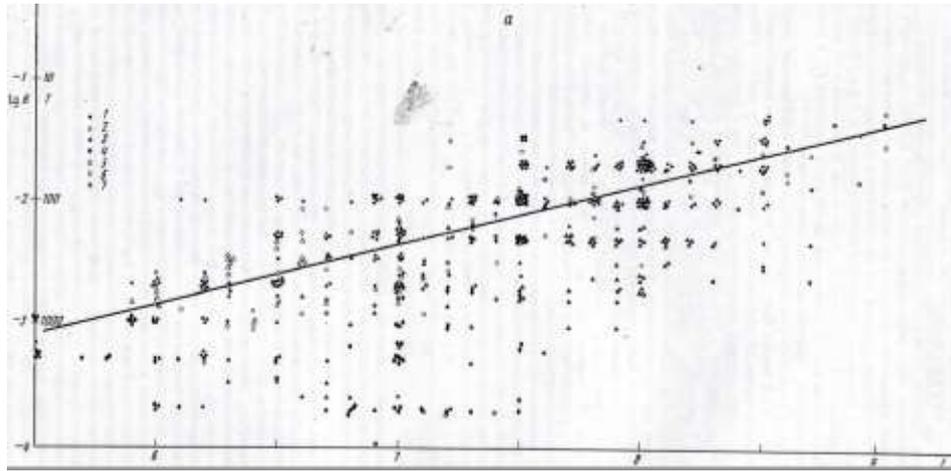


Рисунок 2.3. Пример построения зависимости $T(I)$ по данным Ю.В. Ризниченко [44]

В таблицах 2.1-2.3 приведены значения расчетного балла I , полученные на основе формул (2.1-2.3) для различных повторяемостей землетрясений T и для районов с различной ситуационной сейсмичностью. Как видно из таблиц, зависимость (2.1) может приводить к нелогичным результатам, а зависимости (2.2) и (2.3) дают близкие и разумные с инженерной точки зрения результаты.

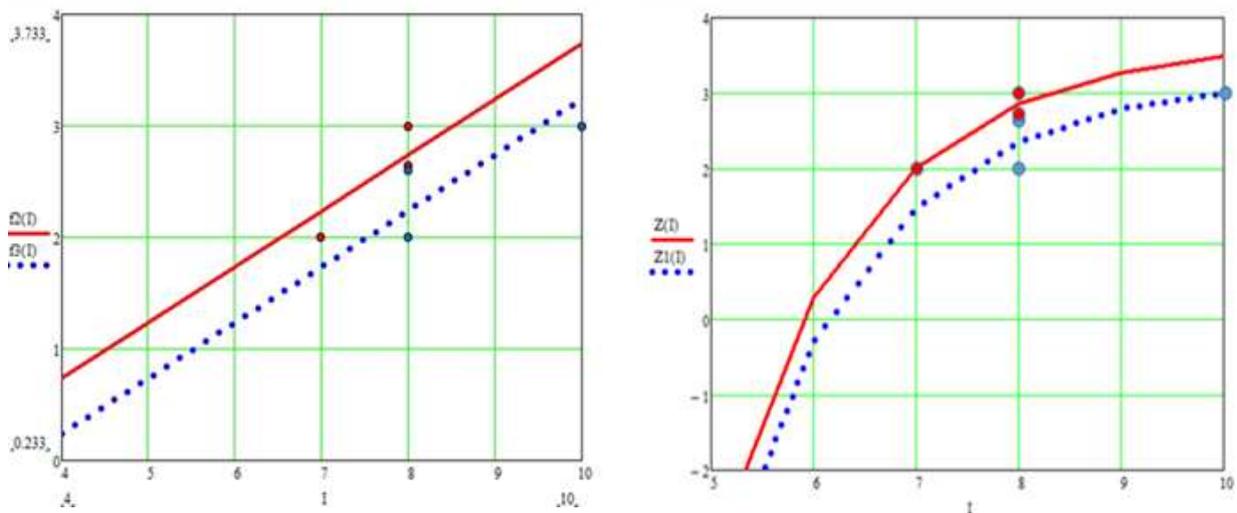


Рисунок 2.4. Зависимости логарифмов повторяемости для двух районов для территорий ситуационных сейсмичностей $I_A = 7, I_B = 8, I_C = 8$ и $I_A = 8, I_B = 8, I_C = 10$: данные по картам ОСР отмечены точками: а- приведен по формуле (2.2), б- приведен по формуле (2.3)

Зависимость расчетного балла от ситуационной сейсмичности и допустимой повторяемости сотрясений по формуле (2.1)

№	Ситуационная сейсмичность	Допустимая повторяемость сотрясений						
		50 лет	100 лет	300 лет	500 лет	1000 лет	5000 лет	10000 лет
1	6-6-7	4,6456	5	5,5616	5,8228	6,1771	7	7,3543
2	6-6-8	3,2912	4	5,1233	5,6456	6,3543	8	8,7087
3	6-7-7	4,4627	4,9255	5,6589	6	6,4627	7,5372	8
4	6-7-8	4,1326	4,7347	5,6889	6,1326	6,7347	8,1326	8,7347
5	6-8-8	2,9255	3,8510	5,3179	6	6,9255	9,0744	10
6	7-7-8	5,6456	6	6,5616	6,8228	7,1771	8	8,3543
7	7-8-8	5,4627	5,9255	6,6589	7	7,4627	8,5372	9
8	7-8-9	5,1326	5,7347	6,6889	7,1326	7,7347	9,1326	9,7347
9	8-8-9	6,6456	7	7,5616	7,8228	8,1771	9	9,3543
10	8-8-10	5,2912	6	7,1233	7,6456	8,3543	10	10,7087
11	8-9-9	6,4627	6,9255	7,6589	8	8,4627	9,5372	10
12	8-9-10	6,1326	6,7347	7,6889	8,1326	8,7347	10,1326	10,7347
13	8-10-10	4,9255	5,8510	7,3179	7,9999	8,9255	11,0744	12
14	9-9-10	7,6456	8	8,5616	8,8228	9,1771	10	10,3543
15	9-10-10	7,4627	7,9255	8,6589	9	9,4627	10,5372	11

Таблица 2.2

Зависимость расчетного балла от ситуационной сейсмичности и допустимой повторяемости сотрясений по формуле (2.2)

№	Ситуационная сейсмичность	Допустимая повторяемость сотрясений					
		50 лет	100 лет	500 лет	1000 лет	5000 лет	10000 лет
1	6-6-7	3,4659	4,068	5,4659	6,068	7,4659	8,068
2	6-6-8	3,7993	4,4013	5,7993	6,4013	7,7993	8,4013
3	6-7-7	3,7993	4,4013	5,7993	6,4013	7,7993	8,4013
4	6-7-8	4,1326	4,7347	6,1326	6,7347	8,1326	8,7347
5	6-8-8	4,4659	5,068	6,4659	7,068	8,4659	9,068

6	7-7-8	4,4659	5,068	6,4659	7,068	8,4659	9,068
7	7-8-8	4,7993	5,4013	6,7993	7,4013	8,7993	9,4013
8	7-8-9	5,1326	5,7347	7,1326	7,7347	9,1326	9,7347
9	8-8-9	5,4659	6,068	7,4659	8,068	9,4659	10,068
10	8-8-10	5,7993	6,4013	7,7993	8,4013	9,7993	10,401
11	8-9-9	5,7993	6,4013	7,7993	8,4013	9,7993	10,401
12	8-9-10	6,1326	6,7347	8,1326	8,7347	10,1326	10,7347
13	8-10-10	6,4659	7,068	8,4659	9,068	10,4659	11,068
14	9-9-10	6,4659	7,068	8,4659	9,068	10,4659	11,068
15	9-10-10	6,7993	7,4013	8,7993	9,4013	10,7993	11,4013

Таблица 2.3

Зависимость расчетного балла от ситуационной сейсмичности и допустимой повторяемости сотрясений по формуле (2.3)

	Ситуационная сейсмичность	Допустимая повторяемость сотрясений					
		50 лет	100 лет	500 лет	1000 лет	5000 лет	10000 лет
1	6-6-7	3,5946	4,806	5,5946	6,806	7,5946	8,806
2	6-6-8	3,9379	4,134	5,9379	6,134	7,9379	8,134
3	6-7-7	3,7993	4,134	5,7993	6,134	7,7993	8,134
4	6-7-8	3,9826	4,7347	5,1326	6,7347	7,9326	8,7347
5	6-8-8	4,4659	5,068	6,4659	7,068	8,4659	9,068
6	7-7-8	4,4659	5,068	6,4659	7,068	8,4659	9,068
7	7-8-8	4,9379	5,134	6,9379	7,134	8,9379	9,134
8	7-8-9	5,1326	6,7347	7,1326	7,7347	8,1326	9,7347
9	8-8-9	5,4659	6,068	7,4659	8,068	9,4659	10,068
10	8-8-10	5,9379	6,134	7,9379	8,134	9,9379	10,134
11	8-9-9	5,9379	6,134	7,9379	8,134	9,9379	10,134
12	8-9-10	6,7347	7,1326	8,1326	9,7347	10,1326	10,7347
13	8-10-10	6,4659	7,068	8,4659	9,068	10,4659	11,068
14	9-9-10	6,4659	7,068	8,4659	9,068	10,4659	11,068
15	9-10-10	6,9379	7,134	8,9379	9,134	10,9379	11,134

Приведенные данные являются основой для многоуровневого проектирования сооружений. Если остановиться на зависимости (2.2), как более простой, то нетрудно от расчетных баллов перейти к пиковым ускорениям (PGA), используя формулы шкалы балльности [16].

$$PGA = 10^{\frac{I - 1.89}{2.5}} \quad (2.4)$$

2.2.Методика и программа расчета уровней сейсмического воздействия для сооружений разной степени ответственности

Выше установлена связь повторяемости предельного состояния и расчетного балла. Однако балл не является исходным для проведения инженерных расчетов. И основным вопросом для этого является задание уровня расчётного воздействия, т.е. величину пиковых ускорений основания, или PGA. Для этого обычно используются нормативные рекомендации [48] и шкалой балльности [17], где уровень воздействия для сейсмичности 9 баллов составляет 4 м/с². О.А. Сахаров предложил задавать PGA в зависимости от ситуационной сейсмичности на площадке строительства. Это позволяет определить уровень воздействия как для ПЗ, так и для МРЗ [43]. Дополнительно необходимо учитывать зависимость PGA от преобладающего периода на акселерограмме. Такая зависимость получена А.А. Долгой [18], но она исходила из нормативных данных о величине PGA [17, 48]. В настоящее время появилась новая шкала балльности, которая коренным образом отличается от существовавшей ранее. В частности, в инструментальной части шкалы балльности появились новые величины пиковых ускорений. Для 9 баллов они составляют теперь не 4 м/с², а 7 м/с², в то время как для слабых воздействий они сохранились. Однако, для 6 и 7 баллов они практически соответствуют старой шкале. Важным является то, что увеличение PGA на единицу нарушает применяемую в СП требования удвоения баллов. В связи с этим возникла необходимость создания методики и программных средств для определения

уровня расчетных сейсмических воздействий по заданной допустимой вероятности их превышения на площадке строительства.

2.2.1. Определение расчетной балльности

Первоначально требовалось решить – определение уровня расчётного сейсмического балла с заданной повторяемостью землетрясения. Для этого выше предложено использовать формулу (2.4)

Вообще говоря, повторяемость T_{calc} должна определяться собственником. По существу, это ни что иное как повторяемость отказов. Этот вопрос рассмотрен в первом разделе настоящей главы. На практике сейсмостойкого строительства эта величина принимается в диапазоне от 20 до 300 лет [9]. Для объектов государственной собственности эта повторяемость должна нормироваться.

Для МРЗ величина повторяемости должна быть существенно выше – от 1000 до 5000 лет, а для таких сооружений как АЭС и большие платины повторяемость может достигать 1000000 лет.

Следует отметить, что вероятность отказов, соответствующая указанным повторяемостям ПЗ и МРЗ достаточно высока. Обычно это вероятность хорошо описывается законом Пуассона [44]

$$P = 1 - e^{-\frac{T_{life}}{T_{calc}}}, \quad (2.5)$$

где T_{life} – срок службы сооружения

Для $T_{life}=100$ лет вероятность отказа при ПЗ за срок службы составит 86.5.3% и для $T_{life}=300$ лет 28.3%. В пересчете на один год вероятность варьируется в диапазоне $0.087 < P < 0.028$, что соответствует данным работы [43], в которой P равняется приближенно 0.1. Отметим, что согласно имеющимся исследованиям [43] при $P=0.1$ объекты массового строительства должны работать в упругой стадии под расчетной сейсмической нагрузкой с $K_1 \approx 0.25$.

Коэффициенты a и b вычисляются по данным ситуационной сейсмичности. При этом задаются нормативные значения балла и соответствующие ему

повторяемости. Соответственно формулы для коэффициентов a и b имеют следующий вид [54].

$$a = \frac{\Delta a}{\Delta}; \quad b = \frac{\Delta b}{\Delta}; \quad (2.6)$$

где

$$\Delta = 3(I_a^2 + I_b^2 + I_c^2) - (I_a + I_b + I_c)^2;$$

$$\Delta a = 3(I_a \ln(T_a) + I_b \ln(T_b) + I_c \ln(T_c)) - (I_a + I_b + I_c)(\ln(T_a) + \ln(T_b) + \ln(T_c));$$

$$\Delta b = (I_a^2 + I_b^2 + I_c^2)(\ln(T_a) + \ln(T_b) + \ln(T_c)) - (I_a \ln(T_a) + I_b \ln(T_b) + I_c \ln(T_c))(I_a + I_b + I_c);$$

I_a, I_b, I_c – сила землетрясения в баллах по картам А,В и С;

T_a, T_b, T_c – повторяемость землетрясений силой I_a, I_b, I_c по картам.

По коэффициентам a и b и величине T мы можем определить расчётную силу землетрясения в баллах I .

$$I = \frac{\log_{10} T - b}{a} \quad (2.7)$$

Как показано выше, при использовании предложенной методики следует принимать равной $a=0.5$, тогда опасность площадки строительства будет определяться коэффициентом b .

2.2.2. Определение PGA

Получив значения балла, можно перейти к значению пикового ускорения. Для этого автор рекомендует использовать приведенную в разделе 2.1 формулу (2.4), однозначно определяющую значение PGA в зависимости от расчетной балльности.

Отсюда видно, что эта формула даёт значения, приведённые в шкале сейсмической интенсивности Ф.А. Аптикаева [5]. Однако эти ускорения не учитывают известного факта зависимости пиковых ускорений от преобладающего периода воздействий [18, 51].

2.2.3. Определение поправки на преобладающий период воздействия

В зданиях массового строительства с периодом собственных колебаний $T = 0,3$ секунды пиковые ускорения резонансных воздействий соответствуют нормативным, так как именно по разрушениям зданий массовой постройки определялся коэффициент динамичности β . Для сейсмических воздействий с другим преобладающим периодом воздействия величина PGA должна уточняться. В связи с этим в настоящей работе были использованы зависимости $PGA(T_{eq})$, полученные в исследованиях [11] и согласующиеся с данными А.А. Долгой [18]. По этим зависимостям, после их деления на значения ускорений при $T_{eq} = 0,3$ с, был получен поправочный коэффициент K_T к PGA в зависимости от периода колебаний T_{eq} . Эта зависимость представлена на рисунке 2.5.

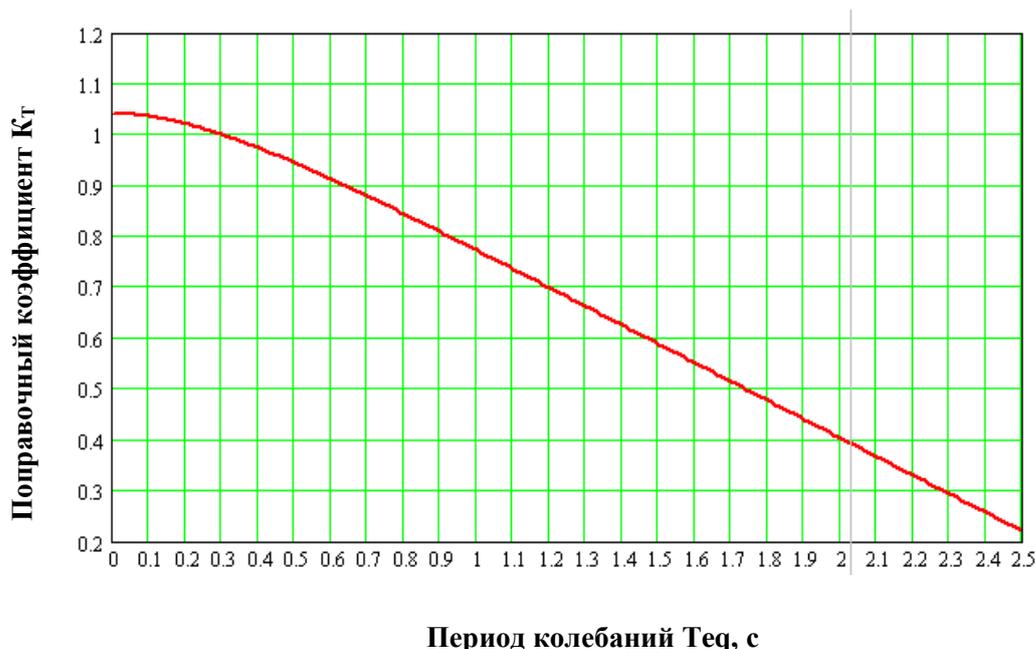


Рисунок 2.5. Зависимость поправочного коэффициента K_T от периода колебаний T_{eq}

В результате этой зависимости расчётные ускорения получаются с учётом фактического периода колебаний сооружения. На основе вышеизложенной методики автором для вычисления расчетных ускорений доработано программное обеспечение, описанное в [7] и зарегистрированное ранее [8]. Программа была

составлена на языке C++ в среде Windows. Автору пришлось доработать блок оценки балльности площадки строительства с учетом того, что коэффициент, a в формуле (2.7) равен 0.5. В этом случае вместо формул (2.6) получаем следующую формулу для оценки коэффициента b .

$$b = \frac{\sum_{i=1}^n (\lg T_i - 0.5 \cdot I_i)}{n} \quad (2.8)$$

В этой формуле n – число используемых карт ОСР.

При задании преобладающего периода воздействия при отсутствии сейсмологических данных представляется оправданным принимать преобладающий период воздействия равным собственной частоте колебаний сооружения (T_{eq}). В этом случае воздействие будет наиболее опасным.

Повторяемость опасного землетрясения, задается собственником объекта. По существу это повторяемость предельного состояния, которое он считает возможным допустить. Используя указанные данные, пользователь программы может получить пиковое ускорение и расчетную балльность сооружения.

Разработанную методику и программу целесообразно применять при проектировании объектов, сильно отличающихся по своим характеристикам от объектов массового строительства.

Важным является то, что при проектировании возникает необходимость работать с несколькими предельными состояниями и соответствующими уровнями расчетных воздействий. Этот вопрос рассмотрен в следующем разделе диссертации.

2.3. Анализ уровней расчетного воздействия для различных предельных состояний и ситуационной сейсмичности

На основе разработанной методики и программы расчета выполнена оценка расчетной интенсивности воздействия в балл (таблица 2.4) и значения PGA (таблица 2.5) для районов с различной ситуационной сейсмичностью.

Зависимость расчетного балла от ситуационной сейсмичности и повторяемости землетрясений для сооружения с периодом основного тона колебаний 1 с

Ситуационная сейсмичность	Расчетный балл по карте В СП [48]	Повторяемость землетрясений, год					
		21	35	330	500	750	1000
6-6-7	Расчет на сейсмические воздействия не предусмотрен	2,71	3,16	5,11	5,47	5,82	6,07
6-7-7	7	3,04	3,49	5,44	5,79	6,15	6,40
7-7-7	7	3,38	3,82	5,77	6,13	6,48	6,73
6-7-8	7	3,38	3,82	5,77	6,13	6,48	6,73
7-7-8	7	3,71	4,16	6,11	6,47	6,82	7,07
7-8-8	8	4,05	4,49	6,44	6,80	7,15	7,40
8-8-8	8	4,38	4,82	6,77	7,13	7,48	7,73
7-8-9	8	4,38	4,82	6,77	7,13	7,48	7,73
8-8-9	8	4,71	5,15	7,11	7,47	7,82	8,07
8-9-9	9	5,05	5,49	7,44	7,80	8,15	8,40
9-9-9	9	5,38	5,82	7,77	8,13	8,48	8,74
8-9-10	9	5,38	5,82	7,77	8,13	8,48	8,74
9-9-10	9	5,71	6,16	8,11	8,46	8,82	9,07
9-10-10	Расчет с использованием СТУ	6,05	6,49	8,44	8,79	9,15	9,40
10-10-10		6,38	6,82	8,77	9,13	9,48	9,73

Полученные результаты показывают, прежде всего, что при принятии повторяемости предельных состояний в соответствии с европейскими нормами [72], расчетная балльность практически не превышает 9 баллов. Исключение составляет район с ситуационной сейсмичностью $I_A = 9$, $I_B = 10$, $I_C = 10$ и $I_A = 10$, $I_B = 10$, $I_C = 10$. При использовании действующих карт ОСР [64] и рекомендаций СП

[48] 10-балльные площадки могут появиться при повторяемости 10-балльных воздействий чаще, чем раз в 1000 лет.

Таблица 2.5

Зависимость пикового ускорения PGA в м/с^2 от ситуационной сейсмичности и повторяемости землетрясений для сооружения с периодом основного тона колебаний 1 с

Ситуационная сейсмичность	Расчетное ускорение по карте В СП [48]	Повторяемость землетрясений, год					
		21	35	330	500	750	1000
6-6-7	Расчет на сейсмические воздействия не предусмотрен	0,03	0,04	0,14	0,19	0,27	0,34
6-7-7	1 м/с^2	0,04	0,05	0,19	0,26	0,37	0,46
7-7-7	1 м/с^2	0,04	0,06	0,26	0,36	0,49	0,63
6-7-8	1 м/с^2	0,04	0,06	0,26	0,36	0,49	0,63
7-7-8	1 м/с^2	0,05	0,07	0,35	0,49	0,68	0,85
7-8-8	2 м/с^2	0,06	0,09	0,48	0,67	0,92	1,17
8-8-8	2 м/с^2	0,08	0,11	0,65	0,91	1,26	1,59
7-8-9	2 м/с^2	0,08	0,11	0,65	0,91	1,26	1,59
8-8-9	2 м/с^2	0,10	0,15	0,88	1,24	1,72	2,16
8-9-9	4 м/с^2	0,14	0,20	1,21	1,69	2,33	2,94
9-9-9	4 м/с^2	0,18	0,27	1,64	2,29	3,17	3,99
8-9-10	4 м/с^2	0,18	0,27	1,64	2,29	3,17	3,99
9-9-10	4 м/с^2	0,24	0,37	2,24	3,12	4,31	5,41
9-10-10	Расчет с использованием	0,33	0,49	3,04	4,23	5,84	7,32
10-10-10	СТУ	0,45	0,68	4,13	5,74	7,90	9,91

Важным представляется то, что предложенная методика позволяет дифференцировать уровень воздействия в зависимости от ситуационной

сейсмичности. По действующим СП при проектировании сооружения по карте “В” в районах с сейсмичностью $I_A = 7, I_B = 8, I_C = 8$ и $I_A = 8, I_B = 8, I_C = 9$ расчетная сейсмичность одинакова и составляет 8 баллов. По предлагаемой методике в первом случае расчетная сейсмичность составит 8 баллов, а во втором 8,67 балла, что приведет к увеличению расчетных ускорений в 1,84 раза.

Как видно из таблиц приведенная методика позволяет назначать расчетные ускорения для различных предельных состояний для которых задается их повторяемость. Если обратится к действующему СП и рассмотреть район с ситуационной сейсмичностью $I_A = 8, I_B = 8, I_C = 9$ (строчка выделена в таблице зеленым цветом) то расчетная сейсмичность по СП составит 8 баллов. Это означает что расчет ведется на действие МРЗ с $PGA = 2 \text{ м/с}^2$. Фактически, рассматриваемое сооружение при повторяемости расчетного предельного состояния раз в 1000 лет (карта В) должно иметь пиковое ускорение $2,16 \text{ м/с}^2$, и при повторяемости воздействия раз в 500 лет (карта А) $1,24 \text{ м/с}^2$. Если принять предельные состояния по Еврокоду 8 [72], то неразрушающее предельное состояние с повторяемостью раз в 21 год имеет $PGA = 0,1 \text{ м/с}^2$, предельное состояние нормальной эксплуатации с повторяемостью раз в 35 лет имеет $PGA = 0,15 \text{ м/с}^2$, для предельного состояния вызывающего повреждение конструкции допускающий ремонт ее восстановления с повторяемостью раз в 330 лет имеет $PGA = 0,88 \text{ м/с}^2$, и наконец, для разрушающего землетрясения с повторяемостью раз в 750 лет PGA равная $1,72 \text{ м/с}^2$.

2.4. Выводы по главе 2

Выполненные исследования позволяют делать следующие, по нашему мнению, важные выводы по назначению расчетной сейсмической нагрузки:

1. В разделе предложена методика программного обеспечения для задания уровня расчетной сейсмической нагрузки, в зависимости от ситуационной сейсмичности на площадке строительства и повторяемости воздействий. В основу этой методики положены рекомендации действующего ГОСТа

«Землетрясение. Шкала сейсмической интенсивности», а также действующие карты ОСР 97 и карты ОСР 2012;

2. Хотя, упомянутый ГОСТ [16] оперирует значительно большими значениями PGA, чем действующий СП [48]. Расчетные значения PGA по полученной методике далеко не всегда превышают нормативные значения. Это связано с тем, что предлагаемая методика сохраняет повторяемость воздействий по картам ОСР, но отказывается от жесткой привязки к целочисленному балу. Расчетная балльность получается дробной, в зависимости от ситуационной сейсмичности на площадке строительства. Это позволяет более гибко назначать уровень расчетных ускорений;
3. При установлении связи между повторяемостью землетрясений и расчетным балом на площадке строительства предлагается отказаться от известной зависимости связывающих эти величины.

$$\log T = aI + b$$

В диссертации показано, что использование этой формулы приведет к парадоксу противоречащих в физике рассматриваемых явлений и предлагается принять для связи повторяемости и балла следующую формулу с коэффициентом $a = 0.5$.

$$\log T = 0.5I + b$$

В рассматриваемом разделе предложена формула для определения коэффициента b в зависимости от ситуационной сейсмичности.

4. Автором модернизировано программное обеспечение на языке C++ в среде Windows, позволяющая быстро определять уровень расчетного воздействия и вероятность его превышения в зависимости от повторяемости воздействия и ситуационной сейсмичности на площадке строительства;
5. Предварительный анализ показывает, что увеличение уровня расчетной нагрузки может быть значимо на особо опасных площадках, где возможно 10 балльное землетрясение. Как правило, для проектирования сооружений на таких площадках требуются специальные СТУ;

6. Следует обратить внимание, что по европейским нормам полное разрушение сооружения допускается с повторяемостью раз в 750 лет. Такому предельному состоянию соответствует воздействие более сильное чем задаваемая по карте А карт ОСР, но более слабая чем по картам В карт ОСР;
7. Проектные землетрясения характеризуются сравнительно малыми расчетными ускорениями равными 0,1-0,4 м/с². Во многих случаях эти землетрясения не должны регламентировать прочность несущих конструкций сооружения. Однако они могут регламентировать другие факторы, например, изменение положения железнодорожного пути в плане и в профиле, влияние на поведение людей, нарушение культовых и зрелищных мероприятий и т.п. Указанные вопросы рассмотрены в следующей главе диссертации.

3. РАЗБОРКА МЕТОДОВ РАСЧЕТА НА ПРОЕКТНОЕ ЗЕМЛЕТРЯСЕНИЕ

3.1. Особенности системы расчетных коэффициентов для расчета сооружений на ПЗ по ЛСТ

В настоящее время в практике сейсмостойкого строительства осуществляется переход к многоуровневому проектированию сейсмостойких сооружений. При этом рассматривается несколько уровней воздействия и соответствующих им предельных состояний [22, 56, 73, 74, 80]. В перспективе такой подход должен привести к проектированию сценариев накопления повреждений в проектируемой конструкции [69]. Первая стадия перехода к многоуровневому проектированию — это двойной расчет сооружения на действие проектного (ПЗ) и максимального расчетного (МРЗ) землетрясений. При этом после ПЗ сооружение должно работать в штатном режиме, а после МРЗ необходимо исключить социальные потери и малоцикловую усталость или прогрессивное обрушение основных несущих конструкций [14]. Ранее, в главе 2, рассмотрены более детальные расчеты сооружений на 4 уровня воздействия. Действующие нормы [48] ориентированы исключительно на расчеты сооружений на действие МРЗ. При этом расчетное землетрясение задается спектральной кривой, а контрольное — акселерограммой землетрясения. В обоих случаях в расчетных формулах для оценки сейсмостойкости используется коэффициент редукции K_1 , зависящий от пластических свойств рассчитываемого сооружения. При проектировании предполагается, что при землетрясении возникнут те или иные повреждения конструкции [56]. Расчет на действие ПЗ не регламентирован российскими нормами. Такого рода расчеты выполняются в настоящее время в России только для зданий и оборудования АЭС. Для выполнения расчета на действие ПЗ необходимо задать уровень расчетной нагрузки и соответствующее ему предельное состояние.

3.1.1. Предельные состояния для расчета на действие ПЗ

Как отмечено выше, после ПЗ сооружение должно работать в штатном режиме. Это значит, что при уровне воздействия ПЗ все элементы конструкции должны работать упруго, без повреждений. Иными словами, должен выполняться нормативный расчет при коэффициенте редукиции K_1 равным 1 на ослабленное воздействие с пиковым ускорением $PGA=K_{ПЗ} \cdot Ag$, причем, $K_{ПЗ}$ служит для перехода к расчетным ускорениям ПЗ. Если система линейна, то расчет может выполняться по спектральной методике. Помимо традиционных условий прочности при расчете на ПЗ возникает необходимость дополнительных проверок условий нормальной эксплуатации сооружения. К числу этих проверок можно отнести:

- Крепеж тяжелой мебели и оборудования;
- Обеспечение работоспособности коммуникаций, в частности, сохранность газопроводных, водопроводных и канализационных сетей, сохранность дорожного покрытия для автомобильных дорог и рельсового пути для железных дорог, сохранность линий связи;
- Обеспечение работоспособности оборудования, в частности, для больниц и поликлиник, а также, газораспределительных сетей;
- Исключение паники среди населения, прежде всего, для зрелищных и культовых сооружений. Это требование должно ограничивать уровни ускорений и смещений в определенном октавном диапазоне.

Например, при проектировании высокоскоростных магистралей в сейсмически опасных районах следует оценивать поведение пути на насыпях и мостах, ограничивая смещения пути в плане и профиле (таблица 3.1). Следует также определять напряжения в рельсовых плетях на мостах или ограничивать смещения верха опор от ПЗ величиной $U_{lim} < \sqrt{L}$, где U_{lim} берется в см, а пролет моста – в м.

В зрелищных и культовых учреждениях следует ограничивать виброскорость. Допустимый уровень виброскорости по данным [15] составляет в диапазоне частот от 5 до 8 Гц примерно 75 Дб, а в диапазоне частот от 2 до 5 Гц около 100 Дб. На основе данных [15] можно рекомендовать допустимые значения виброскорости, приведенные в таблице 3.2.

Таблица 3.1

Ограничения перемещений рельсового пути в плане и профиле после ПЗ

Изменение ширины колеи в плане		Изменение ширины колеи в профиле	
Уменьшение	Увеличение	Одновременное смещение рельсов	Взаимное смещение рельсов
20	10	25	5

Таблица 3.2

Допустимые значения уровня виброскорости в дБ

Частота, Гц	Частота, Гц				
	1	2	4	8	16
Максимум виброскорости, дБ	117	91	82	76	75
Максимум виброскорости, мм/с	36	1,8	0,63	0,32	0,29

Перевод виброскорости из традиционной размерности м/с в дБ осуществляется по формуле (3.1), рекомендованной в [15].

$$V_{dB} = 20 \cdot \lg \left(\frac{V}{V_0} \right), \quad (3.1)$$

Где V_{dB} – скорость в дБ, V - скорость в м/с; $V_0 = 5 \cdot 10^{-8}$ м/с.

3.1.2. Задание расчетных воздействий для моделирования ПЗ

Задание воздействия определяется требованиями собственника и сейсмологическими условиями площадки строительства. Собственник должен задать приемлемую для него повторяемость возникновения предельных состояний. После этого в зависимости от ситуационной сейсмичности на площадке строительства можно определить расчетный балл и PGA. Для этого можно использовать методику и соответствующую программу, описанные в предыдущем разделе диссертации. В развитие указанной методики и программы авторы использовали не 3, а 5 карт сейсмического районирования [64]. В таблице 3.3 представлены значения PGA для 3х значений допустимой повторяемости $T_{\text{пер}}$ равной 20, 50 и 100 лет при различной ситуационной сейсмичности по картам ОСР-97 для расчетного периода колебаний 0.3 с.

Таблица 3.3

Зависимость пиковых ускорений и расчетных баллов от ситуационной сейсмичности

№	Ситуационная сейсмичность	20 лет		50 лет		100 лет	
		PGA, м/с ²	Расчетная балльность	PGA, м/с ²	Расчетная балльность	PGA, м/с ²	Расчетная балльность
1	6-6-7	0,0333	2,6701	0,0453	3,4659	0,0645	4,068
2	6-7-7	0,0371	3,0034	0,0544	3,7993	0,0815	4,4013
3	6-7-8	0,0426	3,3367	0,0673	4,1326	0,1055	4,7347
4	7-7-8	0,0505	3,6701	0,0856	4,4659	0,1389	5,068
5	7-8-8	0,0618	4,0034	0,1111	4,7993	0,1853	5,4013
6	7-8-9	0,0778	4,3367	0,1468	5,1326	0,2496	5,7347
7	8-8-9	0,1002	4,6701	0,1962	5,4659	0,3382	6,068
8	8-8-10	0,1315	5,0034	0,2646	5,7993	0,4599	6,4013
9	8-9-10	0,1751	5,3367	0,3589	6,1326	0,6266	6,7347
10	9-9-10	0,2355	5,6701	0,4882	6,4659	0,8545	7,068
11	9-10-10	0,3187	6,0034	0,6654	6,7993	1,165	7,4013

Из таблицы видно, что расчет на ПЗ необходим далеко не всегда. При расчетном значении силы ПЗ < 4 баллов такой расчет теряет смысл. Поэтому следует проводить расчеты на действие ПЗ при высоких требованиях к штатной работе сооружения ($T_{\text{пер}} \geq 100$ лет). Это могут быть больницы, зрелищные и культовые сооружения. При $T_{\text{пер}} \approx 50$ лет необходимость в расчетах на действие ПЗ возникает на площадках с возможной силой землетрясения $I \geq 8$ баллов, а при $T_{\text{пер}} < 20$ лет учет ПЗ целесообразен при повторяемости 8-балльных воздействий чаще, чем раз в 1000 лет.

Кроме PGA для моделирования расчетного воздействия следует определить и другие его характеристики. К ним относятся коэффициент гармоничности k и энергетические характеристики – интенсивность по Ариасу и абсолютная кумулятивная скорость SAV. Энергетические характеристики могут иметь значение для задания ПЗ в районах с сейсмичностью более 9, когда ПЗ может приводить к нарушению прочности несущих конструкций. Однако главными характеристиками ПЗ для расчета линейных систем следует считать PGA и коэффициент гармоничности k .

3.2. Критерии сейсмостойкости при расчете сооружений на действие ПЗ

Как следует из выше изложенного, расчеты на ПЗ можно подразделить на две группы. К первой группе расчетов относятся прочностные расчеты несущих конструкции. Их следует выполнять в районах с $I_B > 10$. Ко второй группе расчетов относится построение поэтажных акселерограмм и спектров. По ним оценивается сейсмостойкость оборудования и возможность психического воздействия землетрясения на людей.

3.2.1. Оценка сейсмической нагрузки

При ПЗ сооружение работает упруго и без повреждений. Это позволяет строго использовать ЛСМ для оценки усилий в элементах сооружения, если оно

не снабжено нелинейной сейсмозащитой. Например, здания с фундаментами А.В. Курзанова и с фундаментами Ю.Д. Черпинского [56] существенно нелинейны и требуют численного решения уравнения их колебаний. В остальных случаях сейсмические нагрузки оцениваются по известным формулам

$$s_{i,j} = AgK_1K_{ПЗ}m_i\beta(T_j)\eta_{ij}, \quad (3.2)$$

Здесь в отличие от действующих СП введен коэффициент $K_{ПЗ}$ обеспечивающий переход от PGA при МРЗ, регламентируемых СП, к PGA ПЗ. Другие множители соответствуют СП [48]. Коэффициент предельных состояний должен приниматься равным 1. Отметим, что величина $K_{ПЗ}$ однозначно определяется ситуационной сейсмичностью площадки строительства и допустимой повторяемостью нарушения нормальной эксплуатации объекта.

Поскольку повторяемость ПЗ достаточно высокая (раз в 20-100 лет), расчет на ПЗ можно рассматривать, как расчет на дополнительные сочетания нагрузок и принимать коэффициенты сочетаний соответствующим образом [80].

В качестве примера в таблицах 3.4, 3.5 приведены расчеты коэффициентов $K_{ПЗ}$ по методике, предлагаемой автором. Как видно из таблиц (3.4, 3.5), для гибких сооружений (таблица 3.4) $K_{ПЗ}$ равная в пределах от 0.039 до 0.179, а для жестких сооружений (таблица 3.5) $K_{ПЗ}$ равная в пределах от 0.048 до 0.233. Это означает, что расчет на ПЗ не должен лимитировать усиление основных несущих конструкций. Такой расчет необходим для оценки работоспособности оборудования, психологического воздействия землетрясения на людей, крепежа мебели и т.п.

Таблица 3.4

Значения Коэффициента $K_{ПЗ}$ от ситуационной сейсмичности и повторяемости землетрясений для сооружения с периодом основного тона колебаний 1 с

Ситуационная сейсмичность	Расчетное ускорение по карте А СП [48]	Расчетное ускорение по карте В СП [48]	Расчетное ускорение по расчету автора		Коэффициент $K_{ПЗ}$ по расчету автора			
			При повторяемости раз в 20 лет	При повторяемости раз в 50 лет	При повторяемости раз в 20 лет		При повторяемости раз в 50 лет	
					По карте А	По карте В	По карте А	По карте В
6-6-7	Расчет на сейсмические воздействия не предусмотрен	Расчет на сейсмические воздействия не предусмотрен	0,033	0,045	-	-	-	-
6-7-7	Расчет на сейсмические воздействия не предусмотрен	1 м/с ²	0,037	0,054	-	0,037	-	0,054
7-7-7	1 м/с ²	1 м/с ²	0,042	0,067	0,042	0,042	0,067	0,067
6-7-8	Расчет на сейсмические воздействия не предусмотрен	1 м/с ²	0,042	0,067	-	0,042	-	0,067
7-7-8	1 м/с ²	1 м/с ²	0,051	0,086	0,051	0,051	0,086	0,086
7-8-8	1 м/с ²	2 м/с ²	0,062	0,111	0,062	0,031	0,111	0,055
8-8-8	2 м/с ²	2 м/с ²	0,079	0,147	0,039	0,039	0,074	0,074
7-8-9	1 м/с ²	2 м/с ²	0,079	0,147	0,079	0,039	0,147	0,074
8-8-9	2 м/с ²	2 м/с ²	0,100	0,196	0,05	0,05	0,098	0,098
8-9-9	2 м/с ²	4 м/с ²	0,132	0,265	0,066	0,033	0,133	0,066
9-9-9	4 м/с ²	4 м/с ²	0,175	0,359	0,044	0,044	0,089	0,089
8-9-10	2 м/с ²	4 м/с ²	0,175	0,359	0,088	0,044	0,179	0,089
9-9-10	4 м/с ²	4 м/с ²	0,236	0,488	0,059	0,059	0,122	0,122
9-10-10	4 м/с ²	Расчет с использованием СТУ	0,319	0,067	0,079	-	0,166	-
10-10-10	Расчет с использованием СТУ	Расчет с использованием СТУ	0,433	0,091	-	-	-	-

Таблица 3.5

Значения Коэффициента $K_{ПЗ}$ от ситуационной сейсмичности и повторяемости землетрясений для сооружения с периодом основного тона колебаний 0,3 с

Ситуационная сейсмичность	Расчетное ускорение по карте А СП [48]	Расчетное ускорение по карте В СП [48]	Расчетное ускорение по расчету автора		Коэффициент $K_{ПЗ}$ по расчету автора			
			При повторяемости раз в 20 лет	При повторяемости раз в 50 лет	При повторяемости раз в 20 лет		При повторяемости раз в 50 лет	
					По карте А	По карте В	По карте А	По карте В
6-6-7	Расчет на сейсмические воздействия не предусмотрен	Расчет на сейсмические воздействия не предусмотрен	0,043	0,059	-	-	-	-
6-7-7	Расчет на сейсмические воздействия не предусмотрен	1 м/с ²	0,048	0,071	-	0,048	-	0,071
7-7-7	1 м/с ²	1 м/с ²	0,055	0,087	0,055	0,055	0,087	0,087
6-7-8	Расчет на сейсмические воздействия не предусмотрен	1 м/с ²	0,055	0,087	-	0,055	-	0,087
7-7-8	1 м/с ²	1 м/с ²	0,065	0,111	0,065	0,065	0,111	0,111
7-8-8	1 м/с ²	2 м/с ²	0,08	0,144	0,080	0,04	0,144	0,072
8-8-8	2 м/с ²	2 м/с ²	0,101	0,190	0,051	0,051	0,095	0,095
7-8-9	1 м/с ²	2 м/с ²	0,101	0,190	0,101	0,051	0,190	0,095
8-8-9	2 м/с ²	2 м/с ²	0,129	0,254	0,065	0,065	0,127	0,127
8-9-9	2 м/с ²	4 м/с ²	0,170	0,343	0,085	0,043	0,172	0,086
9-9-9	4 м/с ²	4 м/с ²	0,227	0,465	0,057	0,057	0,116	0,116
8-9-10	2 м/с ²	4 м/с ²	0,227	0,465	0,114	0,057	0,233	0,116
9-9-10	4 м/с ²	4 м/с ²	0,305	0,632	0,076	0,076	0,158	0,158
9-10-10	4 м/с ²	Расчет с использованием СТУ	0,413	0,861	0,103	-	0,215	-
10-10-10	Расчет с использованием СТУ	Расчет с использованием СТУ	0,561	1,175	-	-	-	-

3.3. Некоторые примеры расчета сооружения на действия ПЗ

Как следует из вышеизложенного, при расчете сооружения на действие ПЗ возникает необходимость проводить расчёт поэтажных акселерограмм (ПА) и поэтажных спектров (ПС).

Особо следует отметить психологическое воздействие землетрясений на людей. Этот вопрос уже рассматривался в работах [25]. В культовых, зрелищных и других сооружениях с массовым скоплением людей слабый толчок безопасный для сооружения может вызвать панику и люди, пытаясь покинуть помещение, могут нанести друг другу повреждения. Ниже приводятся примеры построения ПА для двух 9-этажных и одного 5-этажного здания. Параметры колебаний зданий приведены в таблице 3.6. Расчетная схема 9-этажного здания приведена на рисунке 3.1.

Для анализа было выбрано 5 реальных воздействий (таблица 3.7, 3.8, рисунок 3.2), которые отнормированы на 0.175 м/с^2 . Формально это соответствует силе воздействия 5 баллов по шкале Ф.Ф. Аптикаева [5, 16]

Расчет сейсмоизолированного здания подтвердил известные результаты исследования систем сейсмоизоляции [55], отмечающих, что сейсмоизолированные системы не чувствительны к характеристикам грунтового основания и сейсмоизоляция служит фильтром для высокочастотных воздействий. В качестве иллюстрации на рисунках 3.3 и 3.4 приведены результаты расчета на действие акселерограммы Газли. Сооружение смещается как жесткое целое с ускорениями, которые более чем в 5 раз меньше ускорения основания.

Однако ситуация кардинально изменилась при рассмотрении колебаний неизолированного здания: оказалось, что на последних этажах здания, ускорения могут в 4 раза превосходить ускорения основания. В примере, представленном на рисунке 3.5 ускорения основания возросли с 0.175 м/с^2 до 0.5 м/с^2 , что соответствует 7 балльным воздействиям.

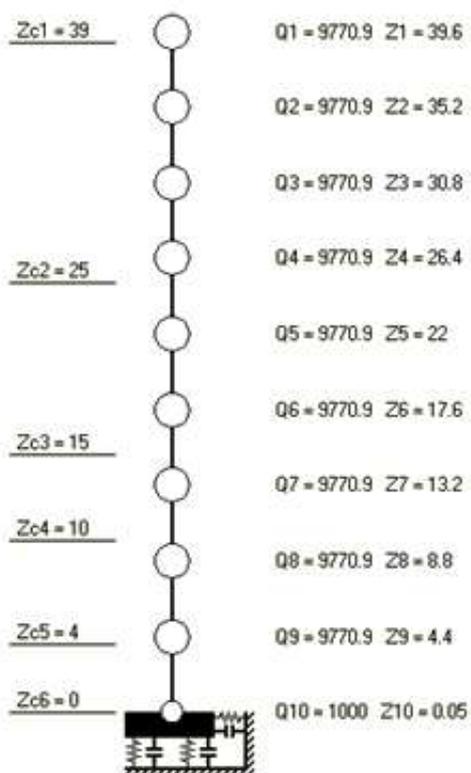


Рисунок 3.1. Расчётная модель 9-этажного здания

Таблица 3.6

Параметры колебаний рассматриваемых зданий

Изолированное 9 –этажное здание						
Тип основания	Период T , с			Модальное затухание		
Нескальное $E_0 = 330$ МПа	3,938	0,39	0,071	0,295	0,144	0,103
Скальное	3,887	0,249	0,067	0,298	0,108	0,102
Неизолированное 9 –этажное здание						
Нескальное $E_0 = 330$ МПа	0,818	0,141	0,062	0,145	0,141	0,12
Скальное	0,433	0,105	0,051	0,1	0,1	0,1
Неизолированное 5-этажное здание						
Скальное	0.355	0.0695	0.0317	0.1	0.1	0.1

Таблица 3.7

Расчётные нормированные воздействия

Акселерограмма	Спектр ускорений	Характеристики воздействия			
		I_A , м/с	CAV, м/с	PGA_s , м/с ²	κ
		0,0057	0,483	0,175	1,02
		0,0029	0,322	0,175	13,88
		0,0041	0,638	0,175	6,17
		0,0005	0,053	0,175	14,77

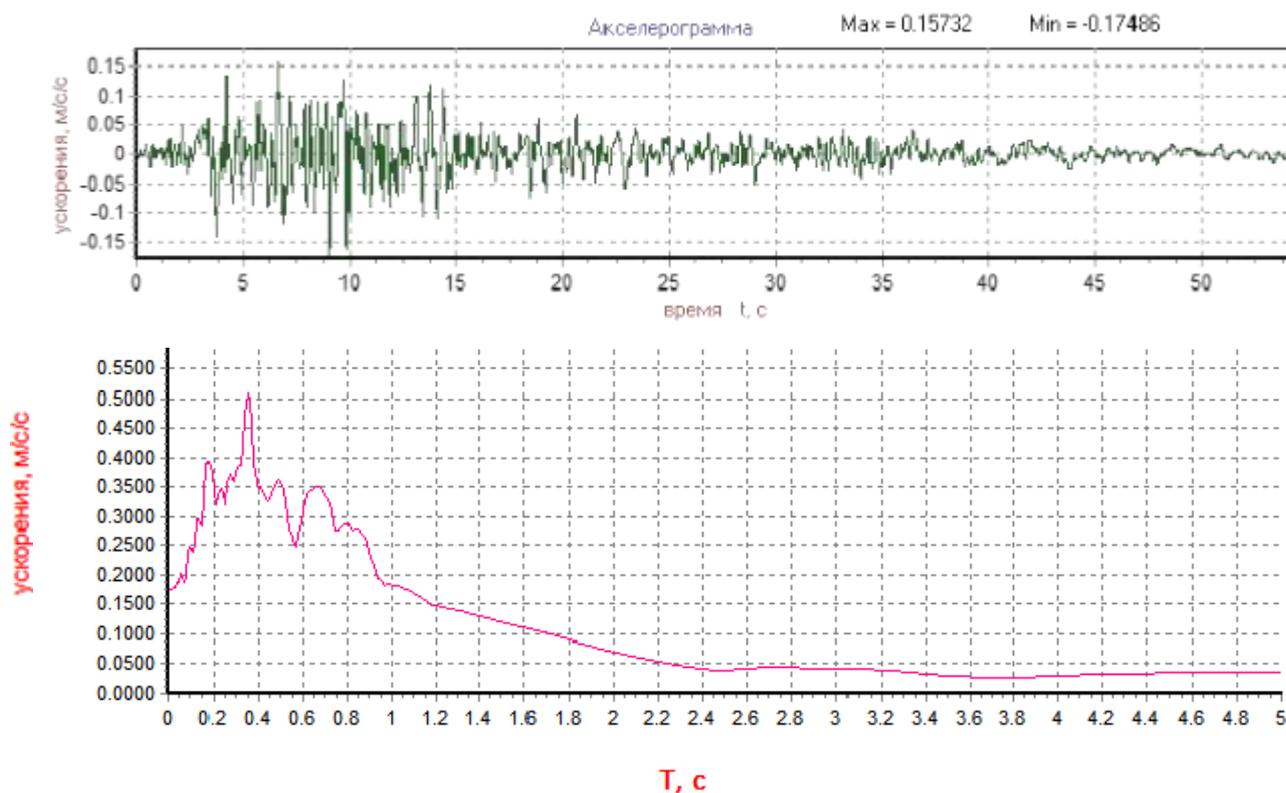


Рисунок 3.2. Резонансное воздействие для 5-этажного здания

Таблица 3.8

Характеристики резонансного воздействия для 5-этажного здания

I_A , м/с	CAV, м/с	PGA, м/с ²	κ
0.00697	0.987	0.175	13.24

Это говорит о том, что для обычных зданий при расчёте на ПЗ требуется построение поэтажных спектров, тогда как сейсмоизоляция обеспечивает несущую способность и безотказность оборудования в тех же условиях.

Для подбора оборудования в дополнение к ПА возникает необходимость построения ПС. Пример такого спектра для пятого этажа 5-этажного здания представлен на рисунке 3.6.

Для оценки опасности воздействия на людей возникает необходимость работать с поэтажными велосиграммами. Пример такой велосиграммы для рассмотренного 5-этажного здания от акселерограммы Линкольн показан на рисунке 3.7.

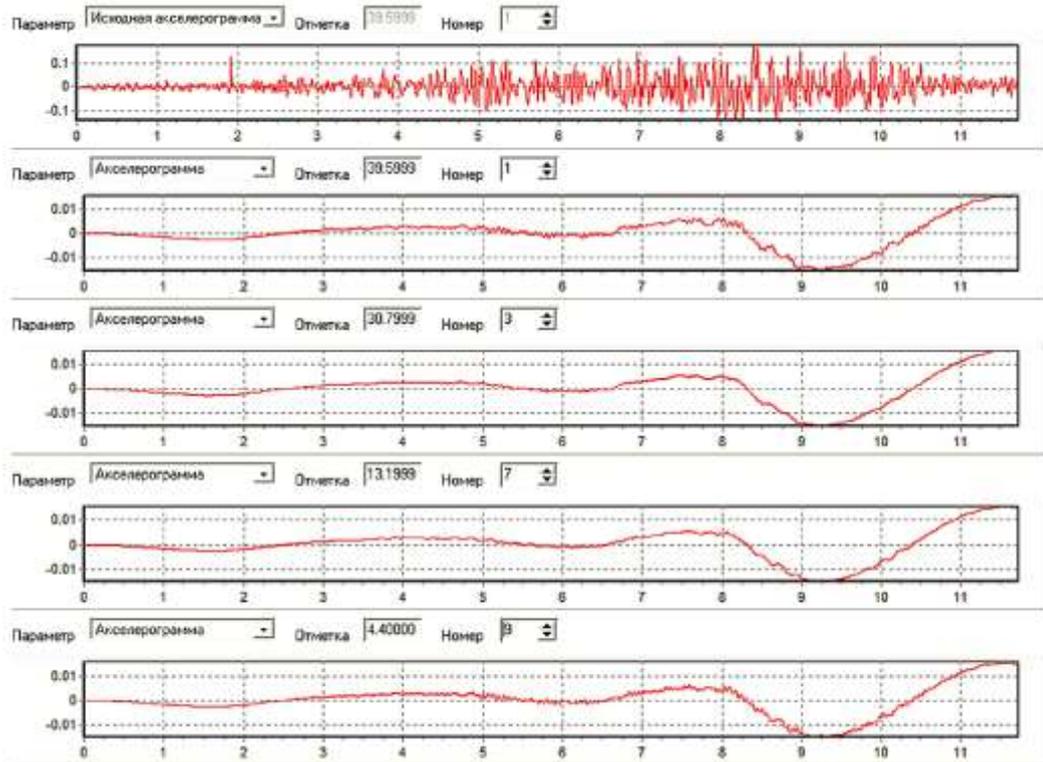


Рисунок 3.3. Поэтажные акселерограммы для изолированного сооружения на скальном основании. Высокочастотное воздействие

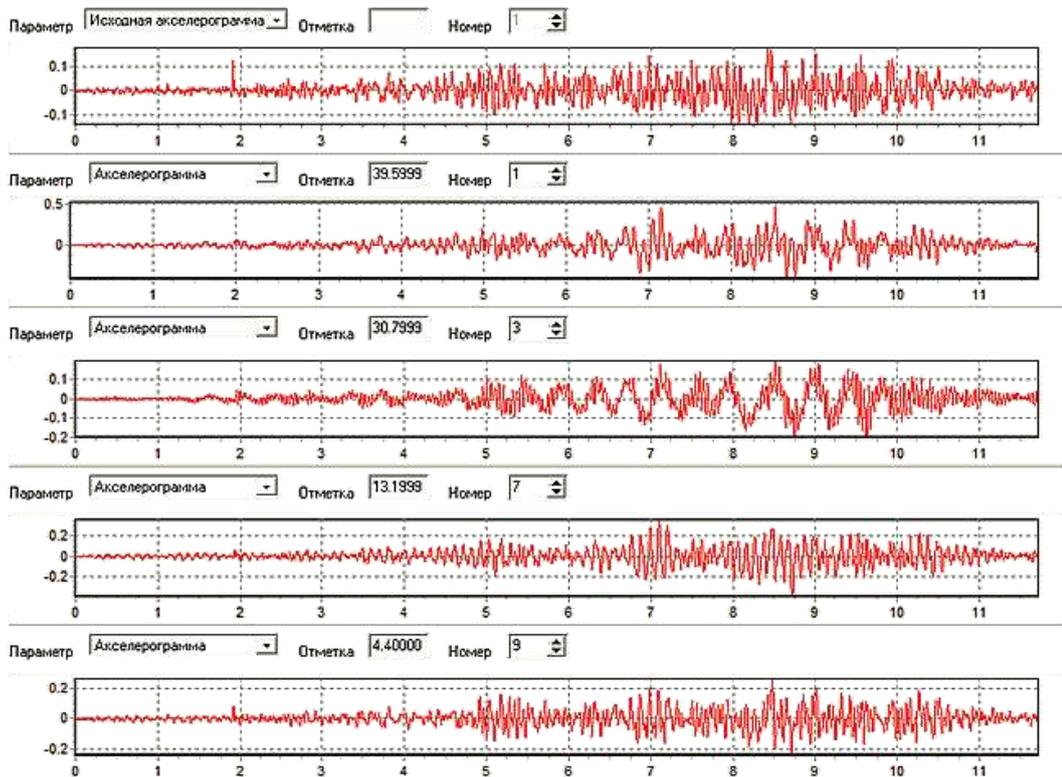


Рисунок 3.4. Поэтажные акселерограммы для неизолированного сооружения на скальном основании. Высокочастотное воздействие

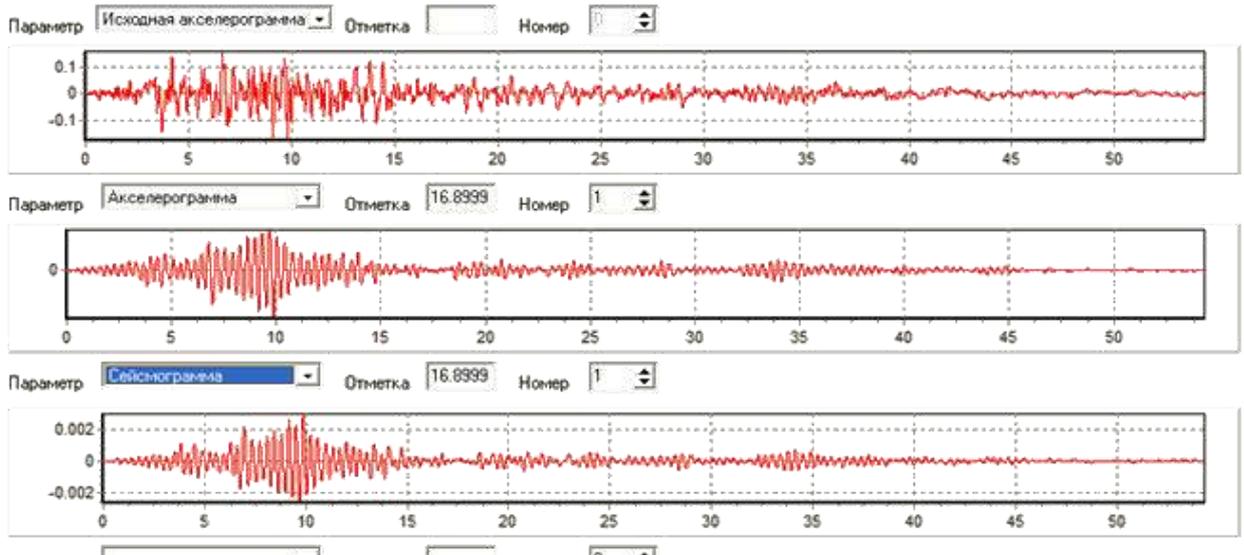


Рисунок 3.5. Поэтажная акселерограмма и сейсмограмма для верхнего этажа неизолированного 5-этажного здания. Резонансное воздействие

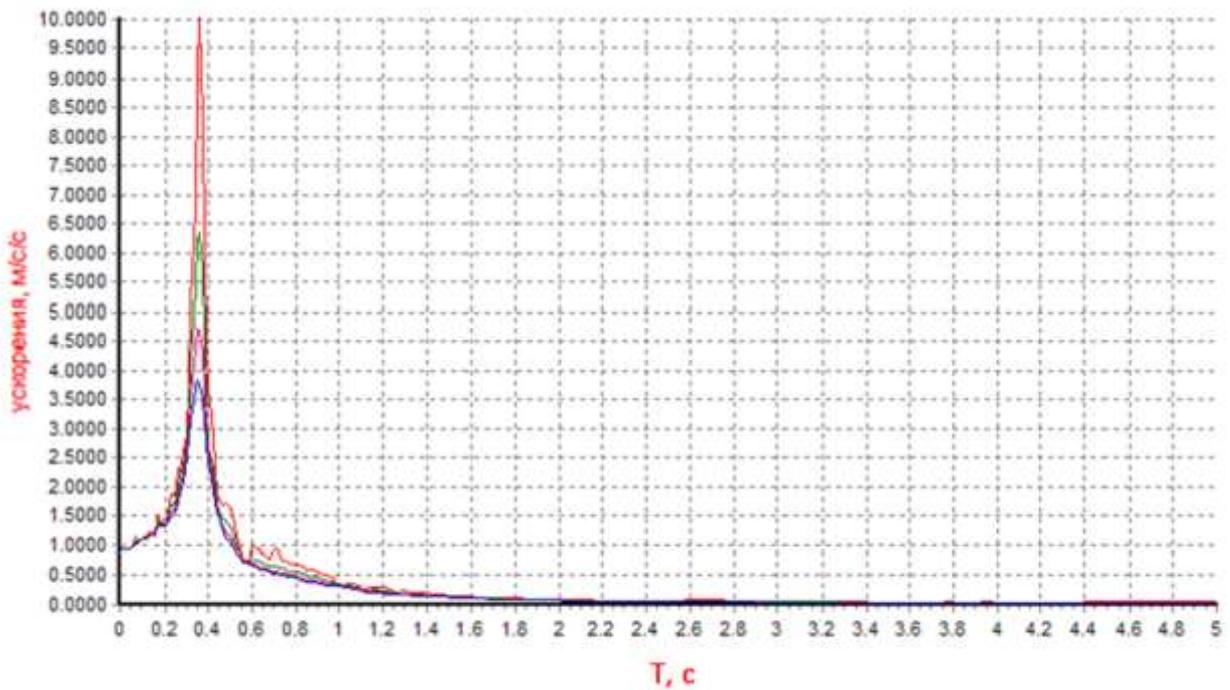


Рисунок 3.6. Поэтажный спектр ускорений для верхнего этажа неизолированного 5-этажного здания

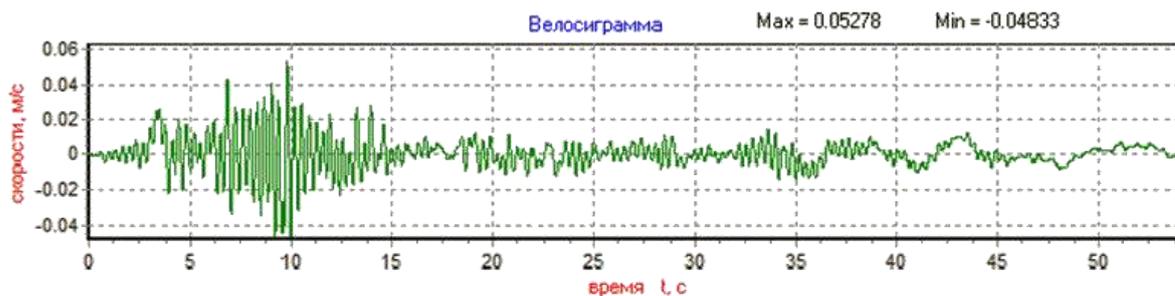


Рисунок 3.7. Велосиграмма для 5 этажа неизолированного 5-этажного здания

Максимум виброскорости в рассмотренном примере составил 0.053 м/с или примерно 140 дБ, что превышает допустимый уровень по таблице 3.2.

Выводы по главе 3

Из вышеизложенного можно сделать следующие выводы:

1. В районах, где возможны 8-балльные землетрясения переход к многоуровневому проектированию потребует проведение расчета сооружений на действие ПЗ. Исключения составляют сейсмоизолированные сооружения, для которых расчет на ПЗ не требуется;
2. На площадках с возможными 9-балльными землетрясениями расчет на ПЗ может, в отдельных случаях, потребовать некоторого усиления несущих конструкций. В остальных случаях расчет на ПЗ необходим для обеспечения работы оборудования, исключения травмирования или паники людей;
3. Силовой расчет несущих конструкций на действие ПЗ может выполняться по линейно спектральной методике при коэффициенте предельных состояний (редукции) $K_1=1$, но с введением коэффициента $K_{ПЗ}$ перехода от расчетных ускорений МРЗ к расчетным ускорениям ПЗ;
4. Для выполнения требований к оборудованию и безопасности людей при ПЗ возникает необходимость построения поэтажных акселерограмм и их спектров. Важным может быть также оценка виброскорости в местах

нахождения людей, ограничение которой должно быть предусмотрено в нормах оценки сейсмостойкости сооружений;

5. При моделировании расчетных акселерограмм ПЗ основное внимание следует уделять обеспечению PGA и коэффициента гармоничности k .

4. РАСЧЕТ СООРУЖЕНИЯ НА УМЕРЕННЫЕ И СИЛЬНЫЕ ЗЕМЛЕТРЯСЕНИЯ

4.1. Возможности расчета на действие МРЗ и УЗ на основе линейно- спектральной теории

Данные приведенные в таблице 4.1 относятся к землетрясениям различной повторяемости. Ориентировочный диапазон ускорений для ПЗ, УЗ и МРЗ обозначен на приведенной таблице. Отметим, что российские нормы [48] регламентируют только расчет на МРЗ.

Таблица 4.1

Зависимость пикового ускорения от ситуационной сейсмичности и допустимой
повторяемости сотрясений

№	Ситуационная сейсмичность	Допустимая повторяемость землетрясений					
		50 лет	100 лет	500 лет	1000 лет	5000 лет	10000 лет
1	6-6-7	0,0426	0,0743	0,2693	0,469	1,6996	2,9593
2	6-6-8	0,058	0,101	0,3662	0,6375	2,3105	4,0227
3	6-7-7	0,058	0,101	0,3662	0,6375	2,3105	4,0227
4	6-7-8	0,0788	0,1373	0,4977	0,8667	3,14	5,4686
5	6-8-8	0,1072	0,1867	0,6766	1,1781	4,2693	7,4336
6	7-7-8	0,1072	0,1867	0,6766	1,1781	4,2693	7,4336
7	7-8-8	0,1457	0,2538	0,9198	1,6014	5,8039	10,1
8	7-8-9	0,1981	0,345	1,2503	2,1771	7,8893	13,74
9	8-8-9	0,2693	0,469	1,6996	2,9593	10,72	18,67
10	8-8-10	0,3662	0,6375	2,3105	4,0227	14,58	25,37
11	8-9-9	0,3662	0,6375	2,3105	4,0227	14,58	25,37
12	8-9-10	0,4977	0,8667	3,1408	5,4686	19,82	34,5
13	8-10-10	0,6766	1,1781	4,2693	7,4336	26,94	46,9

14	9-9-10	0,6766	1,1781	4,2693	7,4336	26,94	46,9
15	9-10-10	0,9198	1,6014	5,8039	10,1	36,62	63,76
		ПЗ		УЗ		МРЗ	
		←→		←→		←→	

Таблица 4.1 с точки зрения инженерных расчетов может быть разделена на 4 зоны. Первая часть (выделена зеленым) – $PGA < 1 \text{ м/с}^2$, вторая часть – желтая $1 < PGA < 2 \text{ м/с}^2$, третья (розовая) $PGA > 2 \text{ м/с}^2$ и четвертая (красная) - $PGA > 18 \text{ м/с}^2$. Для этих областей должны использоваться различные подходы к оценке сейсмостойкости, что и определяет основы многоуровневого проектирования.

Расчеты на действие ПЗ оперируют относительно небольшими ускорениями и на площадках с сейсмичностью до 9 баллов лежат в первой зоне и могут выполняться, как по ЛСМ, так и по акселерограммам землетрясений в соответствии с рекомендациями раздела 3 диссертации.

Расчеты на действие УЗ оперируют умеренными по величине ускорениями с повторяемостью примерно раз 100-500 лет, при которых разрушение не допускается, но сооружение работает с повреждениями за пределом упругости. Как отмечалось ранее, расчеты на действие УЗ пока четко не регламентированы и, видимо, будут в дальнейшем детализироваться, как это делается сейчас в Италии [66]. При этом по значениям PGA расчеты на действие УЗ должны проводиться в 3 зонах. Для первой зоны ($PGA < 1 \text{ м/с}^2$) должен проводиться упругий расчет по ЛСМ при $K_1=1$ или по акселерограммам землетрясений. PGA являются здесь основной расчетной характеристикой воздействия, и новая шкала балльности не вносит какой-либо корректировки в ЛСМ, регламентированную нормами. Вторая зона с ускорениями $1 \text{ м/с}^2 < PGA < 2 \text{ м/с}^2$ и третья зона с ускорениями $2 \text{ м/с}^2 < PGA < 10 \text{ м/с}^2$ также может считаться по нормам, но с корректировкой коэффициента редукции K_1 . Возникающие при этом проблемы иллюстрируются на кривой монотонного нагружения сооружения (рисунок 4.1). Эта кривая называется в

зарубежной литературе “push-over curve” [85]. Эти же проблемы в полной мере относятся и к расчетам на действие МРЗ.

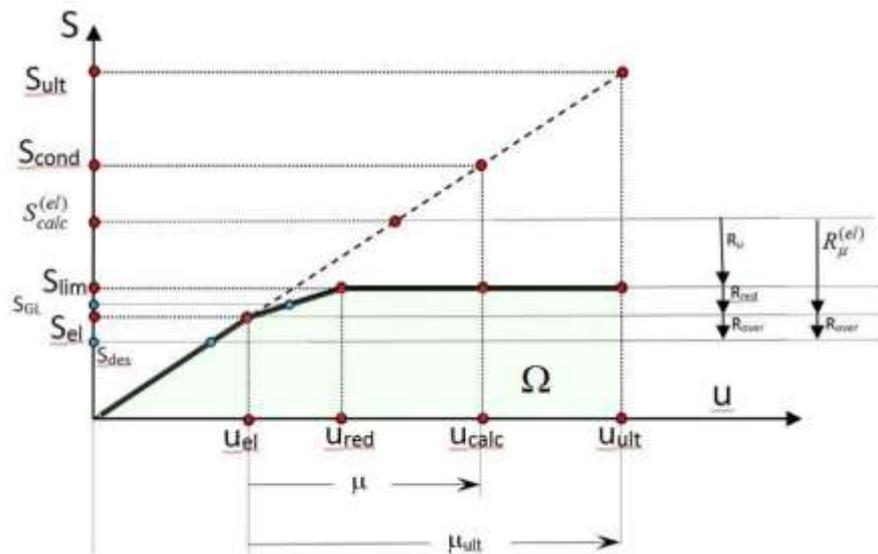


Рисунок 4.1. Кривая монотонного нагружения конструкции

На рисунке 4.1 приведены примеры реальных кривых монотонного нагружения.

На оси смещений u рассматриваемой кривой выделено 4 точки:

u_{el} – предел упругости по перемещениям;

u_{red} – предел исчерпания резерва несущей способности системы за счет ее статической неопределимости, т.е. точка превращения системы в механизм;

u_{calc} – расчетное перемещение нелинейной системы при некотором заданном воздействии;

u_{ult} – предельное перемещение системы. Величина предельного смещения определяется инженером, исходя из приемлемого ущерба, вызываемого указанным предельным смещением. В частном случае, когда в качестве предельного принимается разрушающее смещение, после которого происходит ее обрушение конструкции, площадь под кривой Ω представляет собой работу монотонного разрушения сооружения, используемую при оценке сейсмостойкости конструкции от МРЗ.

На оси сейсмической реакции указанным смещениям соответствуют точки

S_{el} – предел упругости по нагрузке;

S_{lim} – предел исчерпания резерва несущей способности системы за счет ее статической неопределимости, т.е., точка превращения системы в механизм;

S_{cond} – условная реакция линейной системы при некотором заданном воздействии;

S_{ult} – предельная условная реакция/ линейной системы.

Отметим, что величины S_{cond} и S_{ult} являются условными и представляют собой проекцию соответствующих смещений на линию упругой реакции.

Кроме указанных точек на оси S нанесена реакция $S_{calc}^{(el)}$ линейной системы на воздействие, вызывающее в нелинейной системе смещение u_{calc} и предельная нормативная реакция S_{GL} .

В большинстве работ в качестве условия сейсмостойкости рассматривают неравенство

$$S_{des} < S_{el} \quad (4.1)$$

При этом коэффициент редукции K_1 приводит расчетную нагрузку упругой системы $S_{calc}^{(el)}$ к проектной нагрузке S_{des}

$$S_{calc}^{(el)} \cdot K_1 = S_{des} \quad (4.2)$$

Для оценки коэффициента K_1 используются три вспомогательных коэффициента [1, 47, 70, 79].

$$K_1 = R_{\mu} \cdot R_{red} \cdot R_{over} \quad (4.3)$$

где R_{μ} – коэффициент модификации реакции, он приводит нагрузку $S_{calc}^{(el)}$ к предельной нагрузке S_{lim} ;

R_{red} – коэффициент учета статической неопределимости, приводящий нагрузку S_{lim} к пределу упругости S_{el}

R_{over} – коэффициент перегрузки, приводящий нагрузку S_{el} к проектной нагрузке S_{des} .

Эти коэффициенты пояснены на рисунке 4.1.

В [52] предложен несколько иной подход к оценке коэффициента K_1 , который исходить из того, что расчеты на действие УЗ и МРЗ являются кинематическими, поскольку в предельном состоянии условия прочности нарушены и система превращается в механизм. Тогда условие сейсмостойкости записывается в виде

$$u_{calc} < u_{ult} \quad (4.4)$$

Кинематическому, по-существу, условию (4.4) можно придать силовую форму [52]

$$S_{calc}^{(el)} \frac{\mu \cdot R_{\mu}^{(el)}}{\kappa \cdot \mu_{ult}} < S_{GL} \quad (4.5)$$

Здесь

$$\mu = \frac{u_{calc}}{u_{el}} = \frac{S_{cond}}{S_{el}} \quad \mu_{ult} = \frac{u_{ult}}{u_{el}} = \frac{S_{ult}}{S_{el}} \quad \kappa = \frac{S_{el}}{S_{GL}} \quad R_{\mu}^{(el)} = \frac{S_{el}}{S_{calc}^{(el)}}$$

Заметим, что в принятых обозначениях $R_{\mu}^{(el)} \neq \frac{1}{\mu}$, поскольку величина R_{μ} относится к силам, а величина μ - к перемещениям. $R_{\mu}^{(el)} \cdot \mu = \frac{S_{cond}}{S_{calc}^{(el)}}$

Резюмируя сказанное можно заключить, что проверка сейсмостойкости по отечественным нормам, представленная в виде

$$S_{calc}^{(el)} K_1 < S_{GL}, \quad (4.6)$$

характеризуется коэффициентом K_1 , который может быть оценен по формуле (4.3) или по формуле

$$K_1 = \frac{\mu}{\mu_{ult}} \cdot \frac{R_{\mu} R_{red}}{\kappa} \quad (4.7)$$

Важно, что расчетные усилия $S_{calc}^{(el)}$, вообще говоря, могут быть вычислены при любых ускорениях, а соответствие результатов расчетов фактическим данным обеспечивается заданием коэффициента K_1 . (произведением μR_{μ}). В наших нормах произведение $S_{calc}^{(el)} K_1$ подогнано под опыт прошлых землетрясений, что отмечалось в литературе [52]. Переход на новую шкалу балльности позволяет откорректировать сложившуюся систему, придав ей физический смысл. Тогда для

каждого предельного состояния с заданной допустимой повторяемостью можно задать величину K_1 , которая будет определять во сколько раз перемещения поврежденного сооружения могут превысить упругие. В пределе, когда повреждения станут несовместимыми с работой сооружения, точка u_{calc} переходит в точку $u_{calc}^{(ult)}$, коэффициент K_1 должен перейти в нормативный коэффициент редукации, а УЗ – в МРЗ.

Расчеты на действие МРЗ оперируют большими по величине ускорениями с повторяемостью примерно раз 500-5000 лет. Фактически действующие в РФ нормы оперируют именно с МРЗ. Теоретически расчет на МРЗ аналогичен расчету на УЗ с заменой значения u_{calc} на предельное значение смещения $u_{calc}^{(ult)}$. Однако непосредственный переход от нормативных ускорений к ускорениям, соответствующим шкале балльности, связан с некоторыми, исторически сложившимися проблемами. Приведенные в таблице 4.1 ускорения для ряда областей отличаются от нормативных. Они существенно зависят от ситуационной сейсмичности на площадке строительства и в ряде случаев заметно превышают максимальное нормативное ускорение 4 м/с^2 . Эти значения соответствуют опыту прошлых землетрясений, но требуют определенной корректировки подходов, действующего СП [48]. Эта корректировка связана со сложившейся системой расчетных коэффициентов. Как известно, [16, 17], наши нормы оперируют условными заниженными значениями расчетных ускорений. Этот дефект норм компенсируется неверным заданием других коэффициентов, что в конечном результате приводит к приемлемой оценке сейсмических нагрузок. Иными словами, неточности в отдельных нормативных коэффициентах сбалансированы. Этот факт затрудняет переход к уточненным значениям PGA и требует комплексного подхода к уточнению норм.

В первую очередь подлежит уточнению коэффициент K_1 . В реальных конструкциях он может быть существенно меньше нормативной величины 0.25. Если пользоваться для оценки K_1 формулой Ньюмарка [32].

$$K_1 = \frac{1}{\sqrt{2\mu + 1}} \quad (4.8)$$

то, для нормативного значения K_1 получим $\mu=7.5$. Даже для железобетонной опоры, диаграмма деформирования которой показана на рисунке 4.2 а $\mu>10$, а для платформы (рисунок 4.2 б) $\mu>20$, что приводит к значению $K_1\approx 0.135$.

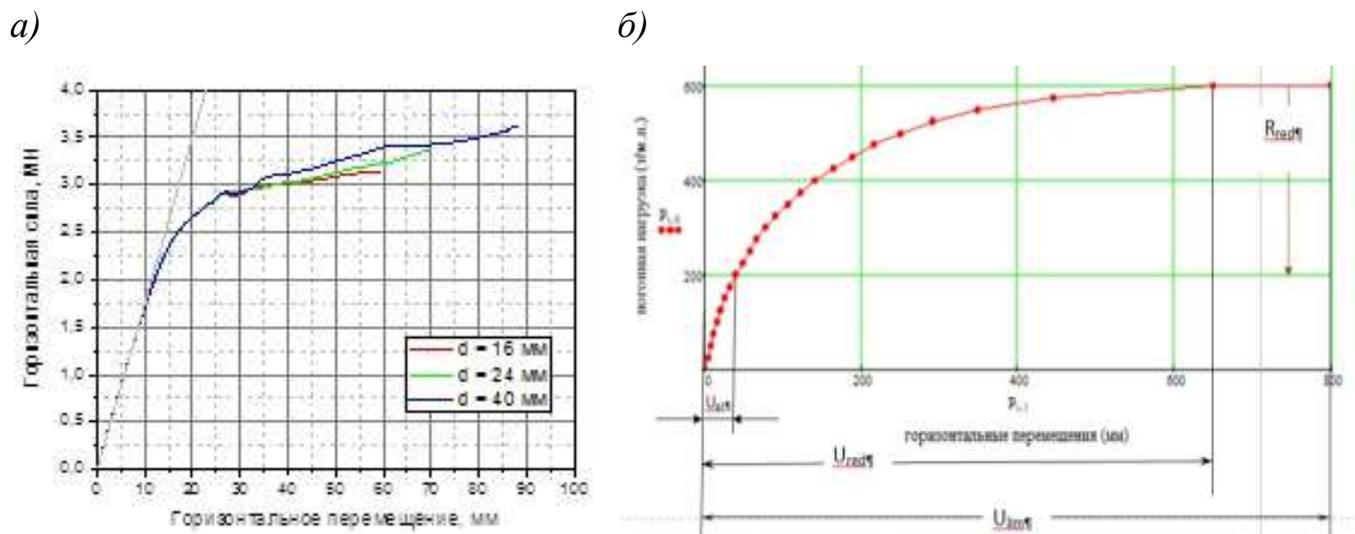


Рисунок 4.2. Кривые монотонного нагружения

а) - для железобетонной мостовой опоры [45] при разных диаметрах d арматурных стержней;

б) – для секции причала на свайном фундаменте

Второй момент связан с уточнением кривой динамичности β . Эта кривая, как отмечается в литературе [52], помимо основной задачи, учитывает ошибки в задании PGA и демпфировании. Корректный учет демпфирования потребует введения модального демпфирования и соответствующих поправок к сейсмическим силам по формам колебаний [56].

Третья важная деталь, учет которой необходим, это зависимость PGA от преобладающего периода воздействия. В литературе неоднократно отмечалась важность такой зависимости. А.А. Долгая получила такую зависимость для 8-балльных воздействий [18]. Независимо от Долгой А.А. было получено аналогичная зависимость для 9-балльных землетрясений [11]. На рисунке 2.6 приведена поправка K_T к пиковым ускорениям в зависимости от преобладающего периода воздействия, полученная в [7].

Ввод указанных поправок не только позволит использовать корректные расчетные ускорения, но придаст всем коэффициентам физический смысл, который они утратили по мере развития теории сейсмостойкости.

Если в расчетах на действие ПЗ и МРЗ указанные поправки, хотя и необходимы, но не влияют кардинально на результат, то в расчетах на МРЗ они, как раз, становятся определяющими.

Однако, по нашему мнению, расчет на действие МРЗ можно существенно упростить, оперируя энергетическими подходами теории сейсмостойкости. Соответствующие вопросы рассмотрены в разделе 4.3 диссертации.

4.2. Расчет сооружения на действие МРЗ с использованием акселерограммы

При расчете на сооружения на действия МРЗ, особенно, если сооружение отличается от объектов массового строительства, возникает необходимость расчета по акселерограммам землетрясений. Этот вопрос намного сложнее, чем кажется на первый взгляд. Собственно, расчет сооружения на заданное кинематическое воздействие не представляет сложности. Возможность реализации такого расчета предусмотрено во всех современных программных комплексах (LIRA, SCAD, ANSYS, MICROFE, ABACUS, COSMOS и т.д.). Однако, сам расчет это лишь небольшая часть оценки сейсмостойкости сооружения. Полный расчет сооружений на действие МРЗ включает 3 важные части:

1. Задание расчетного воздействия;
2. Расчет сооружения на заданное воздействие;
3. Анализ результатов с принятием решения о необходимой степени усиления сооружения.

Первые и третьи части полного расчета намного сложнее, чем собственный расчет. Вопросы задания сейсмического воздействия и трактовки результатов

расчета до настоящего времени не имеют удовлетворительного инженерного решения. Рассмотрим несколько подробнее названные части полного расчета.

4.2.1. Задание сейсмического воздействия

Задание сейсмического воздействия должно предусматривать задание амплитуды воздействия и его спектрального состава. В литературе [51], до последнего времени дискутируется вопрос о том, должно ли расчетное воздействие быть похожим на реальные воздействия и что подразумевает под словом похоже. Следует отметить, что этот инженерный вопрос давно обсуждался в литературе и по нашему мнению не должен вызывать дискуссий у специалистов. Еще Н.М. Герсеванов сформулировал 3 основных требований к расчетному воздействию [13].

1. Воздействие должно задаваться в запас прочности, т.е. расчетное воздействие должно быть более опасным, чем реальное воздействие;
2. Воздействие должно базироваться на предельном состоянии сооружения;
3. Воздействие не должно приводить к излишнему удорожанию сооружения.

В монографии В.И. Сливкера и А.В. Перельматора [34] эти требования дополняются четвертым требованием: модель воздействия должна давать возможность проведения расчетов сооружения приемлемыми средствами за доступное время.

Отметим, что среди указанных требований нет требования о похожести (расчетной модели воздействия и реальных воздействий). Этот факт хорошо известен в расчетах сооружений, например, эквивалентная нагрузка, для расчета мостов представляющая собой полосу равномерно распределенной нагрузки с одной сосредоточенной силой совершенно не похожа ни на одну из существующих нагрузок от реальных поездов. Однако эта модель нагрузки успешно применяется в транспортном строительстве почти 100 лет. При моделировании нагрузки автор базируется на модель сейсмического воздействия

предложенной А.А. Долгой [18]. Эта модель представляет собой сумму из 3х или 5 затухающих синусоид.

$$\ddot{y}_0(t) = \sum_{i=1}^N A_i e^{-\varepsilon_i t} \sin \omega_i t \quad (4.9)$$

где N – число учитываемых синусоид.

$$\ddot{y}_0(t) = \delta(t + \tau) * \alpha + \sum_{i=1}^N A_i e^{-\varepsilon_i t} \sin \omega_i t \quad (4.10)$$

Более сложная модель представляет собой модель Долгой с дополненной с импульсом скорости в некоторый момент времени τ .

Указанные модели характеризуются неопределенными параметрами, модель Долгой имеет при $N=3$ 9 параметров: 3 амплитуды A_i , 3 показателя затухания ε_i и 3 частоты ω_i . Вторая модель А.М. Уздина и О.П. Нестеровой с импульсом скорости имеет 12 неопределенных параметров, параметрам ε_i , ω_i и A_i добавляется момент приложения импульса τ , продолжительность импульса δ и величина импульса.

Указанные неопределенные параметры должны подбираться так, чтобы обеспечить заданные свойства сейсмического воздействия. В частности, частоты ω_i задаются опасными для сооружения. Для линейных систем это резонансные частоты сооружения. Для нелинейных систем, работающих за пределами упругости частоты необходимо задавать в соответствии с пиком на спектре работ сил пластического деформирования или на спектре повреждаемости. Далее воздействие должно обеспечивать некоторые кинематические и энергетические характеристики колебаний сооружений.

Для линейных систем важнейшими показателями являются кинематические характеристики. К ним относятся пиковые ускорения, скорость и смещения грунта (PGA, PGV и PGD). Кроме них значимой характеристикой является коэффициент гармоничности.

$$\kappa = \frac{\dot{y}_0^{(\max)} * \ddot{y}_0^{(\max)}}{(\dot{y}_0^{(\max)})^2} \quad (4.11)$$

В настоящее время существует нормы строительства [48], согласно которым для 9 балльных воздействий независимо от свойств основания величина PGA равняется 4 м/с^2 , позволяющая определить PGA в зависимости от повторяемости рассматриваемого предельного состояния.

Кроме величин PGA и k возникает необходимость задать энергетические характеристики сооружения. К ним можно отнести интенсивность по Ариесу I_A (уравнение 1.2), абсолютную кумулятивную скорость CAV (уравнение 1.3), плотность сейсмической энергии SED (уравнение 1.4), среднеквадратическое ускорение $a_{\text{сред}}$.

$$a_{\text{сред}} = \sqrt{\frac{I_A}{\tau}} \quad (4.12)$$

Продолжительность землетрясения разными авторами определяется по-разному. Ниже мы исходим из определения Ф.Ф. Аптикаева, который, считает, что за время землетрясения должно набраться 90 % от величины I_A , при этом воздействие отсекает время в начале, на которой набирается 5% I_A , и время в конце, которая также дает 5% от общего I_A .

С учетом сказанного, неопределенные параметры воздействия определяются следующим образом:

1. Искомые параметры варьируются на сетке их возможных значений, далее для каждого набора искомых параметров формируются погрешности в параметрах сейсмического воздействия, например,

$$\delta_{CAV} = CAV_{\text{mod}} - CAV_0 \quad (4.13)$$

CAV_{mod} - модельное значение параметров

CAV_0 - заданное значение параметра, характерное для заданного воздействия.

2. Формируется погрешность по определяющим воздействия параметрам

$$\text{mist} = \int_0^{\tau} \ddot{y}_{\text{appr}} dt \quad (4.14)$$

3. Каждому параметру воздействия придается весовой коэффициент, определяющий значимость этого параметра. Сумма весовых коэффициентов равна 1.

4. Вычисляется погрешность моделирования с учетом весовых коэффициентов

$$er = \sum_0^{\tau} p_i * mist_i \quad (4.15)$$

где p_i - весовые коэффициенты.

В результате выбирается модель с наименьшей погрешностью er . Вид предельного состояния, на которой ориентируется модель, определяет область варьирования и значимость (весовые коэффициенты) при оценке ошибки. Для расчета на ПЗ наиболее значимым является значение PGA, большее значение имеет также коэффициент гармоничности, который не позволяющий сосредоточить всю энергию землетрясения на одной частоте. Поэтому логично задать соответствующие весовые коэффициенты, например, $p=0.7$ и $p=0.3$, а весовые коэффициенты для энергетических характеристик задать нулевыми. При расчете на МРЗ конструкций с хрупкой диаграммой разрушений PGA также является основным показателем воздействия. Однако при расчете на МРЗ конструкций с пластической диаграммой разрушений следует поступить наоборот, т.е. сохранив весовой коэффициент для коэффициента гармоничности, обнулить коэффициент для кинематических характеристик и принять, например, весовой коэффициент к интенсивности по Ариасу равным 0.7. На рисунках 4.3, 4.4, 4.5 и 4.6 приведены примеры акселерограмм сгенерированных для упругой работы сооружения по критерию PGA и для упругопластической работы сооружения сгенерированных по критерию Ариаса I_A .

Общие данные

Интенсивность по Армасу Ia*	52.6	P_Ia*	0
Скорость CAV	3	P_CAV	0
Показатель гармоничности Карра	4.96	P_Kappa	0.3
Коэффициент динамичности Beta	2.5	P_Beta	0
Пиковое ускорение сейсмического воздействия Acalc (m/c ²)	7	P_Acalc	0.7

Весовые коэффициенты

Параметры синусоид синтетической акселерограммы

Преобладающие частоты

W 1	45.53	W 2	9.322	W 3	330
-----	-------	-----	-------	-----	-----

Диапазоны изменения амплитуд скоростей

A1 (нач)	0.13	A1 (кон)	0.17001	Шаг для A1	0.005
A3 (нач)	0.0026	A3 (кон)	0.0032000001	Шаг для A3	0.0001

Диапазоны изменения затуханий

e1 (нач)	0.3	e1 (кон)	0.5000001	Шаг для e1	0.05
e2 (нач)	87.999	e2 (кон)	92	Шаг для e2	1
e3 (нач)	0.06	e3 (кон)	0.10001	Шаг для e3	0.01

Расчет

SIN

Общие данные

Интенсивность по Армасу Ia*	52.6	P_Ia*	0.7
Скорость CAV	3	P_CAV	0
Показатель гармоничности Карра	4.96	P_Kappa	0.3
Коэффициент динамичности Beta	2.5	P_Beta	0
Пиковое ускорение сейсмического воздействия Acalc (m/c ²)	7	P_Acalc	0

Весовые коэффициенты

Параметры синусоид синтетической акселерограммы

Преобладающие частоты

W 1	9.322	W 2	45.5	W 3	330
-----	-------	-----	------	-----	-----

Диапазоны изменения амплитуд скоростей

A1 (нач)	0.54	A1 (кон)	0.60001	Шаг для A1	0.02
A3 (нач)	0.00040	A3 (кон)	0.00046001	Шаг для A3	0.00002

Диапазоны изменения затуханий

e1 (нач)	0.15	e1 (кон)	0.210001	Шаг для e1	0.01
e2 (нач)	0.99	e2 (кон)	3	Шаг для e2	1
e3 (нач)	0.042	e3 (кон)	0.04800001	Шаг для e3	0.002

Расчет

SIN

Рисунок 4.3. Данные для хрупких (слева) и пластических (справа) сооружений

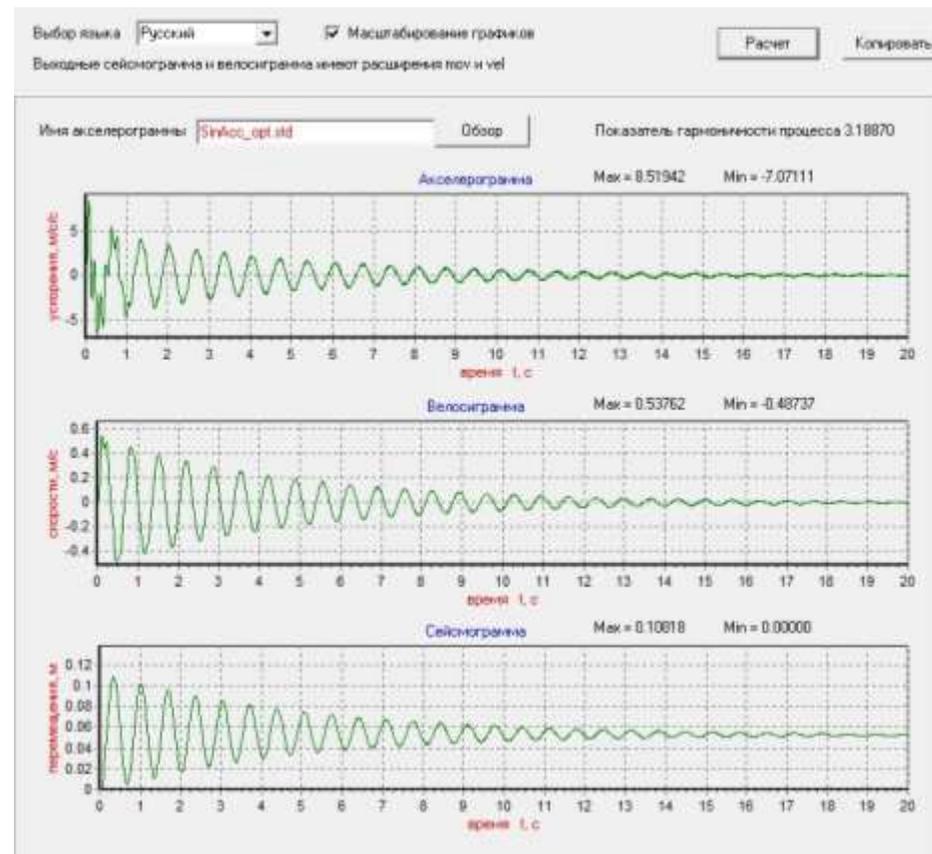
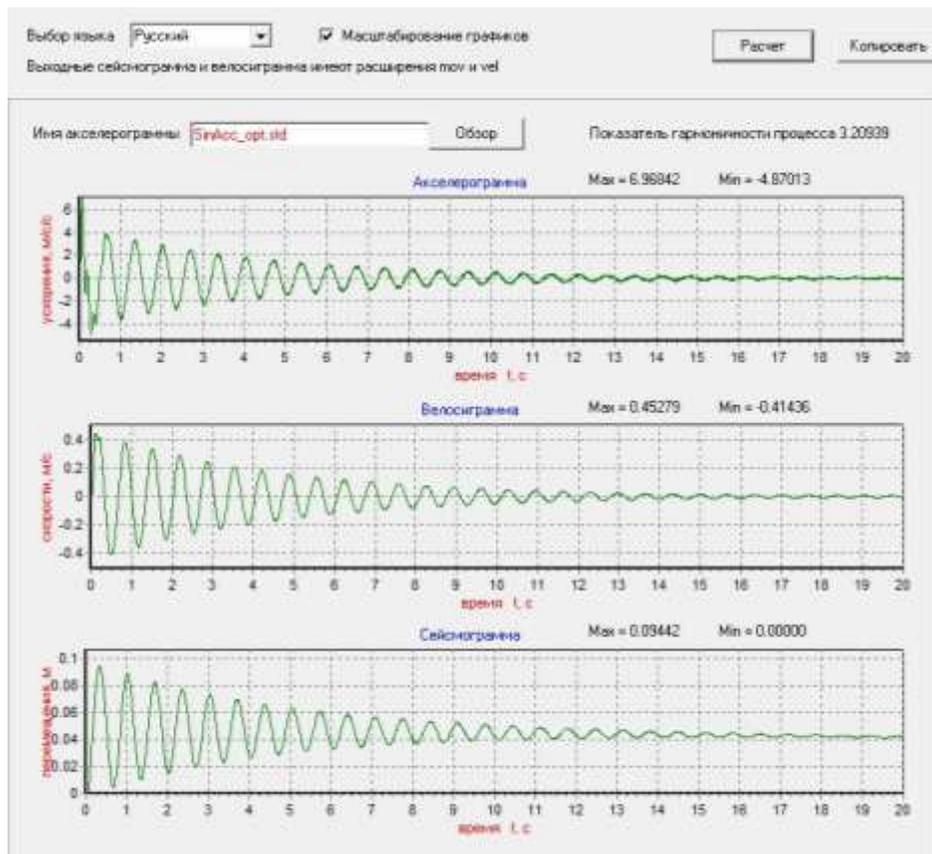


Рисунок 4.4. Акселерограмма ускорения, скорости и смещения хрупких (слева) и пластических (справа) сооружений

Выберите акселерограмму

Каталог, содержащий акселерограмму
C:\Projects\SIN_ACC_NEW_new

Имя выбранной акселерограммы

Масштабный множитель 1

Пиковое значение акселерограммы 6.968419

Интенсивность по Ариасу модифицированная, I_a (м2/с3)	23.00060
Интенсивность по Ариасу (м/с) , $I_a^* = \pi I_a / 2g$	3.68289
Абсолютная кумулятивная скорость, CAV	12.6080693
Интенсивность по Ариасу модифицированная STD	22.9332218
Интенсивность по Ариасу STD	3.6721122
CAV STD	12.0736687
SED	0.2508771

Выберите акселерограмму

Каталог, содержащий акселерограмму
C:\Projects\SIN_ACC_NEW_new

Имя выбранной акселерограммы

Масштабный множитель 1

Пиковое значение акселерограммы 8.51942

Интенсивность по Ариасу модифицированная, I_a (м2/с3)	33.57830
Интенсивность по Ариасу (м/с) , $I_a^* = \pi I_a / 2g$	5.37663
Абсолютная кумулятивная скорость, CAV	15.2647889
Интенсивность по Ариасу модифицированная STD	33.5313788
Интенсивность по Ариасу STD	5.3691097
CAV STD	14.8808306
SED	0.3478625

Рисунок 4.5. Параметры хрупких (слева) и пластических (справа) сооружений

Спектры абсолютных ускорений

- | | |
|---|---|
| 1. Коэффициент затухания 0.05, условный коэффициент трения 10 (gamma_1)
максимальное значение ускорения 33.2874 при периоде 0.67 | 3. Коэффициент затухания 0.15, условный коэффициент трения 10 (gamma_3)
максимальное значение ускорения 17.5163 при периоде 0.66 |
| 2. Коэффициент затухания 0.10, условный коэффициент трения 10 (gamma_2)
максимальное значение ускорения 22.5973 при периоде 0.66 | 4. Коэффициент затухания 0.20, условный коэффициент трения 10 (gamma_4)
максимальное значение ускорения 14.4822 при периоде 0.65 |

Спектры абсолютных ускорений

- | | |
|---|---|
| 1. Коэффициент затухания 0.05, условный коэффициент трения 10 (gamma_1)
максимальное значение ускорения 39.1384 при периоде 0.67 | 3. Коэффициент затухания 0.15, условный коэффициент трения 10 (gamma_3)
максимальное значение ускорения 20.6632 при периоде 0.14 |
| 2. Коэффициент затухания 0.10, условный коэффициент трения 10 (gamma_2)
максимальное значение ускорения 26.4036 при периоде 0.66 | 4. Коэффициент затухания 0.20, условный коэффициент трения 10 (gamma_4)
максимальное значение ускорения 18.3514 при периоде 0.14 |

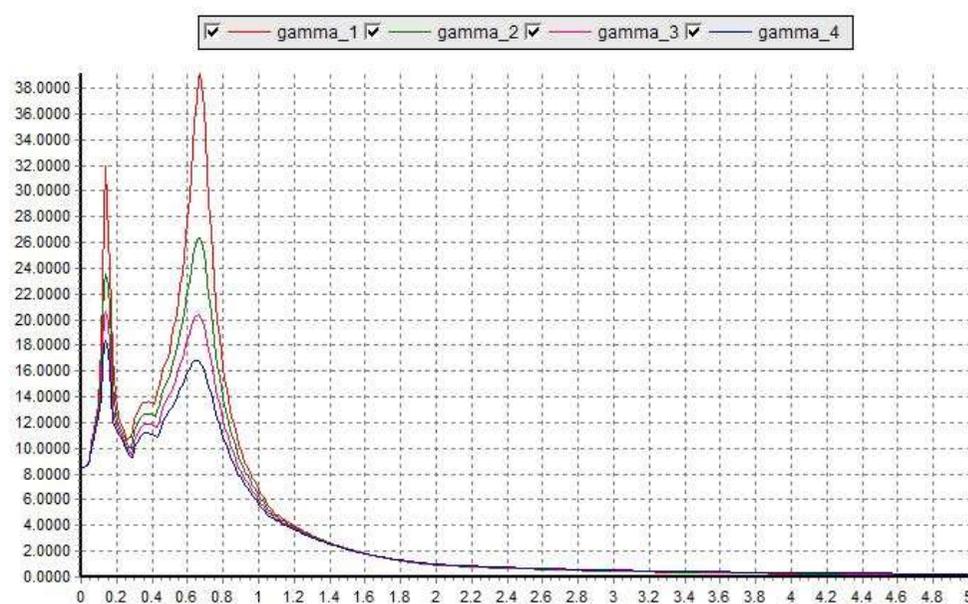
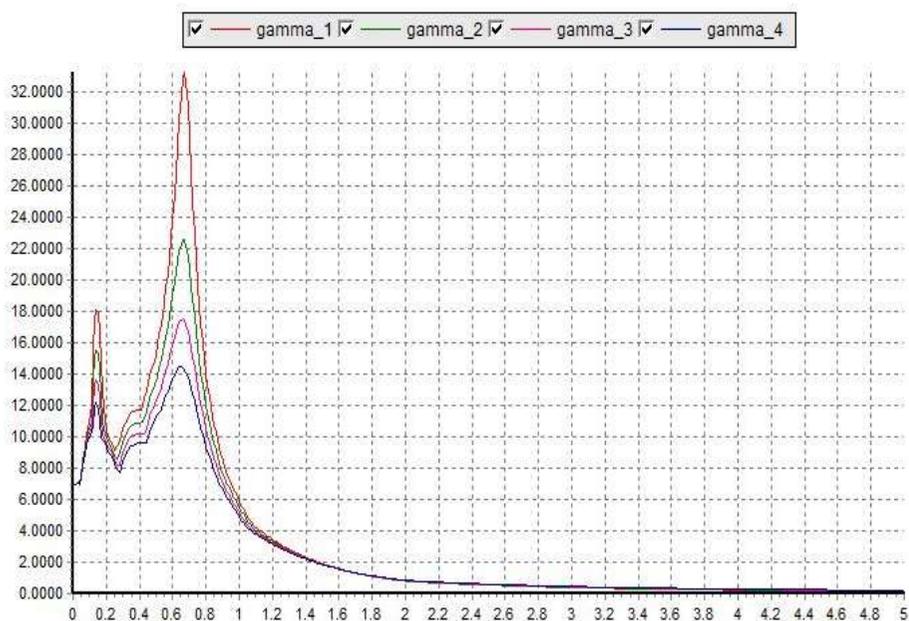


Рисунок 4.6. Спектры абсолютных ускорений хрупких (слева) и пластических (справа) сооружений

4.2.2. Расчет сооружения на заданные воздействия

Методы расчета сооружения на воздействия заданной акселерограммы достаточно хорошо проработаны и детально описаны в монографии [55] и в учебном пособии [56]. Существующие программные средства располагают различными возможностями реализации процесса интегрирования. Наиболее распространенные способы методы интегрирования это метод Вильса и методы Рунгекутта. В расчетах выполненные в рамках диссертационной работы использован метод интегрирования с представлением решения в виде интеграла Дюамеля. Этот метод предложен в работах [58] для кусочно-линейных систем и в целом хорошо зарекомендовал себя [29, 59] по точности и быстродействию. В этом случае, решение на шаге оцифровки записывается аналитически [59], после каждого шага оцифровки проверяется смена состояния, и если такое происходит, то меняются собственные числа и собственные векторы системы и интегрирование продолжается. Указанный алгоритм реализован в ряде программных комплексах, разработанных на кафедре «Теоретической механики» ПГУПС, в частности в программе динамического расчета конструкции «DRACON» [56, 59].

4.2.3. Анализ результатов с принятием решения о необходимой степени усиления

Особенностью расчета сооружений на действие МРЗ является тот факт, что прочность основных несущих конструкций нарушается, т.е. критерий прочности для оценки сейсмостойкости совершенно неприменим. В результате землетрясения у сооружения, как известно [14], возможны 3 последствия:

- Сооружение приспособилась к программе нагружения, это значит, что после нарушения прочности, у несущих конструкций появились трещины, пластическое течение арматуры и другие подобные дефекты. Однако конструкция не обрушилась, ее неупругие перемещения остались

ограниченными и после землетрясения конструкция способна воспринимать эксплуатационные нагрузки после некоторых ремонтных работ;

- Произошло прогрессивное обрушение конструкции. В этом случае после каждого цикла колебаний неупругие смещения возрастают, приводя, в конечном счете, к обрушению сооружения;
- Произошло малоцикловое разрушение несущих элементов. В этом случае элементы работают в неупругой стадии, но перемещения ограничены. При этом возникает усталостное разрушение элементов.

Современная нормативная база не ориентирована на оценку прогрессивного обрушения и малоциклового усталости. Наибольшую же сложность при этом составляет то, что возникновение предельного состояния зависит от всей истории нагружения сооружения, которая расчетчику не известна. Как отмечали И.И. Гольденблат, С.В. Поляков и Н.А. Николаенко [14], этот факт накладывает на первый взгляд непреодолимые препятствия на теорию предельных состояний. Спасительны в этом случае является теорема Прагера-Черудини, которая звучит примерно так, «если конструкция приспособляется к программе нагружения при некотором поле остаточных напряжений, то она приспособится к этой программе нагружения и при другом поле начальных напряжений». Эта теорема позволяет вести расчет незагруженной конструкции, делая вывод о том, приспособится ли она к программе нагружения или нет, хотя при этом, мы не получаем достоверной информации о напряжениях и перемещениях сооружения.

В настоящее время, расчеты по акселерограммам выполняемые в рамках существующих программных комплексов не ориентированы на анализ прогрессивного разрушения малоциклового усталости. Критерием такого предельного состояния являются работа сил пластического деформирования [14, 27] и повреждаемость сооружения [4, 21, 36]. Эти вопросы рассматриваются в следующем разделе диссертации.

4.3. Энергетические методы оценки сейсмостойкости на действие МРЗ

Для расчета на действие МРЗ перспективным является энергетический подход к оценке сейсмостойкости. При этом оценивается энергоемкость сооружения, определяемая работой по его разрушению, и энергия, передаваемая сооружению землетрясением. Для обеспечения сейсмостойкости необходимо, чтобы энергоемкость превосходила энергию от землетрясения. Аналитически эту идею можно представить следующим образом.

Уравнение сейсмических колебаний одномассовой системы имеет вид

$$m\ddot{y} + R(\dot{y}) + cy = -m\ddot{y}_0 \quad (4.16)$$

Здесь m – масса системы; y – смещение системы; c – жесткость системы, \ddot{y}_0 – ускорение основания; $R(\dot{y})$ – силы сопротивления, зависящие от скорости.

Если домножить обе части уравнение на $dy = \dot{y}dt$ и проинтегрировать по времени, то получим

$$m \int_0^{\tau} \ddot{y}\dot{y}dt + \int_0^{\tau} \dot{y}R(\dot{y})dt + c \int_0^{\tau} \dot{y}ydt = -m \int_0^{\tau} \ddot{y}_0\dot{y}dt \quad (4.17)$$

Первое и третье слагаемые представляют собой работу сил инерции и упругости. В силу того, что функция и ее производная ортогональны, эти слагаемые малы. Энергоемкость системы определяется вторым интегралом в левой части уравнения (4.17), а энергия, передаваемая сооружению, будет определяться правой частью уравнения (4.17). Значительное количество специалистов пытались выразить интеграл в правой части через энергетические характеристики воздействия [35, 38, 40, 41, 68 и др]. По мнению автора, решение вопроса возможно при использовании спектров работы сил пластического деформирования, значения которых сопоставляются с работой монотонного нагружения.

В этом случае вопрос сейсмостойкости связан с прогрессивным разрушением или малоциклового усталостью несущих конструкций. Возникновение предельного состояния при этом не связано с PGA, а определяется

энергетическими характеристиками воздействия. Наиболее удачной энергетической характеристикой воздействия можно считать спектр работы сил пластического деформирования. Это зависимость работы сил пластического деформирования от начального периода колебаний маятника с диаграммой Прандтля [62]. На рисунке 4.3 приведены такие спектры для двух землетрясений – Чили, 1985 г и Hollywood Storage. Спектры построены для коэффициента пластичности $\mu=4$. Такого рода спектры удобны для оценки сейсмостойкости сооружений при действии МРЗ. В этом случае прочность элементов сооружения заведомо нарушается. Критерием сейсмостойкости становится как раз работа сил пластического деформирования. При оценке сейсмостойкости должна проверяться малоцикловая усталость или прогрессивное разрушение основных несущих элементов [14, 27]. Для этого работа сил пластического деформирования W_{pl} сопоставляется с работой монотонного разрушения W_0 . Эта работа в свою очередь равна площади Ω под кривой монотонного нагружения (рисунок 4.7).

Если $W_{pl} > W_0$, возможно разрушение сооружения. Если работу монотонного разрушения обозначить точкой на спектре, то в случае, если точка попадет внутрь спектра, сооружение разрушится. В приведенном примере землетрясения в Чили будет разрушительным для сооружения, отмеченного красной точкой и наоборот для сооружения, отмеченного зеленой точкой. Для рассматриваемого случая величина PGA не имеет значения. Необходимость в использовании пиковых ускорений возникает только при оценке максимальных смещений частей сооружений, например, при оценке сброса пролетных строений с опор моста или сейсмоизолированного здания с изолирующих опор. В этом расчете должны фигурировать именно пиковые ускорения, приведенные в шкале. Этот очевидный для инженера факт обусловлен тем, что краткие пиковые перегрузки не определяют энергетические характеристики сейсмических колебаний. Сооружение претерпевает пластические деформации и продолжает воспринимать нагрузку. Если же пролетное строение на долю секунды соскочит с опор, то назад оно уже не запрыгнет. Новая шкала балльности открывает возможности

проведения явного кинематического расчета опорных элементов строительных конструкций.

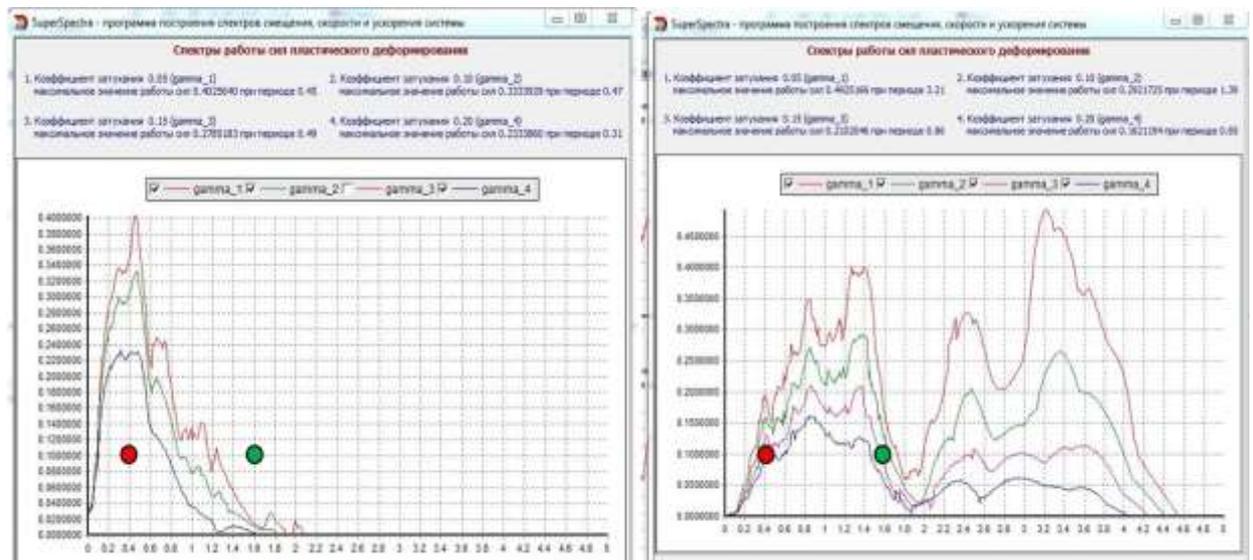


Рисунок 4.7. Спектры работы сил пластического деформирования для землетрясений Чили(слева) и Hollywood Storage. Точками отмечены значения работы монотонного разрушения сооружения

Изложенный подход к упругопластическим системам. Это, прежде всего сооружения с металлическим каркасом. Для бетонных и каменных конструкций характерен хрупкий механизм разрушения, обусловленный возникновением в ней трещин и падением жесткости системы.

Такого рода сооружения относятся к классу адаптивных систем с деградирующей жесткостью. Для них невозможно построить АЧХ, а их поведение зависит от всей предыдущей истории нагружения. Авторы предложили использовать для анализа таких систем спектр повреждаемости сооружения - это зависимость повреждаемости от начальной собственной частоты колебания системы. Для этого авторами использована простейшая модель нелинейности Кирикова-Аманкулова [4], в которой свойства системы зависят от максимального за историю нагружения перемещения, т.е. фактически от развития трещины в системе. При этом, жесткость системы линейно падает, а демпфирование системы линейно растет, с ростом максимального за историю нагружения перемещения.

Если перемещение не превосходит исторического максимума, то свойства системы не меняются.

Для данного типа накопления повреждений восстанавливающая сила описывается уравнением

$$R(y) = \frac{r(u)y}{1 + \kappa(u)y^2} \quad (4.18)$$

где y – смещение опоры; u – максимальное за историю нагружения перемещение опоры; κ - параметр нелинейности (повреждаемость).

Жесткость системы постоянна, пока величина смещения u меньше предела упругости $u_{упр}$. Когда предел упругости превышен, жесткость начинает линейно падать с увеличением значения максимального за историю смещения системы. Перемещение, соответствующее нулевой жесткости системы, названо условным перемещением разрушения $u_{усл}$. Фактически, перемещение, при котором происходит разрушение сооружения, считается перемещением $u_{разр}$, при котором реакция системы достигает максимального значения. Зависимости $R(u)$ и $\gamma(u)$ показаны на рисунке 4.8.

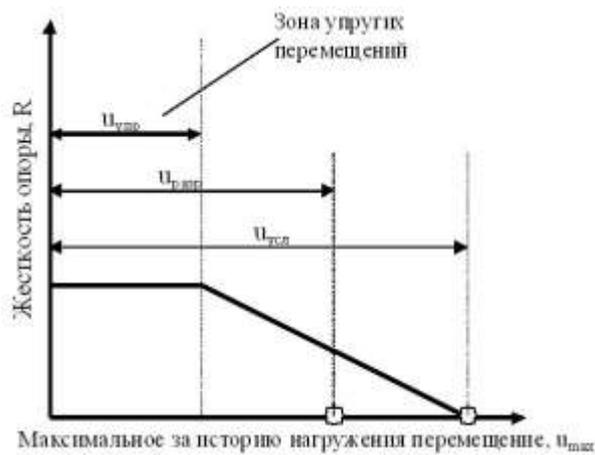
Колебания системы с деградирующей жесткостью описываются уравнением:

$$m\ddot{u} + \gamma\sqrt{rm}\dot{u} + R(u) = -m\ddot{y}_0, \quad (4.19)$$

где u, \dot{u}, \ddot{u} - соответственно перемещение, скорость и ускорение сооружения; m – масса сооружения; $\gamma(u_{max})$ - коэффициент неупругого сопротивления; $R(u, u_{max})$ – жесткость системы; $\ddot{y}_0(t)$ - акселерограмма колебаний основания.

Интегрирование уравнения (4.18) осуществляется стандартными методами. Если в пределах шага интегрирования менялись характеристики системы, то ее параметры меняются в соответствии с изменением этих характеристик.

а)



б)

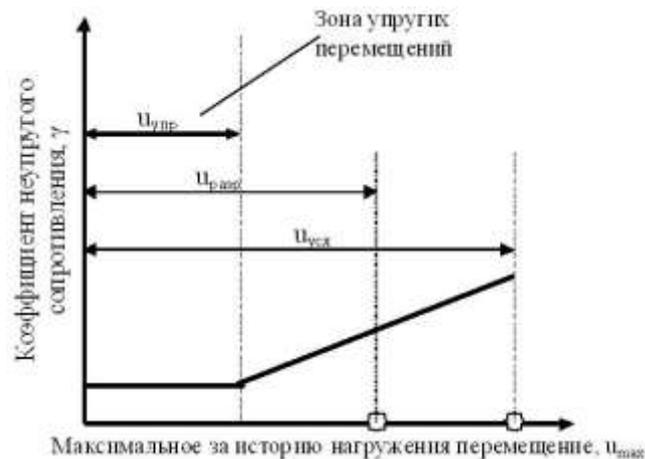


Рисунок 4.8 Зависимость жесткости сооружения (а) и коэффициента неупругого сопротивления сооружения (б) от максимального за историю нагружения перемещения опоры

В результате можно получить зависимости конечного (после сейсмического воздействия) периода колебаний системы и коэффициента повреждаемости системы от начального периода ее колебаний T , т.е. спектры периодов и спектры повреждаемости системы. На рисунке 4.9 приведены примеры спектров повреждаемости для Табасского и Бухарестского землетрясений.

Что любопытно - внешне не похожие воздействия имеют похожие спектры повреждаемости, и спектры работ сил пластического деформирования. На рисунке 4.10 приведены спектры работы сил пластического деформирования для этих двух землетрясений.

Величины PGA у Табасского землетрясения составляет почти 9 м/с^2 , а у Бухарестского – всего 2 м/с^2 , спектры ускорений у них тоже совершенно не похожи. Однако спектры повреждаемости и спектры работ сил пластического деформирования у них близки. Одна акселерограмма разрушает за счет больших ускорений, вторая за счет сосредоточения всей энергии на одном периоде, опасном для сооружения. Для первого воздействия коэффициент гармоничности $k=8$, для второго $k=1.2$.

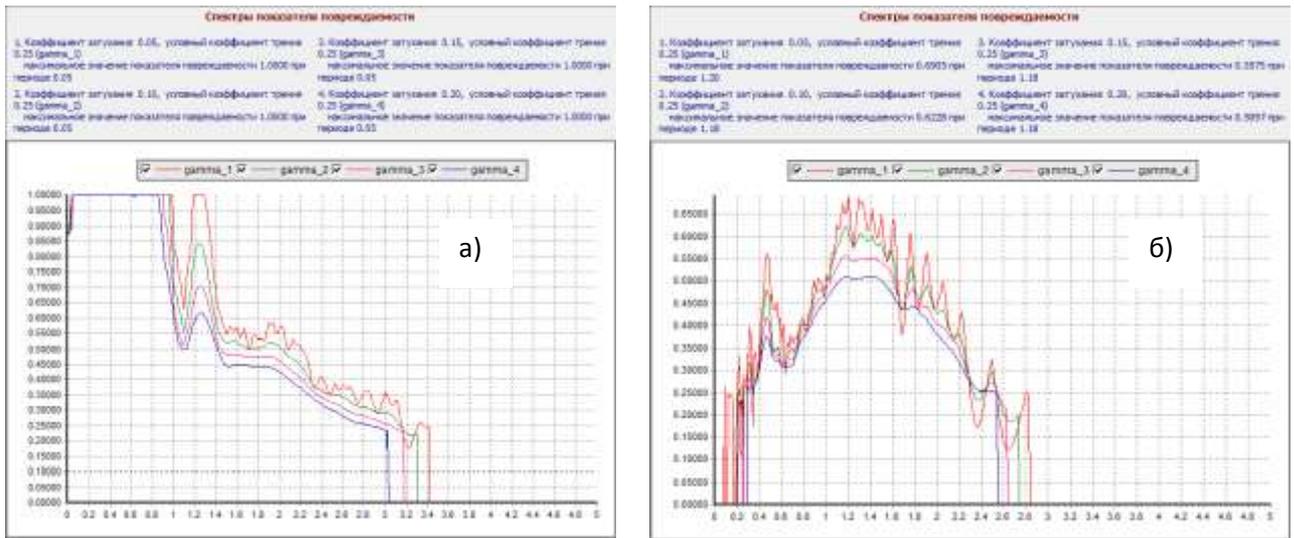


Рисунок 4.9. Спектры повреждаемости для Табасского и (а) для Бухарестского (б) землетрясений

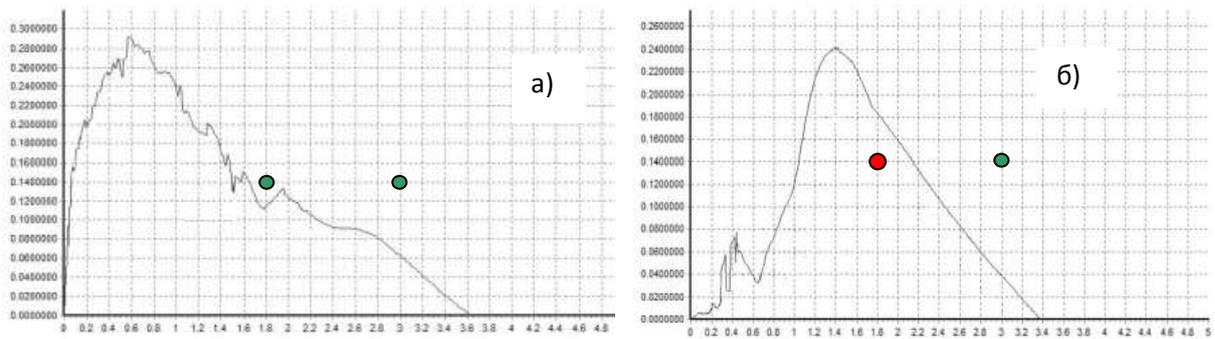


Рисунок 4.10. Спектры работы сил пластического деформирования для Бухарестского землетрясения с пиковым ускорением $0.2g$, $\gamma=0.1$ (а); для Табасского землетрясения с пиковым ускорением $0.863g$, $\gamma=0.1$ (б).

Красной и зеленой точкой отмечены возможные значения работы монотонного нагружения в аварийном (красная точка) и приемлемом (зеленая точка) случаях

Таким образом, для расчета сооружений за пределами упругости, «похожесть» определяется не внешним сходством воздействия, а близостью спектров сил пластического деформирования и повреждаемости. Сам расчет существенно упрощается. Зная спектр можно нанести на него точку с работой монотонного разрушения, характерную для сооружения, если она попала внутрь

спектра - работа сил монотонного разрушения меньше, чем работа сил пластического деформирования, то есть землетрясение сооружение разрушит. Что касается спектров повреждаемости, то там видно какие сооружения — это землетрясение разрушит, повреждаемость превращается в единицу.

Резюмируя сказанное, отметим, что в нормах нельзя прописать единые конкретные требования к воздействиям на все случаи проектирования. Четкая, на первый взгляд детализация может привести к грубым ошибкам. С одной стороны, это затрудняет работу законопослушных проектировщиков, с другой открывает дорогу недобросовестным проектировщикам для различных махинаций.

Например, при проектировании гибкого сооружения - дома с гибким нижним этажом, минарета или большепролетного моста, с резонансными периодами около 1-2 с, добросовестный проектировщик должен взять длиннопериодные (резонансные) акселерограммы землетрясений типа Бухарестского или Мехико, которые имели естественное ускорение около 2 м/с^2 . После их нормирования на 4 м/с^2 , ни одно из указанных выше сооружений запроектировать не удастся. Даже при нормировке PGA на 2 м/с^2 приходится принимать дополнительные серьезные антисейсмические мероприятия против чрезмерно больших смещений таких сооружений. Если проектировщик недобросовестный, то он возьмет 3 высокочастотных акселерограмм, например, Табасс, Газли и Ташкент. Их пиковое ускорение больше, чем рекомендуемое по нормам 4 м/с^2 и достигают $8-9 \text{ м/с}^2$. Но эти акселерограммы совершенно безопасны для этих гибких сооружений. Формально по результатам расчетов сооружение не потребует усиления и, более того, этот проектировщик пройдет экспертизу, так как расчет соответствует СНиП.

Выводы по главе 4

Проведенные исследования позволяют делать следующие выводы:

1. Расчет сооружений на действие МРЗ является основным для оценки сейсмостойкости зданий и сооружений. Проведение такого расчета

предусматривается действующими нормами проектирования. Выполнение расчета на действие МРЗ возможны по спектральной методике, и по акселерограммам землетрясений.

2. Расчет сооружения на МРЗ в первом приближении следует рассматривать как кинематический, ограничивающий неупругие перемещения сооружения. Расчет сооружения по спектральной методике предполагает, что ограничения упругих смещений сооружения, которые можно посчитать по ЛСМ, обеспечивает ограничения неупругих перемещений сооружения и энергии его пластических деформаций. Этот факт учитывается в нормах введением коэффициента K_1 , который определяет по существу во сколько раз могут быть превышены упругие деформации. Для объектов массового строительства система расчетных коэффициентов сложилась на основе 100 летнего опыта и анализа последствий прошлых землетрясений. Хотя отдельные коэффициенты нормативного варианта ЛСМ не соответствуют их физическому смыслу [52], ошибки в коэффициентах в целом сбалансированы, что гарантирует нам возможность проектирования. Для уникальных зданий и сооружений, динамические характеристики которых существенно отличаются от аналогичных характеристик для объектов массового строительства, необходим анализ коэффициента K_1 и в конечном итоге переход на расчеты по акселерограммам землетрясений.
3. Расчет по акселерограмме землетрясения оказывается необходимым при проектировании специальных зданий и сооружений, для которых не отработана система расчетных коэффициентов ЛСМ. Наиболее сложными аспектами расчета по акселерограммам являются задания расчетного сейсмического воздействия и анализ результатов расчетов.
4. При задании сейсмического воздействия следует исходить из известного принципа, принимая воздействия опасным для сооружения в запас прочности и исходя из возможного предельного состояния сооружения. При этом не следует забывать об экономичности принимаемых решений и

трудоемкости проводимых расчетов. Само воздействие при этом не должно быть похоже на реальное, но должно иметь характеристики близкие к характеристикам реальных воздействий. Важность тех или иных характеристик должна назначаться исходя из возможного предельного состояния сооружения в результате землетрясения.

5. Предельными состояниями при расчете на действие МРЗ для большинства инженерных объектов является прогрессивное обрушение сооружения или малоцикловая усталость основных несущих конструкций сооружения. В качестве критериев возникновения этих предельных состояний можно рассматривать работу сил пластического деформирования и повреждаемость несущих элементов сооружения. Первый критерий следует применять для расчета упругопластических систем, а второй для систем с хрупкой диаграммой накопления повреждений.
6. Для использования предложенных критериев для оценки сейсмостойкости сооружений в работе использован спектр работ сил пластического деформирования для упругопластических систем, для систем с хрупкой диаграммой разрушения в работе предложен спектр повреждаемости, использующий понятие коэффициента повреждаемости конструкции. В этом случае жесткость системы падает с ростом максимального за историю перемещения конструкции.

5. ПРОЕКТИРОВАНИЕ СЦЕНАРИЕВ НАКОПЛЕНИЯ ПОВРЕЖДЕНИЙ

5.1. Конструкции с заданными параметрами предельных состояний

Конструкции с ЗППС появились как альтернатива традиционных сейсмостойких конструкций. Традиционные конструкции проектируются равнопрочными, что теоретически делает их экономичными. В отличие от них в конструкциях с ЗППС предусматриваются зоны ослаблений, в которых и произойдет разрушение. При этом в остальной части сооружения имеются запасы прочности, которые не должны включаться в работу. С точки зрения расхода материала конструкция с заданными параметрами предельных состояний менее экономичный. Однако они имеют огромные преимущества в части ликвидации последствий землетрясения. Если в равнопрочной конструкции заранее неизвестно, каков будет характер разрушения и невозможно подготовиться к ликвидации последствия землетрясения, то в сооружениях с ЗППС разрушение заведомо произойдет в ослабленных местах. Эти места можно предусмотреть при проектировании и минимизировать ущербы от землетрясений.

Идея конструкции с ЗППС были предложены в середине 70-х годов прошлого века в России благодаря, работам Л.Ш. Килимника [23] и Я.М. Айзенберга [2] прежде всего, а за рубежом новозеландскими специалистами Р. Порком [84] и Д. Довриком [71]. Активное развитие методов проектирования началось в мире при внедрении многоуровневого проектирования. В результате в соответствии с принципами проектирования сооружений с ЗППС проектировщик получает сценарий накопления повреждений в сооружении от землетрясения различной силы. Классическим примером проектирования сооружения с ЗППС являются железнодорожные мосты на линии «Адлер-Сочи». Проект этих мостов был разработан специалистами ОАО «Трансмост», а сейсмозащитные устройства выполнены фирмой «Стройкомплекс-5». Эти проекты широко описаны в литературе [20, 29, 65, 81]. Отметим только, что «слабым» звеном этих мостов было соединение опорной части с пролетным строением с помощью, так называемого фрикционно-подвижного соединения (ФПС). В этом соединении

высокопрочные болты стягивающее соединяемые детали пропущены через овальное отверстие. Если сейсмическое воздействие со стороны пролетного строения на опору превысит несущую способность опоры, то происходит сдвиг в ФПС. В результате, повреждение моста при землетрясениях различной силы сводится к подвижке пролетного строения относительно опоры по ФПС. При этом, ни опора ни пролетное строение не повреждаются. При слабых землетрясениях, до 6 баллов, подвижки уже возможны, но не превосходят 5мм. С ростом силы землетрясения подвижки возрастают и при 9 балльном воздействии подвижка составляет 12-15 см. Детали работы такого соединения подробно описаны в статьях [20, 29, 65, 81]. Число ремонтных работ после землетрясения входит разбалчивание ФПС и повторная установка болта.

Авторы проекта сочли приемлемым использовать в качестве допустимых подвижек в ФПС значения, приведенные в таблице 5.1 [20].

Отметим, что кроме указанных подвижек никаких других повреждений в конструкции не предусматривается. Таким образом, таблица 5.1 представляет сценарий накопления повреждений в конструкции при землетрясениях с различной силой.

Таблица 5.1

Пример сценария накопления повреждений для одного из эстакад
железнодорожной линии «Адлер – Сочи»

Сила землетрясения (балл)	5-6	7	8	9
Ориентировочная повторяемость, годы	20	200	500	1000
Ускорение (м/с ²)	0.35	1.09	1.61	2.398
Подвижка (см)	0.1	1.6	6.3	12.5
Число подвижек за время землетрясения	2	23	35	38

Подход к обеспечению сейсмостойкости за счет использования конструкции с ЗПС кардинально упрощает расчеты сооружений по акселерограммам землетрясений. Обычно расчет производится пошагово по времени, после каждого шага необходимо проверка всех элементов на возможность перехода в предельное состояние.

Если такой переход имеет место, то необходимо соответствующая перестройка уравнения движения для выполнения следующего шага. При равнопрочном проектировании мы не знаем, в каком элементе может возникнуть предельное состояние. Конструкция может содержать десятки тысяч элементов, что делает расчет проблематичным. В конструкциях же с заданными параметрами предельных состояний проверке подлежат несколько элементов, в которых эти состояния предусмотрены при проектировании. Такой подход к расчету был по существу использован в упомянутых проектах мостов в городе Сочи, где после каждого шага интегрирования проверялись усилия в закрытых опорных частях, в которых нет проскальзывания и скорости скользящих опорных частях. Если усилия превосходила силу трения в ФПС, то соответствующий элемент исключался из работы, а его действия на систему заменялось силами трения. Если же в скользящих опорных частях взаимная скорость скольжения меняла знак, то она возвращалась в расчетную схему, а силы трения в опорной части исключались. Соответствующая программа для расчета была разработана в ПГУПС под руководством профессора А.М. Уздина и получила название «DRACON - динамический расчет конструкции». Авторы использовали изложенный подход и программу к проектированию сценария накопления повреждения морской платформы, рассмотренной ниже.

5.2. Примеры построения сценариев накопления повреждений

Причалы эстакадного типа (ПЭТ) являются достаточно распространенными сооружениями для приема морских судов. Среди ПЭТ есть достаточно ответственные сооружения, входящие в систему жизнеобеспечения регионов,

подверженных сейсмическим воздействиям. По этим нормам предписывают их проектирование с использованием карты «В» карт ОСП-2012 [64], т.е. на действие землетрясений с повторяемостью примерно раз в 1000 лет. Управление повреждаемостью таких сооружений при сильных землетрясениях является важной задачей. В работе рассматриваются возможности такого управления.

На рисунке 5.1 представлен вид причала эстакадного типа. Характерным для такой конструкции является наличие рядов свай различной жесткости. Береговые сваи на значительной длине погружены в грунт и имеют большую жесткость, чем сваи морской части. Схематичный чертеж характерного причала эстакадного типа для швартовки больших судов представлен на рисунке 5.2.

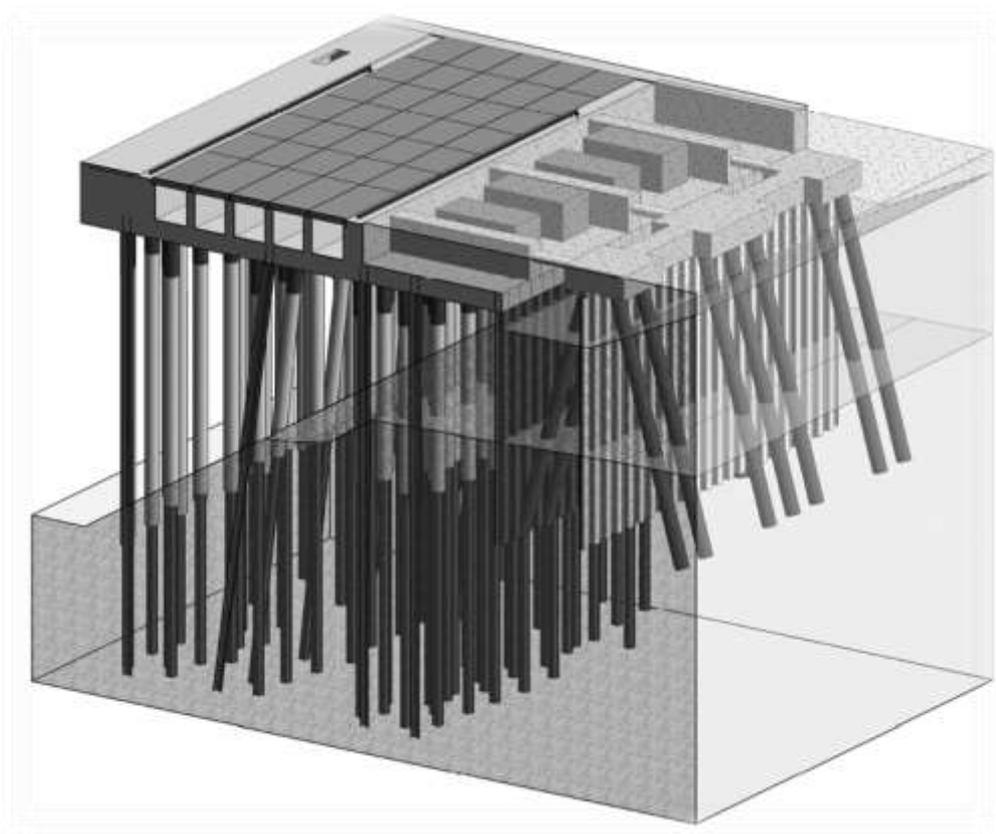


Рисунок 5.1. Вид причала эстакадного типа

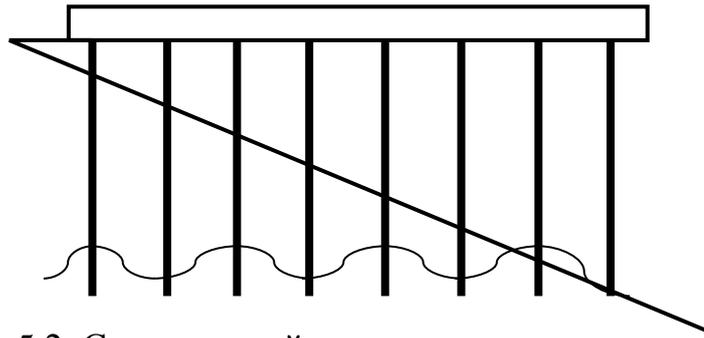


Рисунок 5.2. Схематичный чертеж причала эстакадного типа

На рисунке 5.3 представлена диаграмма, характеризующая процесс разрушения ПЭТ при монотонном нагружении.

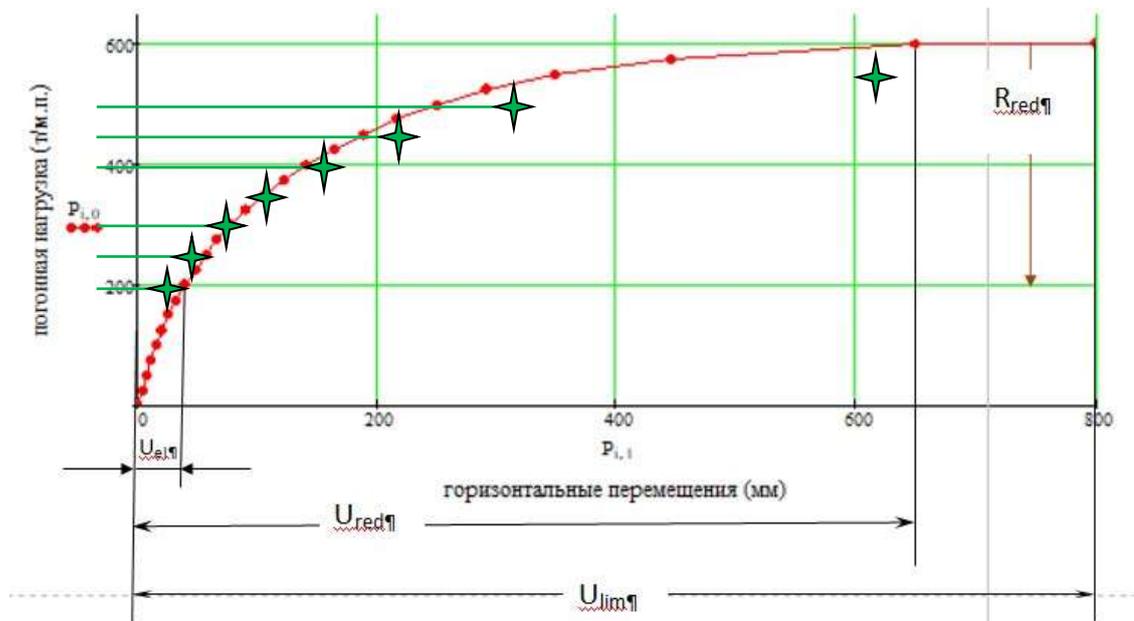


Рисунок 5.3. Кривые монотонного нагружения для секции причала на свайном фундаменте

По оси ординат на диаграмме отложена нагрузка на причал, а по оси абсцисс — его смещение. Такая диаграмма называется диаграммой монотонного нагружения. Диаграмма построена с использованием ППП ЛИРА. ПЭТ последовательно загружался нарастающей нагрузкой, и после каждого шага нагружения рассматривалась несущая способность свай. Если момент в голове сваи превышал допустимый, свая выключалась из работы. Точки выключения

ряда свай из работы показаны на рисунке 5.3. Результаты расчета приведены также в таблице 5.2.

Таблица 5.2

Результаты расчетов ПЭТ на воздействия различной повторяемости без ФПС

PGA, м/с ²	2	3	4	5	6	7	8	9
Повторяемость, годы	219	363	519	687	864	1049	1242	1442
Расчетная балльность, I	7,748	8,187	8,498	8,741	8,941	9,109	9,256	9,386
Вероятность возникновения за 50 лет	0,204	0,128	0,091	0,07	0,056	0,046	0,039	0,034
Расчетное смещение причала, м	0,034	0,052	0,067	0,085	0,100	0,120	0,140	0,154
Нагрузка на ПЭТ, т	9568	14633	18854	23919	28140	33768	39396	43335,6

Можно выполнить расчеты ПЭТ на опасные акселерограммы и для акселерограмм заданной повторяемости получить смещение причала. В первом приближении эти перемещения можно связать с диаграммой монотонного нагружения и получить повторяемость повреждений ПЭТ на площадке строительства. Если, например, взять регион с ситуационной сейсмичностью $I_A=9$, $I_B=10$ и $I_C=10$ и рассмотреть модельное воздействие, сгенерированное по методике [18, 37, 56] опасным для рассматриваемой ПЭТ, то при воздействии с пиковыми ускорениями PGA, равными соответственно 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8 и 9 м/с² получим смещения платформы, приведенные в таблице 5.2. В таблице 5.2 также приведены расчетная балльность и вероятность воздействия за срок 50 лет, рассчитанные по методике [7] с использованием программы [8].

На рисунке 5.4 приведена зависимость расчетного смещения на причале эстакадного типа от ее повторяемости в соответствии с таблицей 5.2. Эту

зависимость можно рассматривать, как представления возможного сценария накопления повреждений в сооружении.

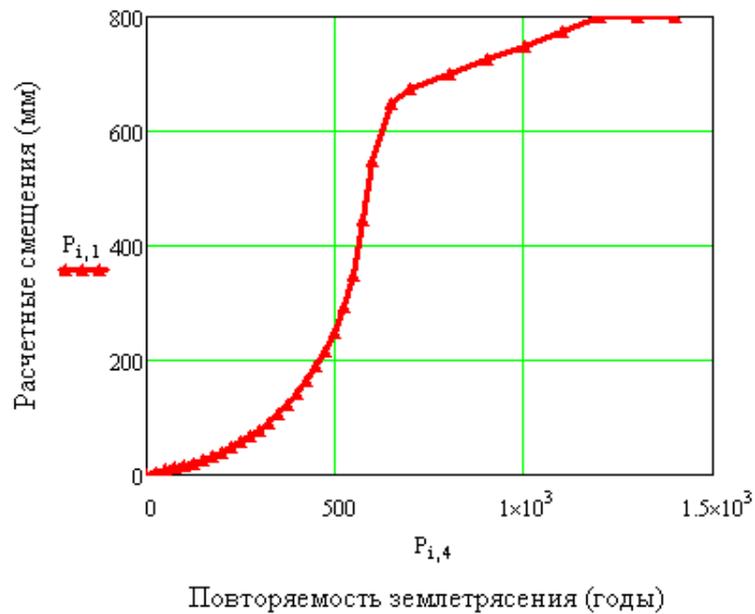


Рисунок 5.4. Зависимость расчетного смещения на ПЭТ от ее повторяемости

По нашему мнению, сценарий накопления повреждений нельзя признать удачным. Выход из строя даже одного ряда свай требует достаточно сложных восстановительных работ. Возникает необходимость разборки верхнего строения причала и восстановление верхней части разрушенных свай. В связи с этим авторы предложили новую конструкцию причала. В ней ростверк разделен продольным швом (рисунок 5.5).

Соединение частей ростверка осуществляется с помощью фрикционно-подвижных соединений (ФПС) [10, 19, 42]. Теория работы ФПС детально описана в брошюре [57]. В первом приближении связь с помощью ФПС моделируется демпфером сухого трения. Сила трения в ФПС принята несколько меньшей, чем несущая способность свай береговой части, которые воспринимают (без ФПС) основную часть нагрузки. Эта сила составляет 70000 кН или 200 т на погонный метр платформы и вызывает смещение береговой части, равное 4 см. В этом случае сваи причала не будут разрушаться до тех пор, пока не закроется овал под

болты ФПС. После этого будет происходить разрушение свай, как при отсутствии ФПС. На рисунке 5.6 приведена диаграмма монотонного нагружения причала с ФПС с возможностью хода в ФПС 10 см.

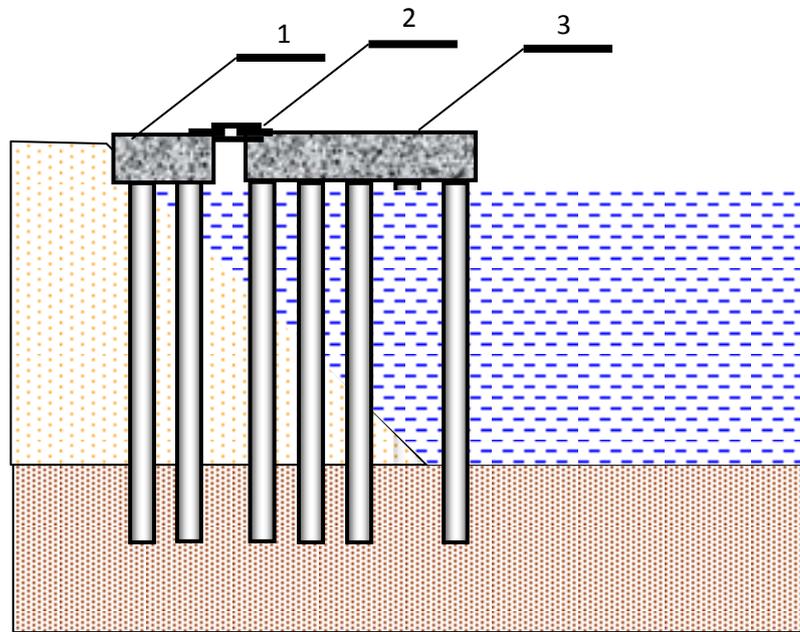


Рисунок 5.5. Принципиальная схема разделения причала продольным швом
1- береговая часть ПЭТ, 2 – морская часть ПЭТ. 3 – ФПС

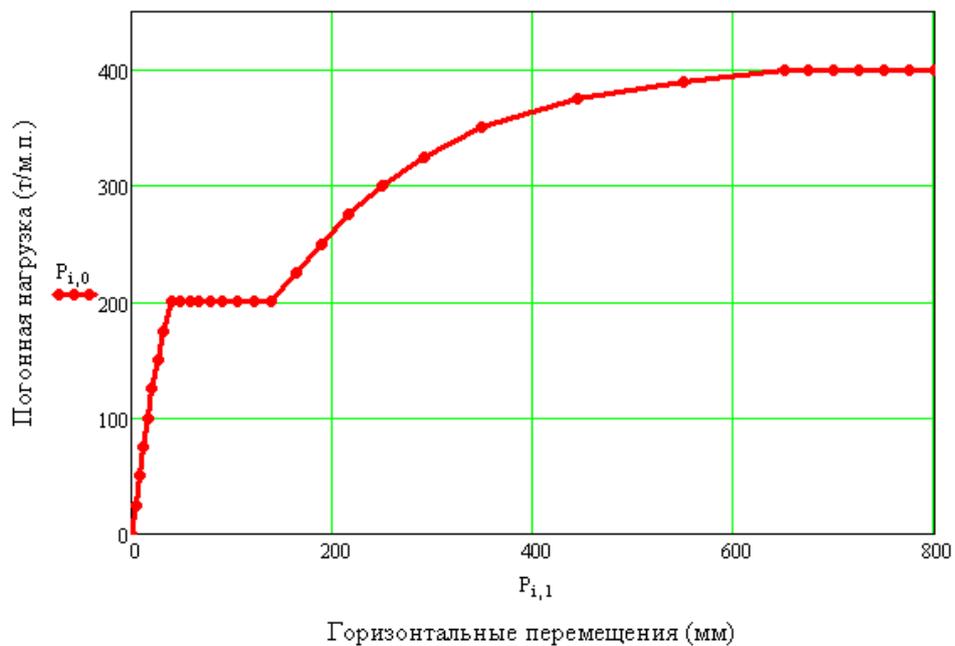


Рисунок 5.6. Кривая монотонного нагружения причала с ФПС с
возможностью хода в ФПС 10 см

На рисунке 5.7 приведены в качестве примера результаты расчета причала эстакадного типа при $PGA=6 \text{ м/с}^2$.

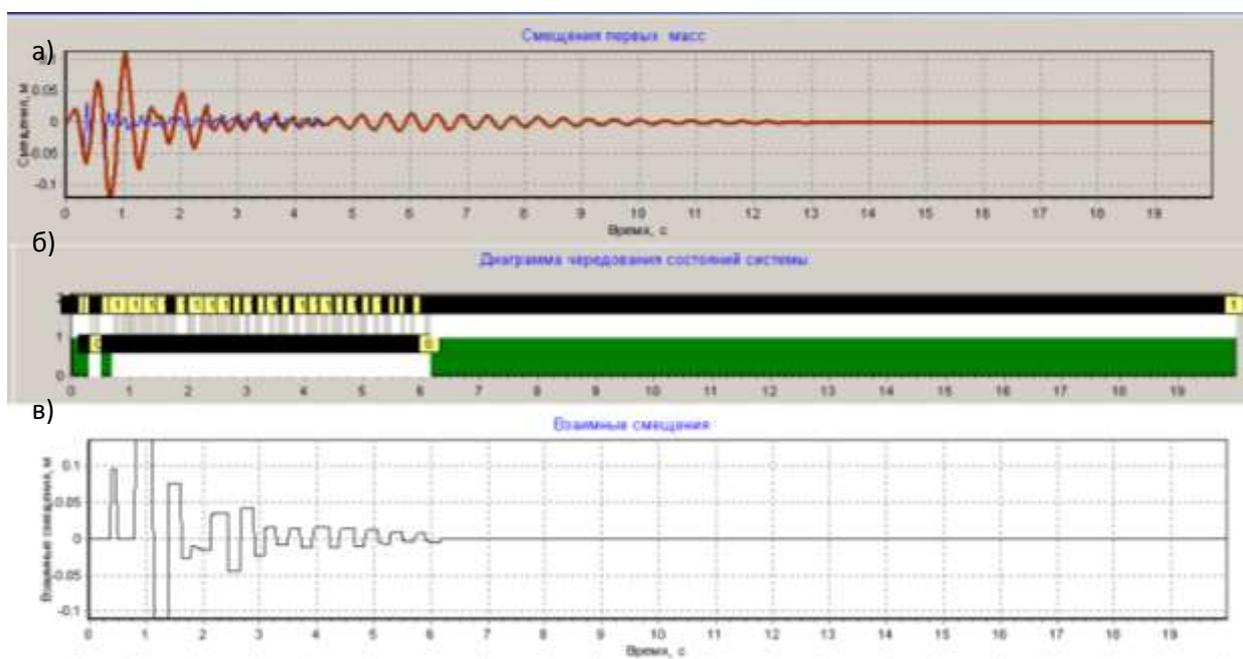


Рисунок 5.7. Результаты расчета системы для $PGA=6 \text{ м/с}^2$

- а) смещение морской (красный цвет) и береговой (синий цвет) частей платформы
 б) диаграмма чередования состояний системы в) Сдвиг в ФПС

Для построения сценария накопления повреждений были выполнены расчеты рассматриваемой системы на воздействия с различными PGA , принятыми в соответствии с таблицей 5.2. Некоторые результаты расчетов приведены в таблицах 5.3-5.5.

Таблица 5.3

Результаты расчетов ПЭТ на воздействия различной повторяемости при $F=70000 \text{ кН/м}$

$PGA, \text{ м/с}^2$	2	3	4	5	6	7	8	9
Повторяемость, годы	219	363	519	687	864	1049	1242	1442
Расчетная	7,748	8,187	8,498	8,741	8,941	9,109	9,256	9,386

балльность, I								
Вероятность возникновения за 50 лет	0,204	0,128	0,091	0,07	0,056	0,046	0,039	0,034
Расчетное смещение береговой части	0,035	0,043	0,046	0,045	0,046	0,043	0,068	0,046
Расчетное смещение морской части	0,035	0,045	0,067	0,075	0,08	0,09	0,12	0,10
Расчетное смещение ФПС, м	0	0,069	0,088	0,089	0,11	0,086	0,137	0,105

Таблица 5.4

Результаты расчетов ПЭТ на воздействия различной повторяемости при $F=70000$ кН/м акселерограммы BEIJING (Китай)

PGA, м/с ²	2	3	4	5	6	7	8	9
Повторяемость, годы	216	357	511	677	851	1034	1224	1421
Расчетная балльность, I	7,736	8,173	8,484	8,729	8,928	9,097	9,243	9,373
Вероятность возникновения за 50 лет	0,206	0,131	0,093	0,071	0,057	0,047	0,04	0,034
Расчетное смещение ФПС, м	0.003	0.074	0.088	0.100	0.115	0.135	0.164	0.187

Результаты расчетов ПЭТ на воздействия различной повторяемости при $F=70000$ кН/м акселерограммы Lcentro (Эль-Центро)

PGA, м/с ²	2	3	4	5	6	7	8	9
Повторяемость, годы	223	369	529	700	881	1070	1267	1471
Расчетная балльность, I	7.764	8.202	8.515	8.758	8.958	9.127	9.274	9.403
Вероятность возникновения за 50 лет	0.2	0.126	0.09	0.068	0.055	0.045	0.038	0.033
Расчетное смещение ФПС, м	0	0	0.069	0.115	0.155	0.17	0.19	0.22

В них кроме результатов расчетов для опасного синтетического воздействия приведены результаты расчетов для известного землетрясения Эль-Центро и для китайского землетрясения из базы акселерограмм китайских и российских специалистов [61]. База содержит около 100 записей сильных землетрясений. Авторы приводят результаты расчета по наиболее опасной акселерограмме из пакета.

Таким образом, предлагается конструкция с продольным разделением верхнего строения ПЭТ на две части, которые соединяются связью, жесткость которой меняется при нагрузке на причал, превышающей нагрузку разрушения свай. В статье рассмотрен случай соединения береговой и морской частей с помощью ФПС. При этом несущая способность ФПС принята несколько меньшей несущей способности свай береговой части. Как показали расчеты, сдвижка в ФПС составила 10-11 см.

Выводы по главе 5

Таким образом, предлагается конструкция с продольным разделением верхнего строения ПЭТ на две части, которые соединяются связью, жесткость которой меняется при нагрузке на причал, превышающей нагрузку разрушения свай. В статье рассмотрен случай соединения береговой и морской частей с помощью ФПС. При этом несущая способность ФПС принята несколько меньшей несущей способности свай береговой части. Как показали расчеты, сдвижка в ФПС составила 10-11 см.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

1. При установлении связи между повторяемостью землетрясений и расчетным балом на площадке строительства предлагается модифицировать известную формулу $\text{Log}T(I)=aI+b$, которая приведет к противоречивым результатам при оценке силы воздействий. Для связи повторяемости и расчетного балла в работе предлагается принять $a=0.5$ и использовать следующую формулу:

$$\text{Log}T(I)=0.5I+b$$

В работе приведены значения коэффициента b в зависимости от ситуационной сейсмичности на площадке строительства.

2. Автором модернизировано программное обеспечение на языке C++ в среде Windows, позволяющая быстро определять уровень расчетного воздействия и вероятность его превышения в зависимости от повторяемости воздействия и ситуационной сейсмичности на площадке строительства;

3. На площадках с возможными 9-балльными землетрясениями расчет на ПЗ может, в отдельных случаях, потребовать некоторого усиления несущих конструкций. В большинстве случаев расчет на ПЗ необходим для обеспечения работы оборудования, исключения травмирования или паники людей;

4. Силовой расчет несущих конструкций на действие ПЗ может выполняться по линейно спектральной методике при коэффициенте предельных состояний (редукции) $K_1=1$, но с введением коэффициента K_{P3} перехода от расчетных ускорений МРЗ к расчетным ускорениям ПЗ;

5. Для выполнения требований к оборудованию и безопасности людей при ПЗ возникает необходимость построения поэтажных акселерограмм и их спектров. Важным может быть также оценка виброскорости в местах нахождения людей, ограничение которой должно быть предусмотрено в нормах оценки сейсмостойкости сооружений;

6. Расчет сооружения на МРЗ в первом приближении следует рассматривать как кинематический, ограничивающий неупругие перемещения сооружения. Расчет сооружения с использованием линейно-спектральной теории

предполагает, что ограничения упругих смещений сооружения, которые можно посчитать по ЛСМ, обеспечивает ограничения неупругих перемещений сооружения и энергии его пластических деформаций. Этот факт учитывается в нормах введением коэффициента K_1 , который определяет по существу во сколько раз могут быть превышены упругие деформации. Для объектов массового строительства система расчетных коэффициентов сложилась на основе 100 летнего опыта и анализа последствий прошлых землетрясений. Хотя отдельные коэффициенты нормативного варианта ЛСМ не соответствуют их физическому смыслу, ошибки в коэффициентах в целом сбалансированы, что гарантирует нам возможность проектирования. Для уникальных зданий и сооружений, динамические характеристики которых существенно отличаются от аналогичных характеристик для объектов массового строительства, необходим анализ коэффициента K_1 и в конечном итоге переход на расчеты по акселерограммам землетрясений.

7. Расчет по акселерограмме землетрясения оказывается необходимым при проектировании специальных зданий и сооружений, для которых не отработана система расчетных коэффициентов ЛСМ. Наиболее сложными аспектами расчета по акселерограммам являются задания расчетного сейсмического воздействия и анализ результатов расчетов. При задании сейсмического воздействия следует исходить из известного принципа, принимая воздействия опасным для сооружения в запас прочности и исходя из возможного предельного состояния сооружения. При этом не следует забывать об экономичности принимаемых решений и трудоемкости проводимых расчетов. Само воздействие при этом не должно быть внешне похоже на реальное, но должно иметь характеристики близкие к характеристикам реальных воздействий. Важность тех или иных характеристик должна назначаться исходя из возможного предельного состояния сооружения в результате землетрясения.

8. Предельными состояниями при расчете на действие МРЗ для большинства инженерных объектов является прогрессивное обрушение сооружения или малоцикловая усталость основных несущих конструкций сооружения. В качестве

критериев возникновения этих предельных состояний можно рассматривать работу сил пластического деформирования и повреждаемость несущих элементов сооружения. Первый критерий следует применять для расчета упругопластических систем, а второй для систем с хрупкой диаграммой накопления повреждений.

9. Для использования предложенных критериев для оценки сейсмостойкости сооружений в работе использован спектр работ сил пластического деформирования для упругопластических систем, для систем с хрупкой диаграммой разрушения в работе предложен спектр повреждаемости, использующий понятие коэффициента повреждаемости конструкции. В этом случае жесткость системы падает с ростом максимального за историю перемещения конструкции.

10. Сейсмостойкие конструкции, запроектированные по принципу равнопрочности, характеризуются непредсказуемыми повреждениями при землетрясениях и сложностью восстановления. Кроме того, их расчеты вызывают большие сложности, поскольку при шаговом интегрировании необходимо проверять возможность возникновения предельного состояния для каждого элемента после каждого шага интегрирования.

Для прогнозирования повреждаемости сооружений при землетрясениях и упрощения ликвидации их последствий целесообразно использование конструкции ЗППС. К этому классу сооружений относятся сооружения, в которых зоны повреждения элементов сосредоточены в определенных местах. В результате основные несущие конструкции сооружения после землетрясения остаются неповрежденными. Расчет конструкции ЗППС существенно упрощается, поскольку нелинейный анализ необходим для узкого круга элементов, предельное состояние которых предусмотрены при проектировании.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Абакаров А.Д. Исследование оптимальных параметров системы сейсмозащиты с выключающимися связями и ограничителем перемещений по критерию надежности на ЭВМ методом Монте-Карло // Расчет и проектирование зданий для сейсмостойких районов-М.:Наука.-1988.- с.108-114.
2. Айзенберг Я.М., Килимник Л.Ш. О критериях предельных состояний и диаграммах "восстанавливающая сила-перемещения" при расчетах на сейсмические воздействия. //В сборнике "Сейсмостойкость зданий и инженерных сооружений"-М.-Стройиздат.1972.-с.46-61.
3. Айзенберг Я.М., Смирнов В.И. Регулирование сейсмической реакции сооружений с деградирующей жесткостью путем регулирования их спектров состояний. // Сейсмостойкое строительство, 1981, Вып.10, с.14-19
4. Аманкулов Т., Кириков Б.А. Исследование поведения одномассовой системы с нелинейностью гистерезисного типа при сейсмическом воздействии. // Сейсмостойкое строительство. 1980.- Вып.8- с.16-23.
5. Аптикаев Ф.Ф. Инструментальная шкала сейсмической интенсивности. – М.: ООО «Наука и образование», 2012. – 176 с.
6. Аптикаев Ф.Ф. Прогноз параметров сейсмических колебаний, построение локального спектра и синтетической акселерограммы. В сб. Сейсмостойкое строительство в эпоху могущества и счастья. Ашхабад, Ылым, 2013, с.285-304
7. Арещенко Т.С., Прокопович С.В., Сабирова О.Б., Фролова Е.Д. «Задание уровня сейсмического воздействия для оценки сейсмостойкости сооружений при многоуровневом проектировании» Природные и техногенные риски. Безопасность сооружений. 2018, №4, с.25-27
8. Арещенко Т.С., Прокопович С.В., Сабирова О.Б., Фролова Е.Д., Уздин А.М. Программа определения пиковых ускорений сейсмического воздействия. Свидетельство о государственной регистрации программы для ЭВМ №2018664350. Авторы: Уздин А.М., Прокопович С.В., Арещенко Т.С., Фролова Е.Д., Сабирова О.Б. Зарегистрирована 14 ноября 2018 г.

9. Белаш Т.А., Уздин А.М., Симборт Э., Ван Хайбинь. К вопросу о развитии нормативной базы сейсмостойкого строительства и используемой в нормах терминологии. Природные и техногенные риски. Безопасность сооружений. 2013, №2, с.23-28
10. Березанцева Е.В., Сахарова Е.В., Симкин А.Ю., Уздин А.М. Фрикционно-подвижные соединения на высокопрочных болтах// Международный коллоквиум: Болтовые и специальные монтажные соединения в стальных конструкциях. - М.,1989, Т.1.С.73-76
11. Богданова А.М., Нестерова О.П., Никонова Н.В., Ткаченко А.С., Уздин А.М., Рахманова М., Азаев Т.М., Зайнулабидова Х.Р. Числовые характеристики сейсмических воздействий. Наука и мир, №3 (43), 2017, том 1, с. 49-55.
12. Вахрина Г.Н., Смирнов В.И. Развитие моделей расчетных акселерограмм сейсмических воздействий. Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. 2013, №1, с.29-39
13. Герсеванов Н.М. Применение математической логики к расчету сооружений. М., ОНТИ, 1923, 334 с
14. Гольденблат И.И., Николаенко Н.А., Поляков С.В., Ульянов С.В. Модели сейсмостойкости сооружений//М.,Стройиздат,1979,251 с.
15. ГОСТ 12.1.003-83 Система стандартов безопасности труда (ССБТ). Шум. Общие требования безопасности (с Изменением N 1)
16. ГОСТ 57546-2017 «Землетрясения. Шкала сейсмической интенсивности»
17. ГОСТ 6249-52 «Шкала для определения силы землетрясений в пределах от 6 до 9 баллов».
18. Долгая А.А. Моделирование сейсмического воздействия коротким временным процессом. // Э-И. ВНИИТПИ. Сер. “Сейсмостойкое строительство”, Вып. 5-6., 1994, с.56-63
19. Елисеев О.Н., Уздин А.М. Сейсмостойкое строительство. Учебник. СПб., Изд. ПВВИСУ, 1997, 371с.
20. Жгутова Т.В., Кузнецова И.О., Уздин А.М., Шульман С.А. Сейсмоизоляция железнодорожных мостов в Сочи. Труды заседания рабочей

группы международного общества по системам сейсмозащиты (ASSISi), 2011, с.119-132

21. Качанов Л. М. Основы механики разрушения. М.: Наука, 1974. 312 с
22. Килимник Л.Ш. Методы целенаправленного проектирования в сейсмостойком строительстве. М., Наука, 1985. -155.
23. Килимник Л.Ш. О проектировании сейсмостойких зданий и сооружений с заданными параметрами предельных состояний. // Строительная механика и расчет сооружений, 1975, 2, с.40-44.
24. Корчинский И.Л. и др. Основы проектирования зданий в сейсмических районах. // М., Госстройиздат. -1961. -с.488.
25. Масляев А.В. Основные критерии сейсмозащиты зданий и сооружений при землетрясении. Жилищное строительство. 2008, №2, с.24-26
26. Мкртычев О.В., Джинчвелашвили Г.А. Проблемы учета нелинейностей в теории сейсмостойкости. М., МГСУ, 2014, 192 с.
27. Москвитин В.В. Циклические нагружения элементов конструкций. М., Наука, 1981, 344с.
28. Назарова Ш.Ш., Никонова Н.В., Сабирова О.Б., Уздин А.М. Актуализация действующих сводов правил с учетом новой шкалы балльности. Природные и техногенные риски. Безопасность сооружений. 2019, №6, с.19-25
29. Назарова Ш.Ш., Уздин А.М., Симкин А.Ю., Ус П.В., Шульман С.А. Конструкция для управления сценарием разрушения причала эстакадного типа. Научно-технический журнал "Природные и техногенные риски. Безопасность сооружений, 5(48), 2020, стр 29-32.
30. Нестерова О.П., А.С. Ткаченко, А.М. Уздин, А.А. Долгая, Л.Н. Смирнова, Гуань Юхай. К вопросу о задании уровня сейсмического воздействия в шкалах балльности и нормах проектирования // Вопросы инженерной сейсмологии. 2018. Т. 45, № 1. С. 73–80.
31. Нестерова О.П., Уздин А.М. Особенности работы динамических гасителей колебаний при силовом и кинематическом возмущении демпфированных

сооружений. Известия российской Академии ракетных и артиллерийских наук, Москва - 2016. Вып. 2(92), с 84-89

32. Ньюмарк Н., Розенблюэт Э. Основы сейсмостойкого строительства// М., Стройиздат, 1980, 343 с.

33. Ойзерман В.И. Расчет конструкций на сейсмические воздействия по методу предельных состояний. Реферативная информация / ЦИНИС. Сер. XIV. Сейсмостойкое строительство, 1978, Вып. 9, с.4-7

34. Перельмутер А.В., Сливкер В.И. Расчетные модели сооружений и возможности их анализа. Киев, 2002, 598 с.

35. Петров А.А. Оценка сейсмостойкости конструкций на основе использования энергетической меры воздействия. – ЭИ «Строительство и архитектура. Сейсмостойкое строительство», ВНИИТПИ, М., 1993, вып.6, с.2-7.

36. Работнов Ю. Н. Введение в механику разрушения. М.: Наука, 1987. 80 с

37. Рекомендации по проектированию оснований и фундаментов зданий и сооружений, возводимых в сейсмических районах. – М.: Стройиздат, 1975. – 66 с.

38. Рутман Ю.Л. Анализ нагруженности сооружения на основе величины энергетического критерия интенсивности землетрясения / Ю.Л. Рутман // Строительная механика и расчет сооружений. – 2012. – №2. С. 61 –63.

39. Рутман Ю.Л., Симборт Э. Выбор коэффициента редукации сейсмических нагрузок на основе анализа пластического ресурса конструкции. Вестник гражданских инженеров, 2011, № (2) 27, с.78-81

40. Рутман, Ю.Л. Оценка сейсмической энергии, поступившей в упругопластическую систему с одной степенью свободы / Ю.Л. Рутман, А.Д. Шивуа // Вестник гражданских инженеров, № 2, 2015. — с. 64-74.

41. Рутман, Ю.Л., Симборт Э. Анализ возможностей применения энергетического критерия SAV для расчета сейсмостойкости сооружения / IX Всеукраинская науч.-техн. конф. «Строительство в сейсмических районах Украины». Киев: ДП НДІБК, 2012. С. 618–625.

42. Савельев В.Н., Уздин А.М., Хусид Р.Г. Болтовое соединение плоских деталей встык. А.с. СССР N1174616, МКИ F 16 В 5/02, 35/04, 1983

43. Сахаров О.А. К вопросу задания сейсмического воздействия при многоуровневом проектировании сейсмостойких конструкций Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений, №4, 2004 г. С.7-9
44. Сейсмическая сотрясаемость территории СССР. / Отв. ред. Ю.В. Ризниченко. М.: Наука, 1979. 190 с.
45. Смирнова Л.Н., Бенин А.В., Семенов С.Г., Уздин А.М. Гуань Юхай. Оценка коэффициента редукиции для расчета опор мостов. Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений, 2016, №6, с.15-19.
46. Смирнова Л.Н., Уздин А.М., Прокопович С.В. Некоторые особенности моделирования расчетных акселерограмм. Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений 1(2019) 33-41
47. Соснин А.В. Об уточнении коэффициента допускаемых повреждений К1 и его согласованности с концепцией редукиции сейсмических сил в постановке спектрального метода. Вестник гражданских инженеров. 2017, №1(60), с92-114.
48. СП 14.13330.2014 Строительство в сейсмических районах. Актуализированная редакция СНиП II-7-81*
49. Сюэхиро К. Инженерная сейсмология. Экономическая жизнь / К. Сюэхиро. - М., 1935. - с. 167
50. Тяпин А.Г. О роли демпфирования в динамических нагрузках при расчете на сейсмические воздействия// Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. 2018, №1, с33-39
51. Уздин А.М. Задание сейсмического воздействия. Взгляд инженера-строителя. Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. 2005, №1, с. 27-31
52. Уздин А.М. Что скрывается за линейно-спектральной теорией сейсмостойкости. Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. 2009, №2, с. 18-23.
53. Уздин А.М., Бенин А.В., Нестерова О. П., Сибуль Г.А., Оценка коэффициента редукиции сейсмической нагрузки с позиций предельных

перемещений сооружения, Природные и техногенные риски. Безопасность сооружений. 2018. №4 (42). с. 18-20.

54. Уздин А.М., Воробьев В.А., Богданова М.А., Сигидов В.В., Ваничева С.С. Экономика сейсмостойкого строительства. М.: ФГПУ ДПО «Учебно-методический центр по образованию на железнодорожном транспорте», 2017, 176 с.

55. Уздин А.М., Долгая А.А. Расчет элементов и оптимизация параметров сейсмоизолирующих фундаментов. М., ВНИИТПИ, 1997, 76 с

56. Уздин А.М., Елизаров С.В., Белаш Т.А. Сейсмостойкие конструкции транспортных зданий и сооружений. Учебное пособие. ФГОУ «Учебно-методический центр по образованию на железнодорожном транспорте», 2012-500 с.

57. Уздин А.М., Елисеев О.Н., Кузнецова И.О., Никитин А.А., Павлов В.Е., Симкин А.Ю. Элементы теории трения, расчет и технология применения фрикционно-подвижных соединений. С-Петербург, ВИТУ, 2001, 75 с.

58. Уздин А.М., Ирзахметова И.О. Методика расчета кусочно-линейных систем на сейсмические воздействия. // Э-И. ВНИИТПИ. Сер. “Сейсмостойкое строительство”, Вып. 5-6., 1994, с.63-69

59. Уздин А.М., Кузнецова И.О. Сейсмостойкость мостов. Саарбрюкен (Германия), Palmarium, 2014, 450 с

60. Уздин А.М., Назарова Ш.Ш., Прокопович С.В., Акбиев С.Т. Проектное землетрясение: обоснование, параметры, особенности применения при расчетах сооружений. Природные и техногенные риски. Безопасность сооружений» №3(40), 2019г, с.40-45.

61. Уздин А.М., Нестерова О.П., Прокопович С.В., Долгая А.А., Чанг Юань, Гуань Юхай, Ван Хайбинь. Моделирование сейсмических воздействий для динамического расчета зданий и сооружений. Российско-китайский научный журнал «Содружество» Ежемесячный научный журнал научно-практической конференции, 2017 № 20 1 часть, с. 59-66.

62. Уздин А.М., Нестерова О.П., Сибуль Г.А., Долгая А.А. Гуань Юхай, Универсальный численный показатель силы землетрясения. Известия российской Академии ракетных и артиллерийских наук, Москва - 2018. Вып. 2(102), с 152-156
63. Уздин А.М., Нестерова О.П., Сибуль Г.А., Долгая А.А., Гуань Юхай. Универсальная энергетическая характеристика землетрясения. Природные и техногенные риски. Безопасность сооружений. 2018. №3 (41). с. 23-26
64. Уломов В.И., Богданов М.И. Новый комплекс карт общего сейсмического районирования территории Российской Федерации (ОСР-2012), Инженерные изыскания, №8, 2013, с.30-39
65. A. M. Uzdin, I. O. Kuznetsova, M. Frese, Sh. Sh. Nazarova, A. A. Nazarov; Analysis of the behaviour of seismic isolated structure on bearings connected to the structure with a dry friction damper. *AIP Conf. Proc.* 15 March 2023; 2612 (1): 040012. <https://doi.org/10.1063/5.0113078>
66. Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni» (18A00716). MINISTERO DELLE INFRASTRUTTURE E DEI TRASPORTI. DECRETO 17 gennaio 2018 // Supplemento ordinario alla “Gazzetta Ufficiale” n. 42 del 20 febbraio 2018 - Serie generale. N. 8. 372 p.
67. Ahmed Ghobarah. Performance - based seismic design in earthquake engineering: state of development. *Engineering Structures* 23 (2001) 878-884.
68. Arias, A. A measure of earthquake intensity. *Seismic Design for Nuclear Power Plants*. Hansen RJ (Ed.), MIT Press, Cambridge, 1970. – P. 438–483.
69. Carlos Sousa Oliveira, Monica A. Ferreira, and F. Mota Sá Earthquake Risk Reduction: From Scenario Simulators Including Systemic Interdependency to Impact Indicators// *Perspectives on European Earthquake Engineering and Seismology*, edit. Atilla Ansal, 2014, Springer Cham Heidelberg New York Dordrecht London, pp. 309-331
70. Divja Brahmavathan, Arcumar C (2016) Evaluation of response reduction factor of irregular reinforced concrete frame structures. *Indian Journal of Science and Technology* 9(23): 2-8

71. Dowric D.J. Earthquake resistant Design for Engineers and architects. New York, John Wiley & Sons, 1977.
72. Eurocode 8. Design of structures for earthquake resistance. prEN 1998 – 1:2003 (E), part 2, p.15
73. Fardis M.N. Code developments in earthquake engineering. Published by Elsevier Science Ltd. 12th European Conference on Earthquake Engineering. Paper Reference 845, 2002.
74. Foravante V., Madabhushi G., Benin A.V., Elizarov S.V., Uzdin A.M., Fedotova I.A., Dolgaya A.A., Sakharov O.A. Performance based designing of high-rise base isolated buildings. International workshop “Base isolated high-rise buildings”, Yerevan, 2008, pp. 98-107
75. Grünthal G. (ed) European Macroseismic Scale. EMS-98. ESC, Luxemburg, 1998.101 p.
76. Jack Moehle, and Gregory G. Deierlein. A framework methodology for performance-based earthquake engineering. 13th World Conference on Earthquake Engineering. Vancouver, B.C., Canada. August 1-6, 2004. Paper No. 679.
77. Jack Moehle. Performance- based seismic design of tall buildings in the U.S. 14th World Conference on Earthquake Engineering. October 12-17, 2018, Beijing, China.
78. Jose A. Sy, Naveed Anwar, Thaung HtutAung, and Deepak Rayamajhi. Performance based seismic design state of practice, 2012 Manila, Philippines. International Journal of High-Rise Buildings. September 2012, Vol. 1, No 3, 203-209.
79. Khatavkar A.S., Ghadi A.P., Barbude P.F. Comparative study of response reduction factor for reinforced concrete and steel frame. International Journal of computer application. 2015, (0975-8877), pp. 12-14.
80. Kuznetsova I.O., Sakharov O.A., Uzdin A.M. Estimating combination coefficients for performance based designing (PBD). First European Conference on Earthquake Engineering and Seismology Geneva, Switzerland, 3-8 September 2006, Paper Number:190

81. M Belashov *et al* 2023 *IOP Conf. Ser.: Earth Environ. Sci.* **1231** 012069
DOI 10.1088/1755-1315/1231/1/012069
82. Mr. Chetan Ingale, Prof. M.R. Nalamwar. Performance based seismic design of RCC building. International research journal of Engineering and Technology (IRJET), volume 4, issue 10, oct-2017.
83. Omori F. Seismic Experiments on the Fracturing and Overturning of Columns, Publ. Earthquake Invest. Comm. in foreign Languages, №4, Tokyo, 1900-99 p.
84. Park, R. and Paulay, T., Reinforced Concrete Structures, New York, John Wiley & Sons, 1975.
85. Yasser S. Salem, Giuseppe Lomiento, Jawwad Khan. Assessment of Response modification factor of reinforced concrete table top-frame structures to seismic loads. Springer. International Congress and Exhibition "Sustainable Civil Infrastructures: Innovative Infrastructure Geotechnology", GeoMEast 2017: Facing the Challenges in Structural Engineering, pp 55-71.

ПРИЛОЖЕНИЕ

 192171, Санкт-Петербург, ул. Бабушкина, дом 36, к. 1, лит. В, ИНН/КПП 7811300512/781101001, Расчетный счет 40702810748000001895 в ПАО «Банк «Санкт-Петербург»; корр. сч. №30101810900000000790; БИК 044030790. ОКВЭД 28.11; 28.51; 25.23; 51.70 ОКПО 73336203; тел./факс (812)-560-71-69, E-mail: info@sc-5.ru
<http://www.stroycomplex-5.ru>
ОБЩЕСТВО С ОГРАНИЧЕННОЙ ОТВЕТСТВЕННОСТЬЮ
СК СК СТРОЙКОМПЛЕКС – 5

№078/20-98-M01 «30» декабря 2020 г.

Справка о внедрении

Настоящим подтверждаю, что результаты диссертационного исследования Назаровой Ш.Ш. «Оценка сейсмостойкости при проектировании сценариев накопления повреждений», представленные предложенной автором методикой построения сценариев накопления повреждений, применены при проектировании системы сейсмозащиты железнодорожного путепровода на участке «Разъезд №4 - ст. Кошминар» Папского района Наманганской области республики Узбекистан.

Методика позволила управлять сценарием деформаций путепровода с учетом пиковых ускорений и повторяемости сейсмического воздействия.

Генеральный директор



С.А. Шульман