

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

---

На правах рукописи

НИКОНОВА Наталия Вячеславовна

**РАЗВИТИЕ МЕТОДОВ РАСЧЕТА И МАТЕМАТИЧЕСКИХ МОДЕЛЕЙ  
СЕЙСМОЗАЩИТНЫХ УСТРОЙСТВ И СЕЙСМИЧЕСКОГО  
ВОЗДЕЙСТВИЯ ДЛЯ ОЦЕНКИ СЕЙСМОСТОЙКОСТИ ЗДАНИЙ И  
СООРУЖЕНИЙ**

Специальность: 05.23.17 – Строительная механика

**ДИССЕРТАЦИЯ**

на соискание ученой степени  
кандидата технических наук

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

Санкт-Петербург

2017

## СОДЕРЖАНИЕ

ВВЕДЕНИЕ.....	4
1.1 Краткий обзор развития теории сейсмостойкости.....	11
1.2 Развитие методов сейсмогашения и сейсмоизоляции в сейсмостойком строительстве.....	24
1.3 Особенности расчета сооружений с системами сейсмоизоляции.....	34
Выводы по главе 1 .....	37
<b>2 ИССЛЕДОВАНИЕ ОСНОВНЫХ ОСОБЕННОСТЕЙ ПОВЕДЕНИЯ СООРУЖЕНИЙ С СЕЙСМОИЗОЛИРУЮЩИМИ ОПОРНЫМИ ЧАСТЯМИ И ДЕМПФЕРАМИ .....</b>	<b>38</b>
2.1 Особенности применения маятниковых сейсмоизолирующих опор с гидравлическими демпферами для сейсмоизоляции.....	38
2.2 Моделирование сейсмозащитных устройств демпферами вязкого и сухого трения.....	46
2.3 Построение укороченных уравнений сейсмических колебаний сейсмоизолированных систем с нелинейным демпфированием.....	51
2.4 Анализ влияния вертикальной компоненты в сейсмических колебаниях на работу гравитационных систем сейсмоизоляции .....	61
Выводы по главе 2 .....	66
<b>3 МОДЕЛИРОВАНИЕ СЕЙСМИЧЕСКОГО ВОЗДЕЙСТВИЯ ДЛЯ РАСЧЕТА СООРУЖЕНИЙ С ЭЛЕМЕНТАМИ СПЕЦИАЛЬНОЙ СЕЙСМОЗАЩИТЫ.....</b>	<b>67</b>
3.1 Анализ методов задания сейсмического воздействия.....	67
3.2 Задание уровня расчетного воздействия с позиций теории надежности и	

риска.....	82
3.3 Разработка методики моделирования расчетных акселерограмм с учетом свойств сооружения и сейсмогеологических условий площадки строительства	87
Выводы по главе 3 .....	97
4. ОСОБЕННОСТИ ПРИМЕНЕНИЯ ПРЕДЛАГАЕМЫХ МЕТОДОВ РАСЧЕТА СЕЙСМОИЗОЛИРОВАННЫХ СИСТЕМ.....	99
4.1 Расчеты зданий без сейсмоизоляции по акселерограммам землетрясений ...	99
4.2 Особенности задания воздействия и расчета нелинейных систем сейсмоизоляции .....	132
4.2.1 Методика расчета .....	132
4.2.2 Пример подбора опасной акселерограммы для нелинейной системы. ....	137
Выводы по главе 4 .....	146
ЗАКЛЮЧЕНИЕ .....	147
СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ .....	149

## ВВЕДЕНИЕ

**Актуальность избранной темы.** Сейсмоизоляция является в настоящее время основным способом сейсмозащиты зданий и сооружений в районах с сейсмичностью более 8 баллов. Однако, несмотря на доказанную эффективность сейсмоизоляции, ее применение в массовом строительстве сильно ограничено. Это связано с тем, что сейсмоизолирующие опоры должны устанавливаться параллельно с демпфирующими устройствами, которые характеризуются нелинейной диаграммой деформирования, что не позволяет использовать для расчета нормативную линейно-спектральную методику (ЛСМ). Попытки проведения расчетов по акселерограммам землетрясений сталкиваются с тем, что результаты изысканий, включающие генерацию расчетных воздействий, весьма дороги и становятся доступны проектировщику в конце проектирования. Такая ситуация исключает возможность в срок заказать сейсмоизоляцию с приемлемыми параметрами.

В связи со сказанным, задача совершенствования методики расчета систем сейсмоизоляции в условиях ограниченности информации о сейсмическом воздействии представляется весьма актуальной.

**Степень разработанности темы исследования.** Разработкой и исследованием систем сейсмоизоляции зданий и сооружений занималось большое количество отечественных и зарубежных специалистов. В России и бывшем СССР этим вопросам посвящены исследования А.Б. Абакарова, Я.М. Айзенберга, И.У. Альберта, А.Т. Аубакирова, В.С. Беляева, Г.В. Давыдовой, Г.А. Джинчвелашвилли, Б.Д. Кауфмана, М.А. Клячко, А.М. Курзанова, О.В. Мкртычева, Ю.Л. Рутмана, О.А. Савинова, В.В. Сахаровой, В.И. Смирнова, А.М. Уздина, Ю.Д. Черепинского, В.Г. Яременко и др. Вопросы учета и оптимизации демпфирования в системах сейсмоизоляции исследованы Т.А. Белаш, Ю.В. Гордеевым, А.А. Долгой, О.А. Савиновым, А.М. Уздиным и др. Зарубежом вопросами сейсмоизоляции занимались Л.Р. Гринбэнк, С. Инфанти, Дж. Келли, В.Г. Робинсон, Г.Г. МакВерри, А. Мартелли, Б. Паво, Р.И. Скиннер, М. Форни,

К.Н. Фуллер и др. Благодаря их исследованиям в настоящее время сейсмоизоляция признана одним из наиболее эффективных методов сейсмозащиты. В мировой практике возведено более трех тысяч зданий и сооружений с сейсмоизоляцией, однако до настоящего времени отсутствуют инженерные методы расчета, позволяющие подобрать параметры сейсмоизоляции в условиях ограниченной информации о сейсмическом воздействии. В частности, оказывается невозможным применить нормативную ЛСМ для подбора параметров сейсмоизолирующих устройств и отсутствуют универсальные модели сейсмических воздействий для широкого применения сейсмоизоляции в массовом строительстве. Сложившаяся ситуация обусловила цель и задачи диссертационной работы.

**Цель исследования** заключается в развитии методов расчета и математических моделей сейсмоизолирующих устройств и модели сейсмического воздействия, позволяющих подбирать параметры сейсмоизоляции и оценивать ее эффективность при отсутствии необходимой информации о сейсмическом воздействии на площадке строительства.

**Задачи исследования:**

- Разработать линеаризованные модели сейсмозащитных устройств для предварительного анализа их работы с использованием ЛСМ.
- Разработать простые нелинейные модели сейсмозащитных устройств, обеспечивающие быстрые динамические расчеты сейсмоизолированных сооружений по акселерограммам землетрясений.
- Проанализировать характеристики реальных сейсмических воздействий и на этой основе разработать модель сейсмического воздействия, которая генерируется для проектируемого сооружения.
- Разработать методику и программные средства для задания параметров предложенной модели и генерации воздействия.

**Объект исследования** – сейсмоизолирующие опоры с гидравлическими демпферами.

**Предмет исследования** – методы расчета зданий и сооружений с

сейсмоизолирующими опорами и гидравлическими демпферами в условиях ограниченной информации о сейсмическом воздействии.

**Научная новизна исследования** заключается в получении следующих результатов:

1. Выполнена линеаризация уравнений движения сейсмических колебаний сейсмоизолированных систем с демпфирующими устройствами, допускающая применение ЛСМ для предварительного анализа работы сейсмоизоляции;

2. Разработана математическая модель демпфирующего устройства сейсмоизолирующих опор в виде двух демпферов: вязкого и сухого трения;

3. Установлено значение необходимого демпфирования в системе сейсмоизоляции, исключающее возможность параметрического резонанса при одновременном действии вертикальной и горизонтальной компонент сейсмического воздействия;

4. Построен асимптотический портрет уравнения сейсмических колебаний сейсмоизолированных систем, позволяющий установить области применения упрощенных (укороченных) уравнений движения;

5. Построена новая математическая модель сейсмического воздействия для рассчитываемого сооружения с учетом сейсмологических характеристик площадки строительства (магнитуды, глубины очага, эпицентрального расстояния);

6. Разработана методика определения опасных частот и амплитуд расчетного воздействия для сейсмоизолированного сооружения.

**Теоретическая и практическая значимость** исследования заключается в разработке моделей сейсмоизолирующих устройств и моделей сейсмического воздействия, позволяющих подбирать параметры и оценивать эффективность сейсмоизоляции в условиях ограниченной информации о сейсмологических особенностях площадки строительства. В частности, разработки диссертации позволяют подбирать параметры сейсмоизоляции на ранних стадиях проектирования, а также проектировать типовые конструкции фундаментов.

**Методология и методы исследования.** Для решения поставленных задач использованы методы динамического расчета сооружений, методы численного моделирования колебаний на ЭВМ, имеющиеся записи акселерограмм прошлых землетрясений. Полученные результаты были сопоставлены с результатами исследований других специалистов, работающих в рассматриваемой области.

**Положения, выносимые на защиту:**

- линеаризация уравнений движения сейсмоизолированной системы с маятниковыми опорами и демпфирующими устройствами, допускающая применение ЛСМ для расчета сейсмоизолированных сооружений;
- методика и расчетные формулы для моделирования нелинейных демпферов двумя демпферами: сухого и вязкого трения;
- величина затухания в системе сейсмоизоляции, исключающая возможность возникновения параметрического резонанса при одновременном действии вертикальной и горизонтальной компонент сейсмического воздействия;
- асимптотический портрет уравнения сейсмических колебаний одномассной сейсмоизолированной системы с нелинейным демпфированием, определяющий возможности использования упрощенных (укороченных) уравнений движения;
- модель сейсмического воздействия для расчета проектируемого сооружения в виде суммы импульса скорости и набора затухающих синусоид, позволяющую учесть сейсмологические особенности площадки строительства (магнитуду, глубину очага и эпицентральное расстояние);
- методика подбора расчетной амплитуды и опасной частоты воздействия, в том числе для расчета нелинейных систем.

**Область исследования** соответствует паспорту научной специальности ВАК: 05.23.17 – Строительная механика, а именно: п. 2 «Линейная и нелинейная механика конструкций и сооружений, разработка физико-математических моделей их расчета», п. 7 «Теория и методы расчета сооружений в экстремальных ситуациях (землетрясения, ураганы, взрывы и т.д.)».

**Степень достоверности и апробация результатов.** Достоверность результатов исследований обусловлена применением апробированных методов

динамики сооружений и теории колебаний, а также соответствием результатов исследований опыту прошлых землетрясений и данным других исследователей по отдельным вопросам, рассмотренным в диссертации.

Материалы диссертации использованы для подбора параметров сейсмоизолирующих устройств на железнодорожных мостах г. Сочи.

Основные научные результаты докладывались на VI Поляховских чтениях в феврале 2012г., на международной конференции в Вене Recent Advances in Earthquake Engineering and Structural Dynamics 2013 (VEESD 2013) в августе 2013г., на VII Савиновских чтениях в июле 2014г., на XXVI Международной конференции Математическое и компьютерное моделирование в механике деформируемых сред и конструкций в сентябре 2015г., а также на научно-технических конференциях и семинарах, проводимых ПГУПС по вопросам сейсмостойкого строительства.

**Публикации.** Материалы диссертации опубликованы в 17 печатных работах общим объемом 10,15 п. л., лично автору принадлежат 4,4 п. л., из них 6 статей в рецензируемых изданиях из перечня, размещенного на официальном сайте ВАК.

**Структура и объем диссертационной работы.** Диссертация состоит из введения, четырех глав, заключения и списка литературы из 128 источников, из них 33 – на иностранном языке. Текст диссертации изложен на 162 страницах печатного текста. Работа включает 58 рисунков, 20 таблиц, 132 формулы.

Во введении обосновывается актуальность темы диссертационной работы.

Первая глава содержит анализ состояния исследуемого вопроса. В ней отмечаются результаты исследований отечественных и зарубежных специалистов [1, 3-5, 8-10, 13, 34, 40, 55, 56, 63, 74, 77, 82, 88, 90, 91-93, 116, 117, 122, 124 и др.]. Благодаря их исследованиям в настоящее время сейсмоизоляция признана одним из наиболее эффективных методов сейсмозащиты. В мировой практике возведено более трех тысяч зданий и сооружений с сейсмоизоляцией, однако до настоящего времени отсутствуют инженерные методы расчета, позволяющие подобрать параметры сейсмоизоляции в условиях ограниченной информации о сейсмическом воздействии. В частности, оказывается невозможным применить



нормативную ЛСМ для подбора параметров сейсмоизолирующих устройств, и отсутствуют универсальные модели сейсмических воздействий для широкого применения в расчетах сейсмоизоляции для массового строительства. Эта ситуация обусловила задачи диссертационной работы.

Вторая глава диссертации посвящена построению расчетных моделей сейсмозащитных устройств, допускающих простые оценки эффективности сейсмоизоляции. Прежде всего, выполнена линеаризация диаграммы деформирования демпфирующих устройств, позволяющая оценивать их эффективность на основе ЛСМ. Далее в работе предложен метод моделирования демпфирующих устройств двумя демпферами: сухого и вязкого трения, что позволяет упростить задачу подбора их параметров на основе динамических расчетов. Для упрощения анализа на стадии предварительного проектирования в работе построен асимптотический портрет уравнения колебаний системы с демпферами сухого и вязкого трения и установлены области, допускающие использование упрощенных уравнений движения. Кроме того, в первой главе проведен анализ динамической устойчивости сейсмоизолированных систем при одновременном воздействии на них вертикальной и горизонтальной компонент сейсмического воздействия и установлено значение величины затухания, исключающее возможность параметрического резонанса.

В третьей главе проанализированы свойства реальных сейсмических воздействий и методы их моделирования, которые в той или иной мере должны учитывать характеристики реальных землетрясений. В главе предложена новая модель сейсмического воздействия, которая строится наиболее опасной для рассматриваемого сооружения, но позволяет при этом учесть основные сейсмологические данные (магнитуду, глубину очага и эпицентральное расстояние). Для построения расчетной акселерограммы в соответствии с предложенной моделью разработана программа на языке C++ в среде Windows XP.

В четвертой главе диссертации рассмотрено применение предложенной модели воздействия для расчета различных систем и, прежде всего, систем

сейсмоизоляции. При этом предложены методика и алгоритм поиска наиболее сейсмоизоляции.

*В заключении* изложены основные выводы по результатам исследования и перспективы дальнейшей разработки темы диссертации.

## 1 АНАЛИЗ СОСТОЯНИЯ ИССЛЕДУЕМОГО ВОПРОСА

### 1.1 Краткий обзор развития теории сейсмостойкости

В развитии теории сейсмостойкости можно выделить 3 этапа.

I этап – предварительный, характеризуется накоплением эмпирических знаний о землетрясениях и последствиях землетрясений. Этот этап начался в древнейшие времена и продолжался до конца XIX века.

II этап – зарождение и становление теории сейсмостойкости сооружений как научной дисциплины. Временной промежуток – от конца XIX века до 50-х годов XX века.

III этап – современный, начало – 60-е гг. XX века.

На первом этапе собирались отдельные данные о землетрясениях и предпринимались некоторые попытки противостоять их разрушительным последствиям. Об этом свидетельствуют многие факты. Так, например, известно, что первые инструментальные наблюдения сейсмического эффекта при помощи сейсмоскопа относятся еще к началу нашей эры (китайский сейсмоскоп Чжан-Хэна, 132 г. н.э.) [35]. Другим примером того, что первые антисейсмические меры предпринимались несколько столетий назад, может служить мавзолей султана Санджара в Мерве, построенный в XII веке. Его каменный выполненный сужающимся к низу фундамент находится в котловане, заполненном пластичной глиной. В настоящее время известно, что подобные конструктивные решения ведут к уменьшению периода колебаний здания и сейсмических нагрузок [41].

Однако, за исключением единичных случаев, здания и сооружения в сейсмически опасных районах строились так же, как обычно: из сырцового кирпича, камня, глины; применялись тяжелые, засыпанные землей своды. Эти факторы усугубляли последствия землетрясений. Так, в Китае во время землетрясения 1556 г. более 830 тыс. чел. погибли [82].

Такие факты, как разрушительные последствия сильных землетрясений с одной стороны и необходимость строительства в подверженных сейсмическим воздействиям районах с другой, привели к попыткам классифицировать

землетрясения по проявлениям на земной поверхности и определить причины разрушений.

В 1627 г. итальянцем Поарди было предложено разделить сейсмические воздействия на классы по их интенсивности. Всего им было выделено 4 класса землетрясений [35].

В 1757 г. М. В. Ломоносов в своей книге «Слово о рождении металлов от трясения Земли» [20] первым назвал главной причиной разрушения зданий и сооружений от землетрясений горизонтальные инерционные нагрузки. Этот важнейший тезис в дальнейшем нашел подтверждение в работах многих ученых.

В Италии в 1783 г. были изданы первые правила сейсмостойкого строительства *Ordinazi Pignatelli*. Эти правила применялись очень редко, но те дома, которые строились в соответствии с ними, выдерживали ряд землетрясений в течении полутора веков [35].

В период конец XVIII – начало XIX вв. работы специалистов были в основном посвящены уточнению классификации землетрясений. Работы ученых, приведшие к созданию шкал балльности, которые разделяют землетрясения на слабые и сильные по их воздействию на сооружения, являются началом зарождения основы теории сейсмостойкости [50].

На II этапе развития теории сейсмостойкости исследования проводились по трем основным направлениям:

- 1) получение инструментальных данных и количественных характеристик по землетрясениям (таких как перемещения, скорости и ускорения поверхности земли), без которых невозможен расчет зданий и сооружений;
- 2) создание системы рекомендаций и правил строительства в сейсмических районах, основой для которой был опыт прошлых землетрясений.
- 3) Создание первых методов расчета зданий и сооружений.

Первые количественные характеристики сейсмического воздействия были получены профессором Омори в результате анализа разрушений простейших сооружений (надгробий, памятников) во время землетрясения Мино-Овори в Японии в 1891 г. [35, 119]. Найденное им максимальное значение ускорения

поверхности земли составляло примерно  $1\text{ м/с}^2$ .

В продолжение своих исследований профессор Омори проводил опыты с использованием сейсмоплатформы, построенной в 1897-1898 гг. Найденный в результате экспериментов коэффициент динамичности оказался равным 1. В связи с этим были разработаны простейшие методы расчета сооружений на сейсмостойкость в предположении статического характера действия сейсмических сил и абсолютной жесткости конструкций. Таким образом, сформировалась первая теория сейсмостойкости. Она получила название статической.

Единственной характеристикой силы землетрясений в этой теории был коэффициент сейсмичности  $K_c$  – отношение максимальных ускорений основания при землетрясении к ускорению свободного падения. В соответствии с найденным Омори значением максимального ускорения поверхности земли  $1\text{ м/с}^2$ , коэффициент сейсмичности был принят равным 0,1; 0,5 и 0,025 для землетрясений силой 9, 8 и 7 баллов соответственно.

В то же время были сделаны первые записи сейсмограмм землетрясений. По ним Канкани определил максимальные значения ускорений колебаний поверхности земли при различных по силе землетрясениях и дополнил ими предложенную в 1887 г. Меркалли шкалу балльности [82].

В результате изучения последствий землетрясения Мино-Овори был разработан ряд рекомендаций по сейсмостойкому строительству.

Первые правила сейсмостойкого строительства в России были разработаны в 1887 г. для Семиреченской области. В их основе лежал анализ последствий Верненского землетрясения [82].

Дальнейшие исследования сейсмостойкости зданий и сооружений связаны с катастрофическими землетрясениями: в Мессине и Авеццано (1908 г.), Ганьсу (1920 г.), Токио и Йокогамме (1923 г.).

Сильнейшие разрушения во время названных землетрясений объясняются тем, что конструкции зданий и сооружений не учитывали возможность действия сейсмических нагрузок. Необходимо отметить, что те немногие здания в Токио,

которые были рассчитаны по статической теории сейсмостойкости, удовлетворительно перенесли землетрясение [34].

На основе анализа последствий Токийского землетрясения, в котором впервые вместе с другими данными использовались акселерограммы, были сделаны следующие выводы.

1. Ранее были определены заниженные значения коэффициентов сейсмичности. Так, по данным Сюэхиро, землетрясению в Токио соответствовало значение  $K_c=0,3$ , что втрое больше, чем по данным Омори и Канкани [35]. К такому несоответствию привели следующие факты.

2. Коэффициент сейсмичности ранее был определен на основе анализа сдвижки памятников с пьедесталов и, следовательно, относился к ускорению пьедестала, а не грунта [119];

3. Коэффициент сейсмичности определялся по условию преодоления сил трения, что является необоснованным, так как из-за одновременных вертикальных и горизонтальных колебаний почвы сила давления и, следовательно, сила трения не являются контролируемыми.

4. Сейсмографы, которые были в распоряжении исследователей в то время, могли регистрировать лишь только те колебания, период которых превышал 1 с, вследствие чего определенное тогда значение коэффициента сейсмичности могло характеризовать только длиннопериодную составляющую сейсмического воздействия.

5. Сейсмическое воздействие, которое характеризуется ускорением основания, значительно усиливается на слабых грунтах. Однако разрушающий эффект для жестких сооружений несущественен. Это явление получило название «Сейсмический парадокс». Сюэхиро верно объяснил его податливостью грунтов и их демпфирующими свойствами.

В то время стало понятно, что основания сооружений нельзя принимать в расчетах абсолютно жесткими. Принципиальная роль взаимодействия во время землетрясения сооружения с грунтом была установлена посредством комплекса проведенных наблюдений.

В результате изучения последствий Токийского землетрясения были дополнены и уточнены рекомендации по сейсмостойкому строительству. Новые рекомендации относились как к деревянным и каменным постройкам, так и к сооружениям из металла и железобетона.

В Токио в соответствии с этими рекомендациями были разработаны «Министерские нормы для вновь строящихся городских мостов». В них был закреплен коэффициент сейсмичности  $K_c=0,33$ ; также одновременно с коэффициентом  $K_c=0,167$  учитывались вертикальные колебания. По сравнению с результатами расчетов на статическое действие сейсмических нагрузок допускаемое в несущих конструкциях напряжение было увеличено в 1,5 раза. [35].

Таким образом, полученные новые данные с одной стороны опровергли статическую теорию сейсмостойкости, в которой не было учета упругих свойств сооружения и взаимодействия сооружения с основанием, а также был неверно определен коэффициент сейсмичности. Но с другой стороны, сохранность в период землетрясений зданий и сооружений, запроектированных в соответствии со статической теорией, свидетельствовала о возможности дальнейшего ее использования. Таким образом для устранения указанных противоречий требовалась доработка статической теории и уточнение ее исходных положений.

С этого времени началась разработка основ динамической теории расчета сооружений на сейсмические нагрузки. Новая теория пыталась учесть упругие свойства сооружений.

В 1920 г. ученый Мононобе (Япония) занялся исследованием установившихся гармонических колебаний одномассного осциллятора, вызванные смещением основания. В результате он получил формулу для расчета сейсмической силы, которая учитывала динамические свойства сооружения [35].

Расчеты по этой формуле в большинстве случаев давали тот же результат, что расчеты по статической теории. Однако вскоре было обнаружено, что формула для коэффициента динамичности была выведена без учета свободных колебаний системы, что делало ее недостоверной. Это упущение было исправлено

учеными Завриевым и Дануссо [35]. К.С. Завриев также показал, необходимость учета начальной фазы сейсмического воздействия, приводящего к увеличению коэффициента динамичности в 2 раза.

Благодаря исследованиям названных выше ученых можно говорить становлении динамической теории сейсмостойкого строительства. Но в связи с ограниченностью информации о землетрясениях и отсутствием опытных материалов новая теория не использовалась в практических расчетах.

Поэтому еще долгое время в России и в других странах для расчетов использовалась статическая теория сейсмостойкости. Параллельно велась работа по совершенствованию и практическому применению динамической теории и по уточнению рекомендаций по сейсмостойкому строительству.

В России разрушительные землетрясения произошли в 1926-1927 гг. (Ашхабадское, Ленинанканское, Наманганское, Крымское). Также в 1927-1930 гг. велось строительство Туркестано-Сибирской магистрали, которая должна была пройти в опасных сейсмических районах. В связи с указанными событиями в период с 1927 г. по 1935 г. в России были проведены важные исследования в области сейсмостойкости сооружений [19].

На их основе был составлен ряд нормативных документов. Так в 1930 г. вышли нормы стройкома Казахской ССР, предназначенные для строителей Турксиба. В 1931 г. были составлены «Технические условия проектирования и постройки в сейсмических районах ЗСФМР гражданских и искусственных сооружений». Эти нормы были разработаны под руководством К.С. Завриева и первыми учитывали динамические свойства конструкций через введение коэффициента динамичности в формулу, определяющую величину сейсмических сил для высоких сооружений. В 1933 г. были изданы «Временные технические условия проектирования и возведения гражданских сооружений в сейсмических районах Казахстана» [35, 38].

К середине 30-х гг. назрел вопрос создания единых норм сейсмостойкого строительства взамен различных технических условий, действующих на территориях отдельных республик. В 1937 г. по этому вопросу состоялось



специальное совещание. Еще до совещания велись споры о том, какую теорию – статическую или динамическую, следует положить в основу разрабатываемых норм.

Аргументы против динамической теории приводились следующие:

- динамическая теория исходит из того, что сейсмическое возмущение – гармоническое, она не учитывает взаимодействие сооружения и основанием, а также их пластических свойств;

- динамическая теория слишком сложна и недоработана, тогда как статическая теория используется в мировой практике;

- динамическая теория уточняет расчетные ускорения сейсмических колебаний умножением на динамический коэффициент, что не несет никакого физического смысла ввиду того, что сами расчетные ускорения являются условными.

В результате для разработки единых норм была рекомендована статическая теория сейсмостойкости. В итоге в 1939 г. вышла инструкция Наркомстроя по расчету и проектированию сооружений в сейсмических районах.

В период с 1930 г. по 1950 г. было запроектировано большое количество сооружений и зданий, рассчитанных по статической теории. Однако, как отметил И.Л. Корчинский, расчет в основном имел формальный характер и практически не влиял на размеры элементов несущих конструкций. Фактически проектирование велось по рекомендациям, которые не связаны с расчетом [45, 46].

В 1933 г. впервые ученым М. Био была предложена теория определения сейсмических сил, названная спектральной [99]. Сущность новой теории заключается в разложении движения системы по формам колебаний; для каждой из которых определяются максимальные значения расчетных величин: сейсмических усилий и сил инерции. Сейсмические силы при этом определяются по графику зависимости максимальных ускорений системы от периода ее собственных колебаний, т. е. по так называемой спектральной кривой (спектру ускорений). Далее определяются сейсмические усилия по расчету на статическое действие на конструкцию найденных сейсмических сил. Сейсмические силы и

усилия находятся для каждой формы движения системы и производится оценка несущей способности конструкции.

В соответствии с новой теорией при определении сейсмической нагрузки учитывается коэффициент динамичности, характеризующий спектральный состав сейсмического воздействия.

Для построения расчетных спектральных кривых необходимы были записи акселерограмм землетрясений, что в свою очередь невозможно без специальных приборов и устройств. Приборы для записи сильных землетрясений начали применяться в США с 1933 г. С 1941 г. построение спектральных кривых по записям акселерограмм землетрясений велось с помощью специально сконструированного механического интегратора [50]. Начиная с 1951 г. сейсмологическая сеть Японии также оснащается приборами, записывающими сильные землетрясения. В 1952 г. были изготовлены маятниковые сейсмометры, с помощью которых по методу, предложенному А.Г. Назаровым, осуществлялось построение спектров ускорений линейных осцилляторов.

В это же время в ряде стран [35] были проведены испытания сооружений, как натурные, так и модельные, подтвердившие зависимость сейсмической нагрузки от динамических свойств конструкции.

К 50-м гг. была собрана ценная статистическая информация о движении почвы в период землетрясения, была установлена зависимость ускорения маятника, сообщаемого ему землетрясением, от собственного периода колебаний этого маятника: максимальное ускорение маятника уменьшается с ростом периода его собственных колебаний.

Важную роль в развитии теории сейсмостойкого строительства сыграла работа И.Л. Корчинского [46], где приведено теоретическое обоснование использования спектрального метода и предложены удобные расчетные формулы.

В итоге благодаря проведенным теоретическим и экспериментальным исследованиям была разработана практическая, удобная при проектировании методика расчета зданий и сооружений на сейсмические нагрузки.

В 1957 г. в России на основе указанной методики вышел нормативный

документ – СН-8-57.

Таким образом, спектральный метод сделал шаг вперед в теории сейсмостойкости по сравнению с динамической теорией в ее первоначальном виде. Этот метод исходит из колебаний, фактически наблюдаемых при землетрясениях, а не из гармонических колебаний почвы, как динамическая теория. Спектральный метод основан на большем, чем статическая теория, опыте землетрясений. Расчеты по спектральной методике удобны для проектировщика и при наличии ЭВМ выполняются достаточно быстро. Результаты расчетов, полученный по спектральному методу, в большинстве случаев соответствуют рецептурным нормативным правилам, благодаря чему был ликвидирован разрыв между теоретическими расчетами и конструктивными рекомендациями. Например, перестало существовать неверное правило увеличения жесткости конструкции для всех случаев.

Однако новая методика не решила основной вопрос расчета сооружений, связанный с заданием сейсмического воздействия. В спектральном методе был сохранен коэффициент сейсмичности  $K_c$ , но его назначение оставалось непонятным. Расчетное ускорение оказывалось в 3-5 раз меньше, чем зафиксированное при реальных землетрясениях. И.Л. Корчинский писал по этому поводу: «... коэффициент сейсмичности – наименее обоснованный параметр в расчетной формуле, принятой в СН-8-57. Неясно, что представляет собой расчетное ускорение  $K_c$ . Является ли это ускорение наибольшим в землетрясении с определенной обеспеченностью, или характеризует какое-то среднее ускорение, необходимое для инженерных расчетов» [12].

Несмотря на названные недостатки, использование спектральной методики оправдало себя на практике, так как запроектированные по ней здания и сооружения, как правило, удовлетворительно переносили расчетные сейсмические нагрузки и не требовали больших затрат на антисейсмические мероприятия.

С 1960-х гг. теория сейсмостойкости зданий и сооружений начала интенсивно развиваться по многим направлениям [7,26, 45,50, 58 и др.]. С этого

времени начинается новый этап развития сейсмостойкого строительства. В 60-е гг. произошел целый ряд разрушительных землетрясений по всему миру: в Марокко, Чили, Иране, Югославии, Ниигате (Япония), Аляске, Ташкенте. Тогда же в сейсмически опасных районах началось активное возведение зданий и сооружений при помощи новых методов расчета и строительства с использованием прогрессивных конструктивных решений. С помощью ЭВМ стало возможным выполнение трудоемких расчетов различных систем по записанным акселерограммам землетрясений [35]. Развитие прикладных математических дисциплин и особенно математической статистики дало возможность решать задачи сейсмостойкого строительства в статистической постановке [1, 17, 27, 29, 82]. Однако главный вопрос о назначении уровня расчетных ускорений оставался открытым. Подходы к устранению противоречия между расчетными и натурными ускорениями начали складываться с середины 70-х годов прошлого века и окончательно оформились к началу нашего тысячелетия. Началом указанных исследований можно считать работу И.И. Гольденבלата, С.В. Полякова и Н.А. Николаенко, которые сформулировали новую трактовку основной методики СНиП [26, 27].

В соответствии с ней расчет сооружений на сейсмическое воздействие следует вести в два этапа. Первый этап – расчет на слабые, но часто повторяющиеся землетрясения (ПЗ – проектные землетрясения). Расчет производится в упругой стадии работы конструкции: не допускаются пластические деформации, трещины, осадки и т.д. Второй этап – проверка работы конструкции при расчетном землетрясении максимальной силы (МРЗ – максимальные расчетные землетрясения). Здесь возможны такие повреждения конструкции как осадки, трещины и необратимые деформации, однако должна обеспечиваться сохранность жизни людей и ценного оборудования.

Концепция «двойного подхода» объясняет несоответствие расчетных коэффициентов сейсмичности, используемых СНиП, и фактически наблюдаемых во время землетрясений. Приведенная концепция трактовала используемый СНиП до конца 70-х годов прошлого века коэффициент сейсмичности  $K_c$ , как отношение

максимального ускорения ПЗ к ускорению свободного падения, наибольшие же ускорения МРЗ должны использоваться только во втором этапе расчета. При этом различные специалисты трактовали нормативный расчет по-разному. Так, И.И. Гольденблат, С.В. Поляков и Н.А. Николаенко [26, 27] утверждают, что нормативным расчетом является расчет на относительно слабые и частые землетрясения, а расчет на действие МРЗ не производится из-за ограниченности информации о характере воздействия и о свойствах материалов за пределами упругости. Мы «надеемся», что антисейсмические меры, обеспечивающие работу сооружения при действии ПЗ, также обеспечит сохранность ценного оборудования и безопасность жизни людей при МРЗ. Существовала противоположная трактовка нормативного расчета. Согласно ей, нормативный расчет следует проводить на действие только сильного разрушительного землетрясения. Допустимые нагрузки при этом необходимо повышать, но вместо этого расчетные сейсмические нагрузки понижают.

С начала 80-х годов прошлого века осуществлялся пересмотр норм сейсмостойкого строительства, и были разработаны новые СНиП II-7-81 [73], в которых вместо коэффициента сейсмичности  $K_c$  введено произведение  $K_1 A$ . Формально эта подстановка указывает на работу инженера с сильным землетрясением, имеющим ускорение  $A_g$ . При этом коэффициент  $K_1$  рассматривался одними специалистами как коэффициент перехода сильного редкого землетрясения к расчетному слабому (от МРЗ к ПЗ), другими – как коэффициент перехода от разрушающих к упругим перемещениям (коэффициент редукции), третьими специалистами – И.Л. Корчинский, Т.Ж. Жунусов [44] – как коэффициент перехода от максимальных пиковых ускорений к средним пиковым ускорениям. Попытки обоснования того или иного подхода привели к образованию современной концепции теории сейсмостойкости.

Современную формулировку принципов сейсмостойкого строительства дали Я.М. Айзенберг, Я.М., Килимник, [44], Порк [120], Доврик [107]. На основе указанных работ можно выделить два главных принципа.

Первый принцип – управление развитием предельных состояний объекта,

возникающих в процессе сейсмического воздействия. Этот принцип базируется на неизбежности частичных разрушений конструкций сооружений при сильных землетрясениях. Но с точки зрения работы сооружения под действием сейсмической нагрузки эти разрушения могут быть благоприятны, т. е. при их правильном учете и использовании становится возможным снизить уровень сейсмического воздействия на сооружение и облегчить последующие восстановительные работы. При разрушениях такого типа (прогнозируемых) конструкция сооружения не превращается в механизм, а продолжает оставаться кинематически определенной: имеет формы и частоты колебаний, конечную жесткость и ограниченные перемещения элементов. При этом формы колебаний сооружения определены элементами, продолжающими работать в упругой стадии. Таким образом, нагрузки на сооружение и, как следствие, его деформации в значительной мере определяются при проектировании.

Для реализации рассмотренного принципа проектирования необходим отказ от традиционно используемого принципа равнопрочности конструкций и переход к проектированию сооружений с задаваемыми параметрами предельных состояний (многоуровневое проектирование). Описанный подход зарубежом получил название PBD (Performance Based Designing).

Рассмотренный принцип требует многоуровневого расчета конструкции на сейсмический воздействия. Как минимум должны выполняться 2 расчета – силовой (по прочности на слабые воздействия) и кинематический по разрушающим перемещениям. В полной постановке следует выполнять промежуточные расчеты на умеренные воздействия, ограничивая при этом повреждаемость конструкций. Более точные формулировки многоуровневого проектирования должны, по-видимому, базироваться на энергетических принципах, поскольку повреждаемость конструкций определяется работой сил пластического деформирования. Энергетические методы теории сейсмостойкости развиты в работах И.И. Гольденבלата, А.А. Петрова, Ю.Л. Рутмана [27, 57, 61].

На принципах многоуровневого проектирования и прогноза сценариев разрушения базируется Еврокод 8, Нормы Китая, Японии и Туркменистана [37, 86, 109, 110, 117].

В российских нормах переход к таким принципам проектирования только планируется. Это связано с тем, что объекты массового строительства хорошо проектируются по старым нормам, которые опираются на опыт прошлых землетрясений.

Второй принцип – управление сейсмической реакцией объекта за счет целенаправленного назначения его динамических характеристик. На сегодняшний день установлено, что сейсмические воздействия не являются только внешними, в значительной мере они генерируются самой конструкцией в процессе колебаний. Этот факт позволяет менять характер воздействия через назначение динамических свойств сооружения. В этой связи обеспечение сейсмостойкости зданий и сооружений в настоящее время ведется по двум направлениям [82].

1) традиционная сейсмозащита – предусматривается возможность восприятия сейсмических нагрузок за счет увеличения сечений элементов конструкции. Недостатком реализации этого направления является серьезное удорожание строительства при сейсмичности 8-9 баллов.

2) специальная сейсмозащита – предусматривается снижение уровня сейсмических нагрузок путем назначения рациональной динамической схемы конструкции здания или сооружения. Возможны два метода специальной сейсмозащиты:

а) сейсмоизоляция — обеспечение снижения доли энергии, которая передается зданию (сооружению) сейсмическими волнами;

б) сейсмогашение – перераспределение механической энергии сейсмических колебаний между частями конструкции и переход этой энергии в тепловую в специальных (демпфирующих) устройствах.

Специальные методы являются наиболее эффективными. Но для таких зданий и сооружений отсутствует опыт проектирования, проверенный прошлыми землетрясениями, что делает расчетное обоснование крайне важным.

Специальные методы сейсмозащиты и опыт расчетного обоснования их эффективности рассмотрен в следующем параграфе.

## **1.2 Развитие методов сейсмогашения и сейсмоизоляции в сейсмостойком строительстве**

Как отмечено в предыдущем разделе диссертации, специальные методы сейсмозащиты, позволяющие регулировать сейсмическую реакцию, становятся в настоящее время основными в сейсмостойком строительстве, особенно на площадках с сейсмичностью выше 8 баллов. Вопросам специальной сейсмозащиты посвящена обширная литература [15, 82, 84, 116, 124]. На рис. 1.1. приведена современная классификация систем специальной сейсмозащиты по данным [82]. Отметим, что все системы специальной сейсмозащиты можно разделить на две большие категории – сейсмогашение и сейсмоизоляция.

Системы сейсмогашения по названию предусматривают наличие в системе демпфирующих устройств, которые используются либо самостоятельно, [14, 34, 47, 97, 124], либо в динамических гасителях колебаний (ДГК) совместно с гасящей массой [43, 82, 113].

Несколько сложнее обстояло дело с системами сейсмоизоляции. Первые работы по виброизоляции и сейсмоизоляции исходили из того, что максимальный эффект изоляции достигается при отстройке системы от резонанса и малым демпфированием. Это привело к массовым авариям вибро- и сейсмоизолированных сооружений. Причины этих аварий в системах виброизоляции были детально разобраны в середине 60-х гг. прошлого века [42]. К сожалению, упомянутые результаты не были учтены при проектировании систем сейсмоизоляции, что привело к обрушению первых сейсмоизолированных зданий и большим человеческим жертвам (в Скопье, Бухаресте, Мехико). Необходимость высокого демпфирования в системах сейсмоизоляции обоснована в работах профессора О.А. Савинова [63] и его учеников [10, 14, 64, 66]. Однако вопрос о высоком демпфировании в системах сейсмоизоляции обсуждается до настоящего времени [128]. Необходимость введения демпферов в систему



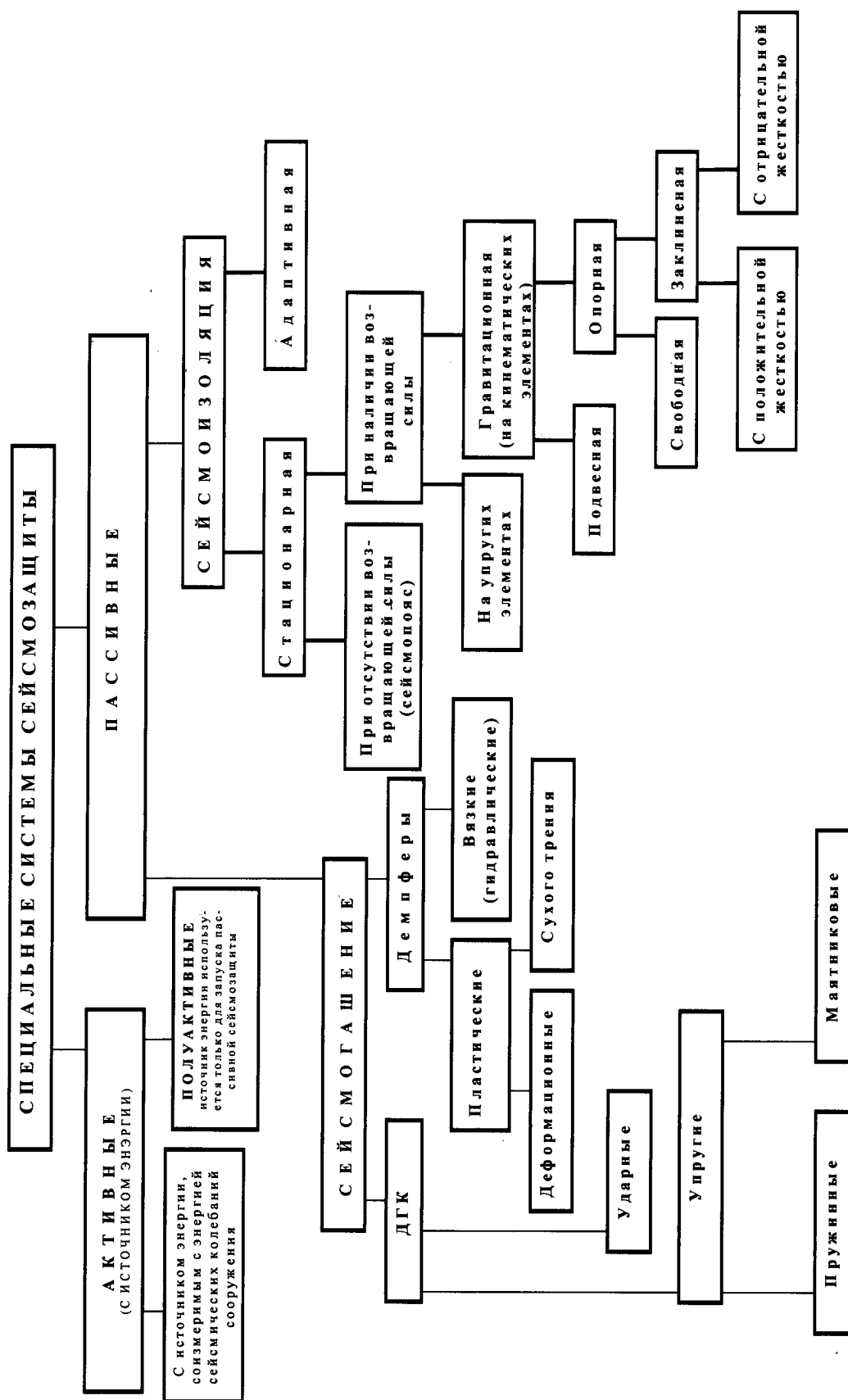


Рис. 1.1 – Классификация специальных систем сейсмозащиты

сейсмоизоляции обусловлена двумя причинами, которые скрыты в упомянутых работах и детально рассмотрены в докладе [78].

Первая причина связана с ограниченной информацией о сейсмическом воздействии. Реальные воздействия имеют поличастотный состав и в них могут присутствовать длиннопериодные компоненты. Характерным примером таких воздействий могут служить землетрясение в Бухаресте 1977г. и землетрясение в Мехико 1985г. На рис. 1.2. приведен спектр ускорений землетрясения в Бухаресте.

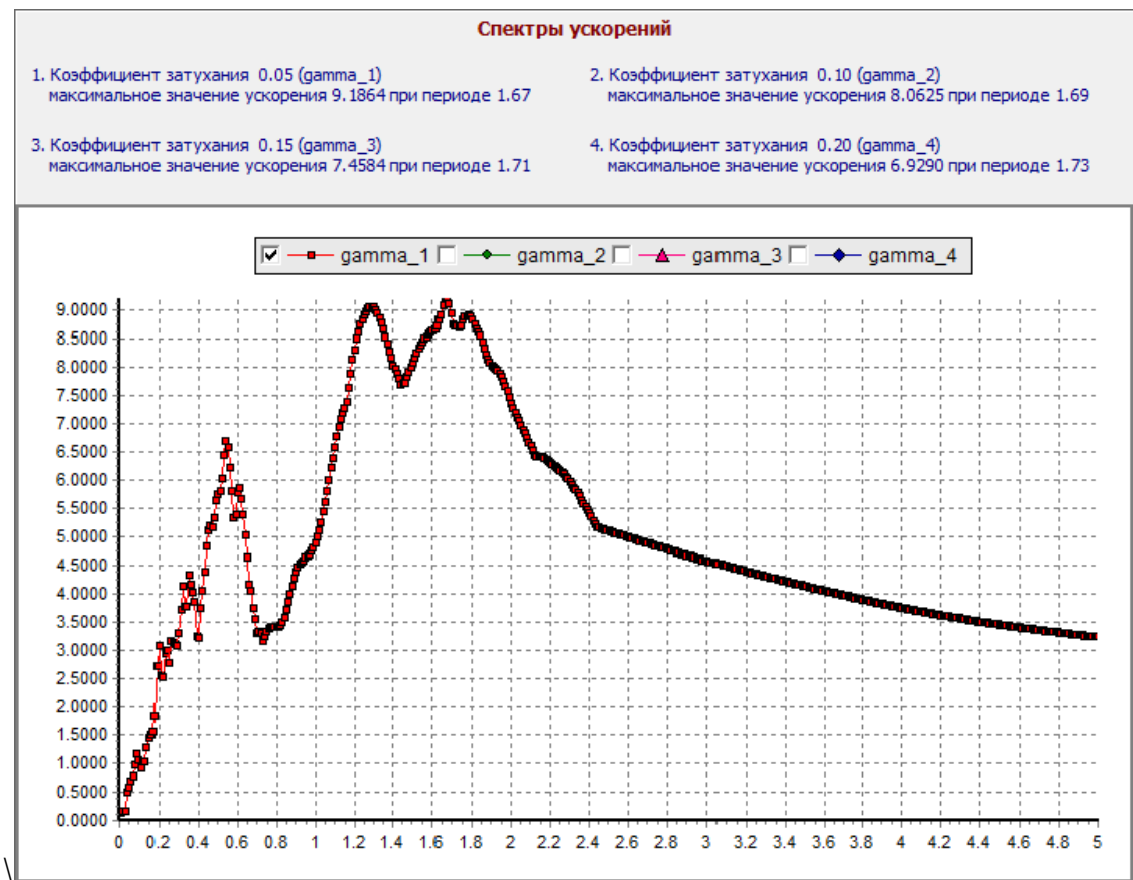


Рис. 1.2 – Спектр ускорений землетрясения в Бухаресте

Как видно из рисунка, землетрясение имеет пик на периоде 1,7 с. В Бухаресте были построены слабо демпфированные здания с гибким первым этажом. Авторы полагали, что резонансные периоды сейсмических воздействий находятся в пределах 0,3...0,5 с, а запроектированные здания имели период 1,5...2с. В результате они попали в резонанс и полностью разрушились [59].

Даже землетрясения, которые традиционно считаются высокочастотными,

содержат длиннопериодные компоненты. На рис. 1.3. приведены спектры ускорений и спектры смещений землетрясения в Газли.

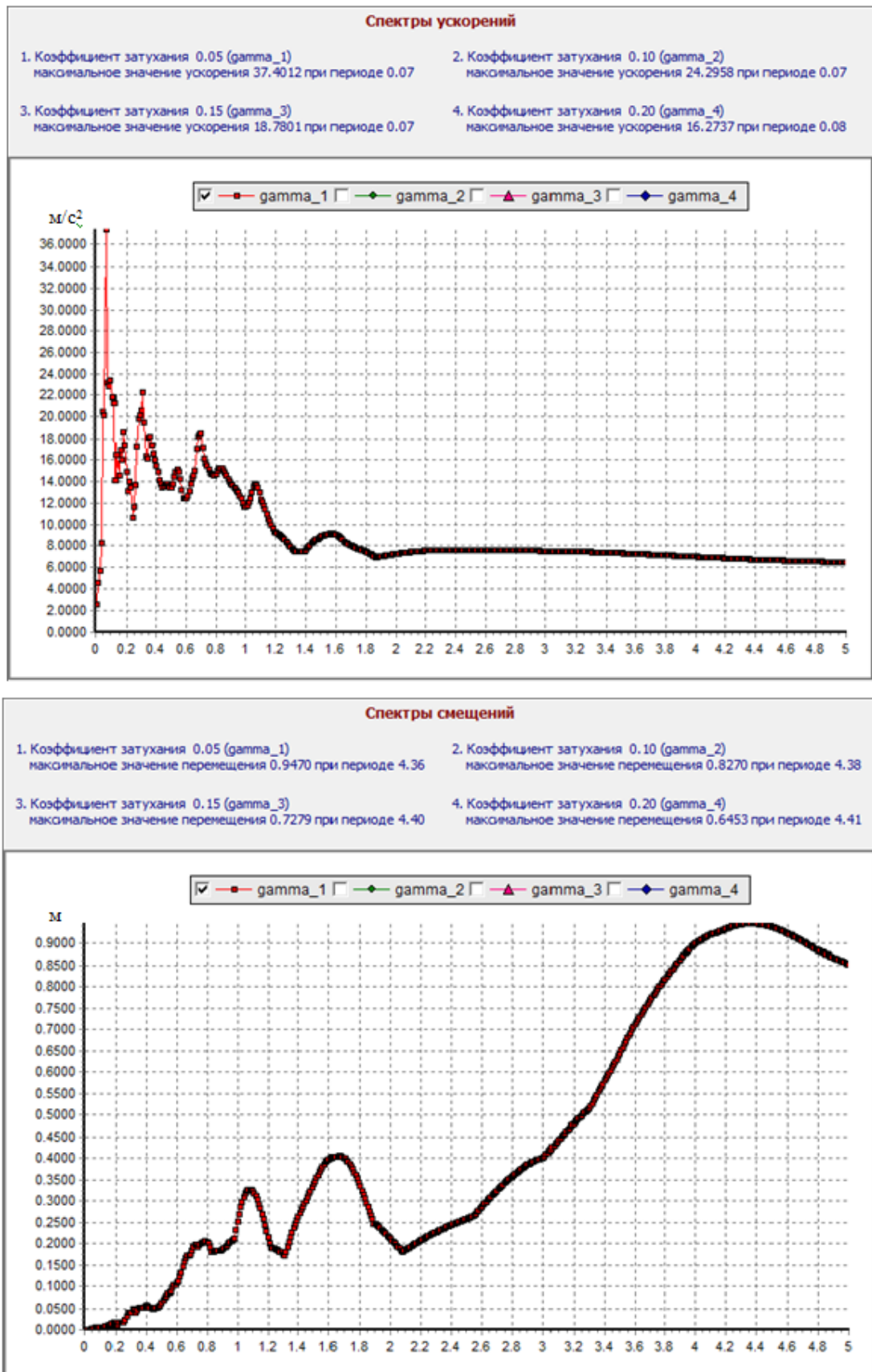


Рис. 1.3 – спектры ускорений и спектры смещений землетрясения в Газли

Считается, что это землетрясение высокочастотное с преобладающим периодом около 0,1 с, однако на спектре смещений доминирует пик в диапазоне периодов 4,2...4,4 с.

Другой, менее очевидной, но не менее важной особенностью колебаний сейсмоизолированных систем является существенная нелинейность этих колебаний при больших смещениях [42, 79]. При нелинейных колебаниях амплитудно-частотная характеристика является многозначной (рис. 1.4, а).

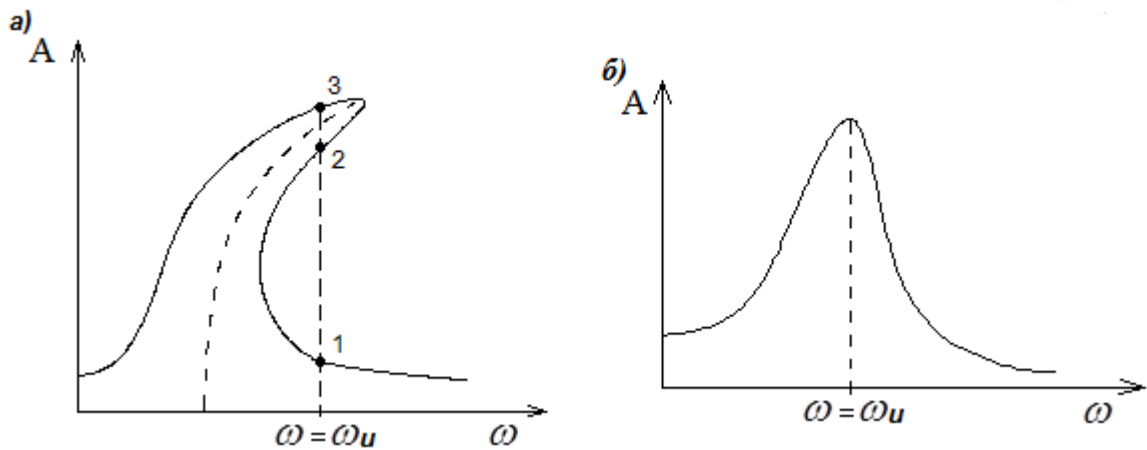


Рис. 1.4 – Амплитудно- частотные характеристики колебаний: а) – при нелинейных колебаниях системы; б) – при линейных колебаниях системы

Как видно из рисунка, при  $\omega = \omega_u$  возможны три режима колебаний системы, из которых 1 и 3 являются устойчивыми [42]. Авторы первых систем сейсмоизоляции пользовались линейной теорией колебаний и исходили из амплитуды колебаний в точке 1 на рис. 1.4, а). При землетрясении была реализована точка 3, т.е. амплитуда в разы превысила расчетную. Для исключения многозначности АЧХ необходимо существенное увеличение демпфирования (рис. 1.4, б)).

Для кинематических фундаментов этот вопрос детально проанализирован в работе [39].

В настоящее время можно считать признанной необходимость повышенного демпфирования в системах сейсмоизоляции. В мировой практике сейсмостойкого строительства наибольшее распространение получила

сейсмоизоляция с использованием резинометаллических опорных частей (РОЧ) и кинематических маятниковых опор. Известны примеры установки на РОЧ таких ответственных сооружений, как АЭС во Франции (Карно) и Южной Африке (Койберг) [121, 125]. В России с использованием РОЧ сейсмоизолировано здание банка в г. Иркутске [9].

Для РОЧ характерно затухание  $0,12 \dots 0,15$  [63]. В связи с этим РОЧ обычно снабжают демпферами в виде свинцовых сердечников [116, 125]. Пример РОЧ со свинцовым сердечником приведен на рис. 1.5.

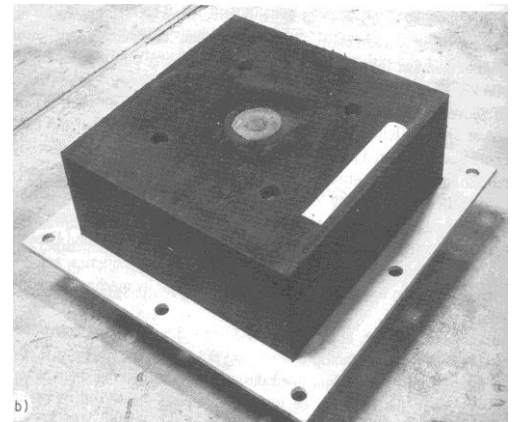
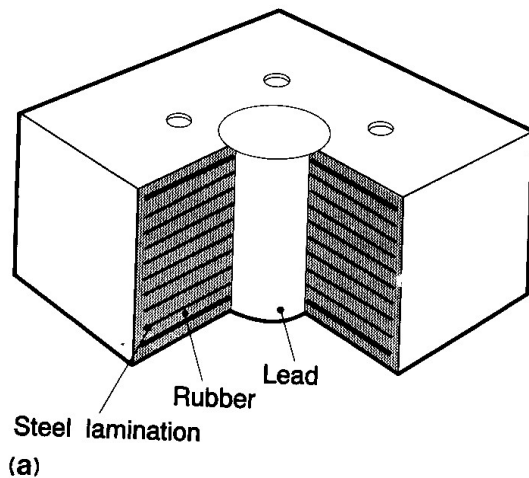


Рис. 1.5 – РОЧ со свинцовым сердечником

Сейсмоизолирующие фундаменты на кинематических опорах гравитационного типа (КО) предлагаются рядом авторов и описаны в монографиях [52, 79, 82, 125].

В мировой практике сейсмоизоляции наибольшее распространение получили кинематические фундаменты с маятниковыми шаровыми опорами.

Общий вид и схема такой опорной части показана на рис 1.6.

Маятниковый опора состоит из нижней плиты (3), на верхней вогнутой сферической поверхности которой имеется камера, в которую установлен либо материал скольжения в виде пластины, либо полированный лист из аустенитной стали (5). На опорную сферическую поверхность с указанным антифрикционным покрытием опирается сферический сегмент (2) либо с полированной

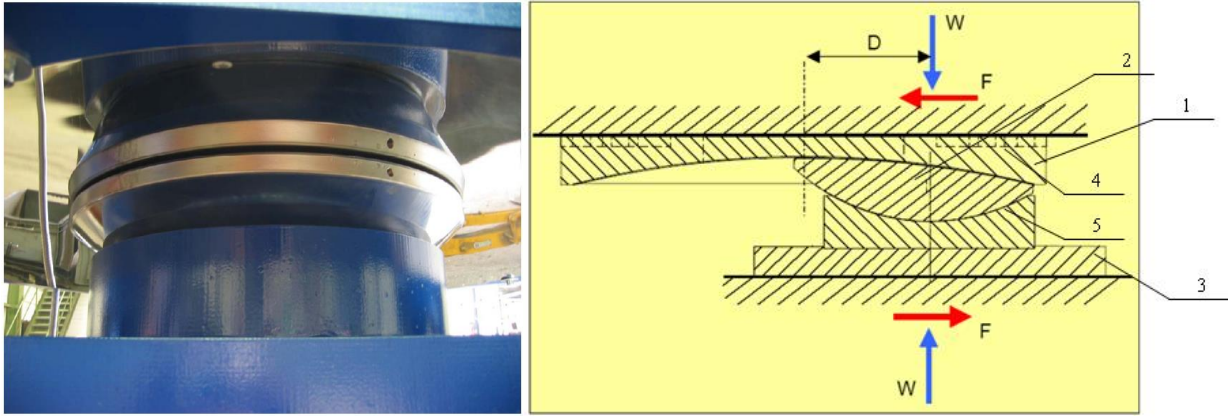


Рис.1.6 – Общий вид и схема шаровой опорной части

хромированной поверхностью, либо с расположенным в камере материалом скольжения. Верхняя часть сферического сегмента (2) имеет выпуклую сферическую поверхность с закрепленным в камере материалом скольжения – (4), на которую опирается верхняя плита скольжения. На ее внутренней сферической (или цилиндрической) поверхности имеется камера, в которую установлен полированный лист из аустенитной стали.

Маятниковые изоляторы могут быть установлены и в обратном исполнении, т.е. с находящейся снизу сферической скользящей плитой (целесообразно, например, для металлических пролетных строений мостов).

Маятниковые изоляторы за счет возникающего в них перемещения по криволинейным поверхностям и возникающего при этом реактивного усилия снижают до требуемой проектом величины амплитуду колебаний конструкций и стремятся вернуть их в исходное положение.

В настоящее время выпускаются маятниковые опорные части размером от 15 см до полутора метров.

На рис. 1.7 показана схема установки маятниковых опорных частей и смещение сейсмоизолированного здания под нагрузкой.

Маятниковую опорную часть можно рассматривать как пружину гравитационного типа, а здание как маятник с периодом колебаний  $T$

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{R}{g}} \quad (1.1)$$

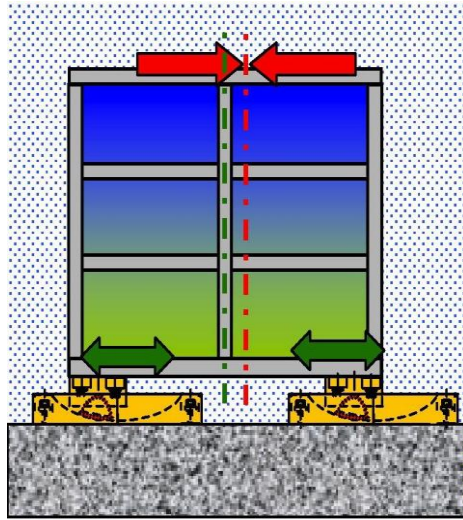


Рис. 1.7 – Схема установки сферических опорных частей

где  $R$  – радиус сферы опорного элемента,  $g$  – ускорение силы тяжести.

Уравнение движения здания на таких опорах записывается в виде

$$\ddot{\varphi} + \frac{g}{R} \varphi = 0 \quad (1.2)$$

Это уравнение можно рассматривать как приближенное, поскольку оно не учитывает размеров шаровой вставки  $r$  и сил трения, возникающих на контактах шаровых поверхностей.

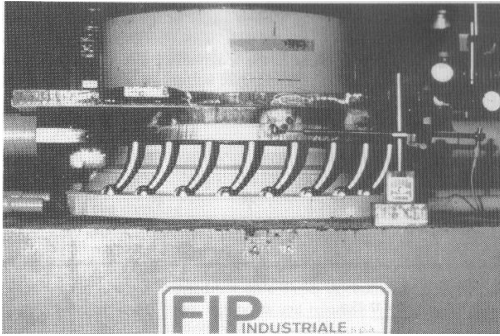
В параграфе 2.1 рассмотрена более точная, чем принято в литературе, геометрия работы сферической опорной части, а также получено уточненное уравнение движения здания на опорах такого типа.

Во многих случаях естественного демпфирования недостаточно для ограничения смещений сейсмоизоляции и параллельно с сейсмоизолирующими опорами устанавливают гистерезисные или гидравлические демпферы. В гистерезисных демпферах энергия переходит в тепло за счет пластического деформирования в демпфере. Пример гистерезисного демпфера по данным [82] приведен на рис. 1.8, а пример гидравлического демпфера фирмы Maurer Söhnes – на рис. 1.9.

Удобный для практического применения демпфер разработан фирмой Вибросейсм – рис. 1.10 [47]. Этот демпфер применен при строительстве олимпийских объектов в г. Сочи [76].



а)



б)

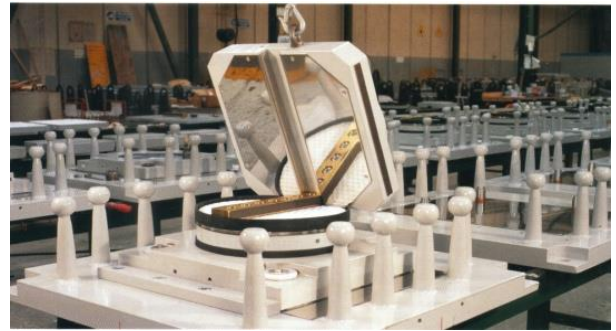


Рис.1.8 – Гистерезисный демпфер: а) – в работе; б) – на складе

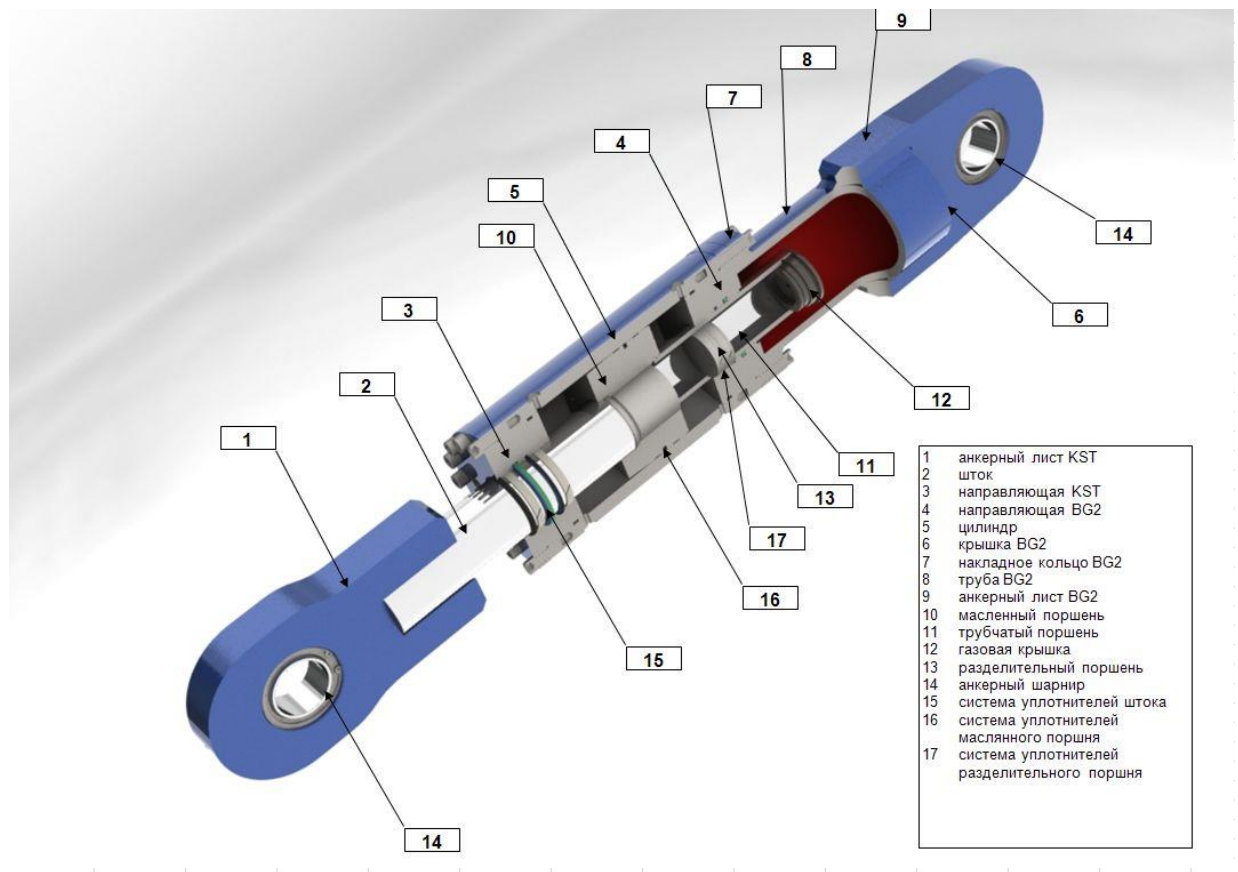


Рис. 1.9 – Устройство гидравлического демпфирующего устройства фирмы Maurer Söhnes



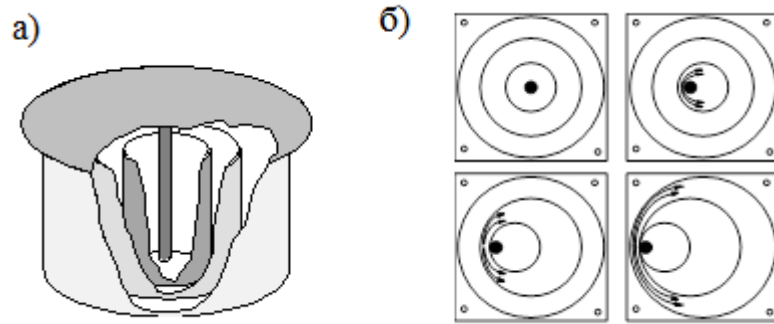


Рис. 1.10 – Вязкий демпфер фирмы Вибросейсм:

а) – общий вид; б) – стадии работы

Часть рассмотренных демпферов описывается в литературе силами вязкого сопротивления  $Q = -b\dot{y}$ . Во многих случаях для описания трения используется модель сухого трения, которая потом заменяется эквивалентным вязким [32, 48]. Следует отметить, что характеристики вязкого сопротивления во всех случаях характеризуются большим демпфированием, превышающим 15% критического ( $\gamma > 0,3$ ), что в 3 раза выше затухания в бетоне и каменной кладке. Однако для значительной части демпферов модель вязкого трения оказывается неприемлемой, и в литературе, а также в материалах фирм, выпускающих демпфирующие устройства, предлагается использовать более общую модель [82]:

$$F = -C \times |V|^\alpha \text{sign} V \quad (1.3)$$

Здесь  $F$  – сила сопротивления демпфера;  $C$  – постоянный коэффициент,  $V$  – скорость смещения штока;  $\alpha$  – параметр демпфирования, характеризующий конструкцию демпфера, при  $\alpha=1$  демпфирование вязкое, при  $\alpha=0$  – сухое трение.

Действующая нормативная база не поддерживает расчета демпфированных систем даже в линейной постановке. В большинстве нормативных документов затухание можно учесть введением коэффициента  $K_\psi$  к сейсмическим нагрузкам. Величина  $K_\psi$  в нормах не связывается с фактическим затуханием в элементах конструкции, а назначается по опыту прошлых землетрясений для конструкции в целом. Например,  $K_\psi=1,5$  для гибких высоких сооружений или  $K_\psi=0,7$  для зданий из грунтовых материалов [70]. В 1965г. Ш.Г. Напитваридзе предложил формулу

для поправки на учет демпфирования для системы с одной степенью свободы  $K_{\psi} = \frac{1}{\sqrt{\gamma}}$  [54]. Однако эта формула не была увязана с нормативными документами. В работах [82] для увязки этой формулы с нормами была предложена формула  $K_{\psi} = \sqrt{\frac{\gamma_{эм}}{\gamma}}$ . Эту формулу можно распространить на применяемый для линейных расчетов спектральный метод, учитывая модальное затухание по формам колебаний. Однако для систем сейсмоизоляции такой подход в настоящее время практически не применяется. Что касается более сложного демпфирования, то для него необходим прямой динамический расчет по акселерограммам землетрясений. Особенности такого расчета, применительно к рассматриваемым системам, не освещены в литературе, а в каждом конкретном случае разрабатываются специальные технические условия. Сложившаяся ситуация затрудняет широкое применение специальных систем сейсмозащиты.

### **1.3 Особенности расчета сооружений с системами сейсмоизоляции**

Вопросам расчета сооружений с системами сейсмоизоляции посвящена обширная литература. Эти вопросы рассмотрены в статьях и монографиях А.М.Уздина, Т.А. Белаш [82], Я.М. Айзенберга [3-5], И.О. Кузнецовой, О.А. Савинова [63, 66], И.У Альберта [10] и других специалистов. В частности, этим вопросам посвящена монография [79] и соответствующий раздел [82]. В настоящее время в ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко подготовлен СП «Здания сейсмостойкие и сейсмоизолированные».

Задача оценки сейсмостойкости сейсмоизолированного сооружения включает следующие этапы.

1. Построение расчетной модели сооружения.
2. Построение уравнений движения сейсмоизолированной системы.
3. Решение уравнений движения.
4. Установление критериев сейсмостойкости сейсмоизолированного объекта.

Вопросы назначения расчетных схем сейсмоизолированных сооружений

достаточно хорошо исследованы как в нашей стране, так и за рубежом. В России наиболее серьезные исследования выполнены под руководством профессора О.А. Савинова и овящены в публикациях Т.А. Белаш [13-14], А.А. Долгой [79, 105] и других специалистов. В упомянутых работах установлено, что для анализа сейсмоизоляции могут быть использованы простейшие расчетные схемы, поскольку поведение сооружения определяется первой формой колебаний, по которой здание перемещается как жесткое целое за счет деформации сейсмоизолирующих опор. Наиболее подробно сказанное проиллюстрировано в [79], где рассмотрено семь расчетных схем сейсмоизолированной атомной станции, начиная от одномассной системы без учета жесткости и демпфирования грунтового основания и заканчивая многомассной системой, взаимодействующей с грунтом, который в свою очередь моделируется конечными элементами.

В число малоисследованных вопросов моделирования работы систем сейсмоизоляции следует отнести влияние вертикальной компоненты на горизонтальные колебания системы. Для систем с сейсмоизолирующим поясом этот вопрос исследован А.А. Долгой [33], при этом наличие вертикальной компоненты приводит к пульсации вертикальной реакции и снижению «видимого» коэффициента трения. Для кинематических опор вертикальная компонента приводит к периодическому изменению периода колебаний системы и обычные уравнения колебаний переходят в уравнения Матье-Хилла [23, 62]. Однако исследования влияния вертикальной компоненты на сейсмическую реакцию в настоящее время отсутствуют.

Уравнения движения сейсмоизолированных систем при различных схемах опирания также достаточно полно освещены в литературе. Вид этих уравнений в значительной степени зависит от вида сейсмоизолирующих опор. Для большинства сейсмоизолирующих опор уравнения движения приведены в [82]. Однако многие авторы до настоящего времени исходят из ошибочных уравнений движения и, вследствие этого используют неприемлемые методы решения, получая неверные ответы. Эти вопросы будут рассмотрены далее в рамках настоящей главы диссертации.

Решение уравнений движения сейсмоизолированных систем базируются или на применении ЛСМ, или на динамических расчетах по акселерограммам землетрясений. Оба метода в настоящее время вызывают серьезные проблемы при проектировании. Нормативная версия ЛСМ является сильно упрощенной, даже для линейной сейсмоизоляции при малых колебаниях этот вариант ЛСМ не позволяет учесть демпфирование в сейсмоизолирующих опорах, которое определяет эффективность сейсмоизоляции [79, 82, 125]. Что касается расчетов по акселерограммам землетрясений, то тут ответ полностью зависит от акселерограммы землетрясений. Согласно расчетам на высокочастотные воздействия, сейсмическая нагрузка может снизиться более, чем в 10 раз. При этом чем меньше демпфирование, тем выше эффективность сейсмоизоляции [78, 127]. Вместе с тем, при использовании длиннопериодных землетрясений (Бухарест 1978г., Мехико 1995г.) эффект сейсмоизоляции существенно снижается, сейсмические нагрузки падают в 1,7–2 раза, при малом демпфировании возможно обрушение сооружения. Последнее имело место при землетрясениях в Бухаресте, Скопье и Мехико [59, 82].

Таким образом методы оценки сейсмостойкости сейсмоизолированных систем требуют серьезного развития.

Переходя к критериям сейсмостойкости сейсмоизолированных систем требуется отметить, что этот вопрос представляется достаточно ясным. При корректно подобранной сейсмоизоляции сейсмические нагрузки на систему значительно снижаются. Во многих случаях сейсмоизолированная часть вообще не требует антисейсмического усиления. Определяющими для сейсмостойкости сейсмоизолированного сооружения являются взаимные смещения его сейсмоизолированных частей. При больших смещениях сооружение может быть сброшено с опор или же разрушаются сами опоры, что приводит к полному разрушению здания и гибели людей.

Обратимся в заключении к уравнениям движения сейсмоизолированных сооружений. Как отмечено выше, этот вопрос хорошо изучен в теории сейсмостойкости. Но, к сожалению, часто игнорируется в проектной практике,

что должно приводить к грубым ошибкам в проектных решениях. Все системы сейсмоизоляции можно разделить на 4 большие группы [82]: линейные; линеаризуемые в малом; линеаризуемые в большом; нелинеаризуемые.

Среди нелинеаризуемых систем можно выделить системы со скользящим поясом, системы с выключающейся жесткостью и системы с отрицательной жесткостью.

Для линейных и линеаризуемых уравнений движения может быть использована ЛСМ с дополнительными поправками на демпфирование и возможные нелинейные эффекты. Соответствующие поправки имеются в [34, 82] и ряде других изданий. Что касается нелинеаризуемых систем, то у них отсутствует собственный период колебаний, а периодичность движения определяется амплитудой и частотой воздействия. В рамках же ЛСМ сейсмические силы ставятся в зависимость от собственных колебаний системы. Однако ряд инженеров, включая авторов некоторых сейсмоизолирующих опор, пытаются использовать для расчета ЛСМ [89]. При этом вместо собственного периода (который отсутствует) они подставляют период колебаний, зафиксированный в конкретном эксперименте. В зависимости от условий эксперимента, этот период может быть любым.

### **Выводы по главе 1**

1. Анализ состояния исследуемого вопроса показал, что в настоящее время сейсмоизоляция (наряду с сейсмогашением) считается наиболее эффективным средством сейсмозащиты зданий и сооружений при расчетной сейсмичности более 8 баллов.

2. В действующих на сегодняшний день нормативных документах закреплён расчет зданий и сооружений по ЛСМ, что препятствует применению систем сейсмоизоляции в строительстве так как они имеют нелинейные диаграммы деформирования.

3. При расчетах систем сейсмоизоляции используется метод расчета по акселерограммам землетрясений.

## **2 ИССЛЕДОВАНИЕ ОСНОВНЫХ ОСОБЕННОСТЕЙ ПОВЕДЕНИЯ СООРУЖЕНИЙ С СЕЙСМОИЗОЛИРУЮЩИМИ ОПОРНЫМИ ЧАСТЯМИ И ДЕМПФЕРАМИ**

### **2.1 Особенности применения маятниковых сейсмоизолирующих опор с гидравлическими демпферами для сейсмоизоляции**

Как было отмечено в главе 1, сейсмоизоляция является одним из наиболее эффективных способов обеспечения сейсмостойкости зданий и сооружений при расчетной сейсмичности 8 и более баллов. В настоящее время в мире возведено более 3000 сейсмоизолированных сооружений и область их применения постоянно расширяется [78]. В числе указанных сооружений более 500 построено в России, однако почти все они возведены в бывшем СССР. В период с 1980 по 1990 гг. СССР занимал передовые позиции в области сейсмостойкого строительства. В это время в Казахстане, Узбекистане, на Камчатке, Сахалине и на Украине возводились здания на кинематических опорах. В разных частях СССР для устройства сейсмоизолирующих фундаментов были использованы кинематические опоры Ю.Д. Черепинского [89], А.В. Курзанова [49], В.В. Назина [53]. Во многих случаях широкое применение кинематических опор не имело должного обоснования, и эффективность сейсмоизолированных зданий дискутировалась в литературе. За рубежом в это же время предпочтение отдавалось использованию резинометаллических опорных частей (РОЧ), которые считались более надежными.

За последние 20 лет ситуация существенно изменилась. За рубежом предпочтение стало отдаваться кинематическим опорам. При этом технические решения совершенствовались и в настоящее время реализованы в виде так называемых шаровых опор или маятниковых изоляторов [48, 80, 82]. В отличие от технических решений кинематических опор в СССР, шаровые опоры детально исследованы и их применение оговорено рядом европейских документов [48, 80]. Если использование отечественных опор в каждом случае требует проведения специальных исследований, то зарубежные фирмы Maurer Suhnes, FIPIndustriale и

др. поставляют сертифицированную продукцию, которую можно сразу устанавливать на объект [112, 114].

Тормозом для внедрения известных зарубежных и отечественных систем сейсмоизоляции является отсутствие нормативной базы для их расчета и проектирования. Между тем, имеющиеся в России теоретические разработки позволяют без принципиальных сложностей проводить необходимые расчеты, используя не только акселерограммы землетрясений, но и ЛСМ. Порядок таких расчетов проиллюстрирован ниже на примере маятникового изолятора и гидравлического демпфера фирмы Maurer Suhnes, примененных в проектах сейсмоизолированного здания в Кемеровской области и автодорожного моста в г. Сочи.

Более точная, чем принятая в литературе и описанная в параграфе 1.2, геометрия работы опоры показана на рис. 2.1. При этом здание совершает поступательное движение, а промежуточный элемент – вращательное с центром вращения в центре большой сферы опорного листа.

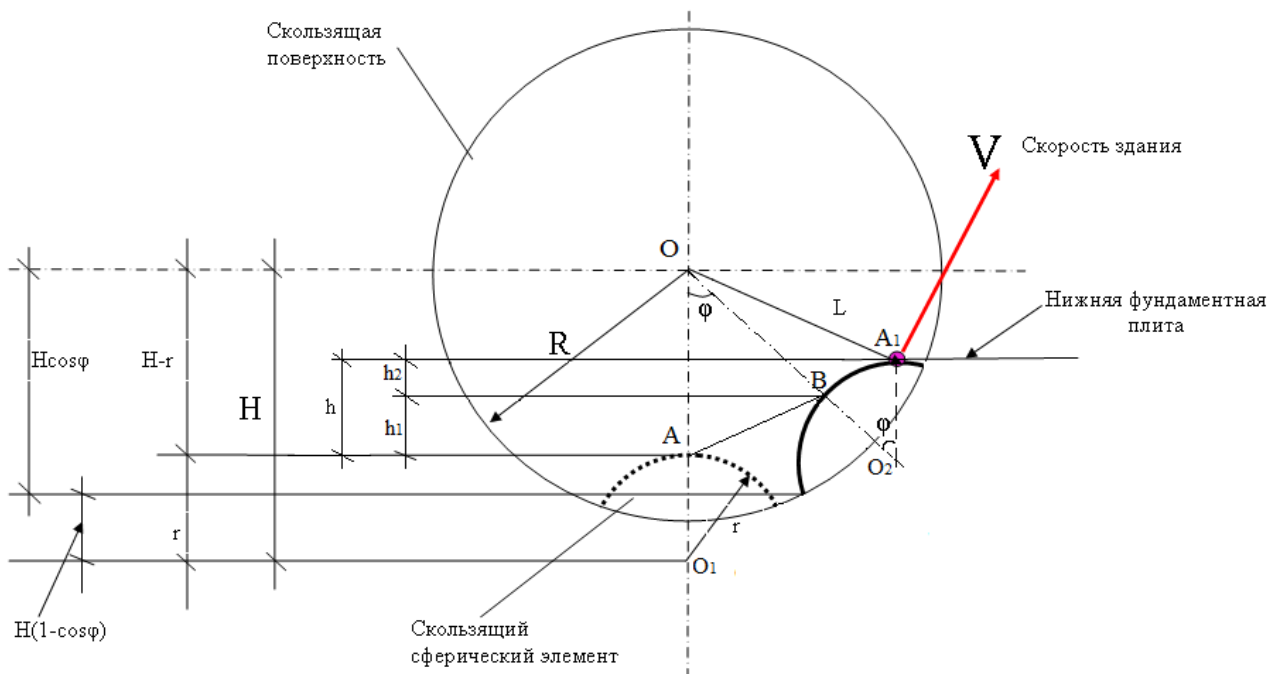


Рис. 2.1 – Геометрическая схема сферической опорной части

Если рассмотреть здание как систему с одной степенью свободы и за

обобщенную координату принять угол поворота сферического сегмента относительно вертикальной оси – угол  $\varphi$ , то уравнение Лагранжа II рода для данной системы будет иметь вид

$$\frac{d}{dt} \left( \frac{\partial T}{\partial \dot{\varphi}} \right) - \frac{\partial T}{\partial \varphi} = - \left( \frac{\partial \Pi}{\partial \varphi} \right), \quad (2.1)$$

где  $T$  – кинетическая энергия системы,  $\Pi$  – потенциальная энергия системы.

Кинетическая энергия  $T$  и потенциальная энергия  $\Pi$  являются функциями обобщенной координаты  $\varphi$ . Далее найдена зависимость  $T=f(\varphi)$ .

1. Известно, что кинетическая энергия системы определяется следующим выражением:

$$T = \frac{1}{2} m v^2 \quad (2.2)$$

Здесь  $m$  – масса здания, приходящаяся на одну опору,  $v$  – скорость здания.

2. Так как точка  $O$  – мгновенный центр скоростей системы (рис. 2.1), то скорость здания можно представить в следующем виде

$$\begin{aligned} v &= OA_1 \cdot \dot{\varphi}, \\ v^2 &= (OA_1)^2 \cdot \dot{\varphi}^2. \end{aligned} \quad (2.3)$$

Значение  $(OA_1)^2$  найдено по теореме косинусов из треугольника  $OA_1O_1$ :

$$\begin{aligned} (OA_1)^2 &= (OO_1)^2 + (O_1A_1)^2 - 2 \cdot OO_1 \cdot O_1A_1 \cdot \cos(\angle OO_1A_1), \\ (OA_1)^2 &= H^2 + r^2 - 2Hr \cos\varphi. \end{aligned} \quad (2.4)$$

Подставляя выражение (2.4) в выражение (2.3), а затем выражение (2.3) в выражение (2.2), получаем искомую зависимость  $T=f(\varphi)$

$$T = \frac{1}{2} m (H^2 + r^2 - 2Hr \cos\varphi) \dot{\varphi}^2. \quad (2.5)$$

Найдем зависимость  $\Pi=f(\varphi)$ .

Потенциальная энергия рассматриваемой системы определяется по формуле

$$\Pi = mgh, \quad (2.6)$$

где  $m$  – масса здания, приходящаяся на одну опору,  $h$  – высота подъема здания.

Высоту подъема здания  $h$  можно найти следующим образом (рис. 2.1).

$$h = h_1 + h_2. \quad (2.7)$$



Сначала находится основание равнобедренного треугольника  $AOB$   $AB$  по теореме синусов. Т.к.  $OA=OB=H-r$  и  $\angle OAB = \angle OBA = 90^\circ - \frac{\varphi}{2}$ , то  $\frac{OA}{\sin\left(90^\circ - \frac{\varphi}{2}\right)} = \frac{AB}{\sin\varphi}$ .

Отсюда  $AB = 2(H-r)\sin\frac{\varphi}{2}$ . Тогда  $h_1 = AB \cdot \cos\left(90^\circ - \frac{\varphi}{2}\right) = 2(H-r)\sin\frac{\varphi}{2}\cos\left(90^\circ - \frac{\varphi}{2}\right)$ .

Окончательно получаем

$$h_1 = 2(H-r)\sin^2\frac{\varphi}{2}. \quad (2.8)$$

Аналогично можно найти  $h_2$  (из треугольника  $O_2BA_1$ ):

$$h_2 = 2r\sin^2\frac{\varphi}{2}. \quad (2.9)$$

После подстановки выражения (2.8) и (2.9) в выражение (2.7) находится искомая высота подъема:

$$h = 2H\sin^2\frac{\varphi}{2}. \quad (2.10)$$

Зависимость  $\Pi=f(\varphi)$  определяется путем подстановки выражения (2.10) в выражение (2.6):

$$\Pi = 2mgH\sin^2\frac{\varphi}{2}. \quad (2.11)$$

Далее дифференцируются полученные выражения для кинетической и потенциальной энергии системы (выражения (2.5) и (2.11) соответственно).

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial T}{\partial \dot{\varphi}} &= \frac{1}{2} \cdot 2 \cdot m \cdot (H^2 + r^2 - 2Hr\cos\varphi) \cdot \dot{\varphi} = m \cdot (H^2 + r^2 - 2Hr\cos\varphi) \cdot \dot{\varphi} \\ \frac{d}{dt} \left( \frac{\partial T}{\partial \dot{\varphi}} \right) &= m \cdot (H^2 + r^2 - 2Hr\cos\varphi) \cdot \ddot{\varphi} + m \cdot 2Hr\sin\varphi \cdot \dot{\varphi}^2 \\ \frac{\partial T}{\partial \varphi} &= \frac{1}{2} \cdot m \cdot 2Hr\sin\varphi \cdot \dot{\varphi}^2 = m \cdot Hr\sin\varphi \cdot \dot{\varphi}^2 \\ \frac{\partial \Pi}{\partial \varphi} &= 2mgH \cdot 2\sin\frac{\varphi}{2} \cdot \frac{1}{2} \cos\frac{\varphi}{2} = mgH \sin\varphi. \end{aligned} \right\} \quad (2.12)$$

Затем выполняется подстановка выражений (2.12) в уравнение Лагранжа II рода (2.1). После алгебраических преобразований с учетом малости угла поворота  $\varphi$  ( $\cos\varphi=1$ ;  $\sin\varphi=\varphi$ ) было получено уравнение колебаний рассматриваемой

системы:

$$m \cdot (H - r)^2 \cdot \ddot{\varphi} + (mHr \dot{\varphi}^2 + mgH)\varphi = 0. \quad (2.13)$$

Уравнение (2.13) отличается от традиционного уравнения колебаний маятника наличием дополнительных членов в коэффициентах жесткости и инерции.

Если смещение системы мало, т.е.  $\varphi \rightarrow 0, \dot{\varphi} \rightarrow 0$ , то уравнение (2.13) приобретает вид

$$\left(m (H - r)^2\right) \ddot{\varphi} + mgH\varphi = 0 \quad \text{или} \quad \ddot{\varphi} + g \frac{H}{(H - r)^2} \varphi = 0, \quad (2.14)$$

где  $k = \sqrt{\frac{gH}{(H - r)^2}}$  – частота колебаний здания; при этом даже с учетом малости угла поворота имеет место отличие решения (2.14) от решения (1.1), приведенного в параграфе 1.2.

Из уравнения (2.14) следует, что период основного тона колебаний сейсмоизолированного сооружения определяется по формуле

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{(H - r)^2}{gH}}. \quad (2.15)$$

Следует отметить, что период колебаний системы  $T$  не зависит от массы здания, а в случае, когда  $r \ll R$  ( $H \approx R$ ), выражение (2.15) приобретает вид (1.1).

Если учесть силу трения скольжения сферического элемента по поверхности сферы, то горизонтальная реакция  $P_h$  сферической опорной части будет иметь упругую и демпфирующую составляющие и определяться по формуле

$$P_h = \frac{N \cdot H}{(H - r)^2} \cdot y + \mu \cdot N \cdot \text{sign}(\dot{y}), \quad (2.16)$$

где  $N$  – вертикальная нагрузка на опору;  $y$  – смещение здания относительно фундамента;  $\mu$  – коэффициент трения в шаровой опорной части.

В соответствии с (2.16) горизонтальная жесткость опорной части определяется по формуле:

$$K_x = \frac{N \cdot H}{(H - r)^2}. \quad (2.17)$$

Как известно [82], период свободных колебаний осциллятора с учетом сухого трения, определяемого демпфирующим членом в уравнении (2.14), вычисляется по формуле:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{(r - H)^2}{g \cdot H \left(1 - \frac{R}{y_{\max}}\right)}}, \quad (2.18)$$

где  $y_{\max}$  – максимальное смещение осциллятора.

Благодаря трению в маятниковых изоляторах происходит гашение сейсмической энергии. Величина трения регулируется смазкой трущихся поверхностей или ее отсутствием.

При использовании маятниковых изоляторов фирмы Maurer Söhnes в качестве гасителей сейсмической энергии следует учитывать, что коэффициент трения в них в обычном рабочем режиме существенно выше, чем при наличии смазки и определяется по формуле [112]:

$$\mu_0 = 1,9669 \times p^{1,026}, \quad (2.19)$$

где  $p$  – давление на контакте сферического сегмента и опорной шаровой поверхностью, Н/мм<sup>2</sup>.

Затухание в долях критического, оцененное методом гармонической линеаризации и приведенное в [82], выражается через величину  $\mu$  следующим образом:

$$\zeta = \frac{\Omega}{4\pi K_x^{(eff)} \cdot y_{\max}^2} = \frac{2}{\pi} \cdot \frac{\mu}{\mu + \frac{y_{\max}}{r}}. \quad (2.20)$$

Вертикальное перемещение здания (рис. 2.1) при движении по сферической поверхности определяется выражением:

$$\delta_v = H \cdot (1 - \cos \varphi) \approx \frac{H\varphi^2}{2} = \frac{y^2}{2H}. \quad (2.21)$$

При подборе опорных частей необходимо учитывать остаточные смещения

опоры, вызванные ее заклинкой:

$$y_{ост} = \mu \cdot r. \quad (2.22)$$

Для ограничения взаимных смещений сейсмоизолированных частей сооружения между ними дополнительно устанавливаются гидравлические демпферы. Их основной характеристикой является реактивное усилие, развиваемое в них. Это усилие определяется по формуле:

$$F = -C \times |V|^\alpha \text{sign} V. \quad (2.23)$$

Здесь  $F$  – сила сопротивления демпфера;  $C$  – постоянный коэффициент,  $V$  – скорость смещения штока;  $\alpha$  – параметр демпфирования, характеризующий конструкцию демпфера, при  $\alpha=1$  демпфирование вязкое, при  $\alpha=0$  – сухое трение.

Уравнение колебаний осциллятора с рассматриваемыми демпферами с силой сопротивления  $Q = -b|\dot{q}|^\alpha \text{sign}(\dot{q})$  имеет вид

$$\ddot{q} + b|\dot{q}|^\alpha \text{sign}(\dot{q}) + k^2 q = 0. \quad (2.24)$$

При  $\alpha=1$  уравнение колебаний (2.24) является линейным, при  $\alpha \neq 1$  – нелинейным.

Для оценки параметров колебаний возникает необходимость линеаризации уравнения (2.24), т.е. замена уравнения (2.24) эквивалентным линейным

$$\ddot{q} + 2n_{экр} \dot{q} + k_{экр}^2 q = 0. \quad (2.25)$$

Методы оценки эквивалентной частоты и демпфирования хорошо известны [23, 32, 42]. При использовании метода гармонической линеаризации расчетные формулы имеют вид

$$k_{экр}^2 = \frac{C}{A}, \quad (2.26)$$

$$2n_{экр} = \frac{S}{A}, \quad (2.27)$$

где  $A$  – амплитуда колебаний;

$$C = \frac{1}{\pi} \int_0^{2\pi} [Ak^2 \cos\theta + (A\omega)^\alpha b(-\sin\theta)^\alpha] \cos\theta d\theta; \quad (2.28)$$

$$S = \frac{1}{\pi} \int_0^{2\pi} [Ak^2 \cos\theta + (A\omega)^\alpha b(-\sin\theta)^\alpha] \sin\theta d\theta. \quad (2.29)$$

Обратимся к более сложному и важному второму интегралу.

$$\begin{aligned} S &= \frac{1}{\pi} \int_0^{2\pi} [Ak^2 \cos\theta + (A\omega)^\alpha b(-\sin\theta)^\alpha] \sin\theta d\theta = \frac{1}{\pi} \int_0^{2\pi} [Ak^2 \cos\theta] \sin\theta d\theta + \frac{b}{\pi} \int_0^{2\pi} [(A\omega)^\alpha (\sin\theta)^\alpha] \sin\theta d\theta = \\ &= \frac{Ak^2}{\pi} \int_0^{2\pi} \cos\theta \sin\theta d\theta + \frac{(A\omega)^\alpha}{\pi} 4b \int_0^{\pi/2} (\sin\theta)^{\alpha+1} d\theta = 0 + \frac{4b(A\omega)^\alpha}{\pi} \cdot 2^\alpha \cdot B\left(\frac{\alpha+2}{2}, \frac{\alpha+2}{2}\right), \end{aligned}$$

где  $B(x, y)$  – бета-функция от аргументов  $x$  и  $y$ .

Отсюда

$$2n_{\text{экв}} = \frac{4b(A\omega)^\alpha}{\pi A\omega} \cdot 2^\alpha \cdot B\left(\frac{\alpha+2}{2}, \frac{\alpha+2}{2}\right) = \frac{1}{\pi} 2^{\alpha+2} A^{\alpha-1} \omega^{\alpha-1} b B\left(\frac{\alpha+2}{2}, \frac{\alpha+2}{2}\right). \quad (2.30)$$

В свою очередь  $B$ -функция выражается через  $\Gamma$ -функцию

$$B\left(\frac{\alpha+2}{2}, \frac{\alpha+2}{2}\right) = \frac{\Gamma\left(1+\frac{\alpha}{2}\right) \cdot \Gamma\left(1+\frac{\alpha}{2}\right)}{\Gamma(2+\alpha)} = \frac{\left(\Gamma\left(1+\frac{\alpha}{2}\right)\right)^2}{\Gamma(2+\alpha)}. \quad (2.31)$$

$\Gamma$ -функция является стандартной для многих программных комплексов, однако для инженерных расчетов можно использовать ее разложение в ряд [71]

$$\Gamma(x+1) = 1 + b_1 x + b_2 x^2 + \dots + b_8 x^8 + \epsilon \epsilon < 3 \cdot 10^{-7}, \quad (2.32)$$

где  $b_1 = -0.577191652$ ,  $b_2 = 0.988205891$ ,  $b_3 = -0.897056937$ ,  $b_4 = 0.918206857$ ,  
 $b_5 = -0.756704078$ ,  $b_6 = -0.482199394$ ,  $b_7 = -0.193527818$ ,  $b_8 = 0.035868343$ .

График зависимости  $B$ -функции от  $\alpha$  приведен на рис. 2.2.

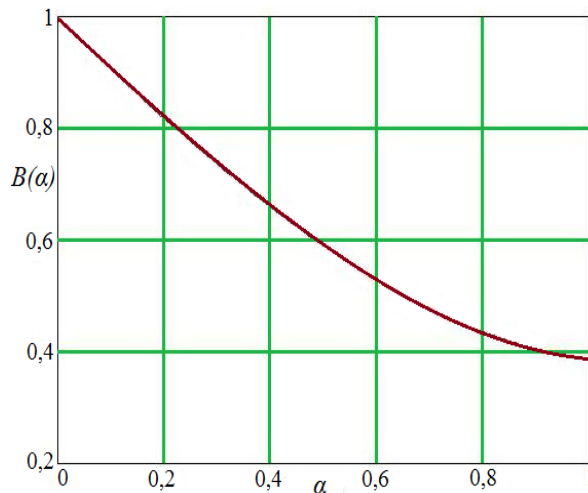


Рис. 2.2 – Зависимость  $B(\alpha)$  для определения эквивалентного вязкого трения

Таким образом, сейсмоизолирующий элемент в виде маятникового изолятора и гидравлического демпфера могут быть заменены пружиной с жесткостью, определяемой по формуле (2.17) и двумя демпферами. Один демпфер имеет затухание, определяемое по формуле (2.20), и характеризует потери энергии на трение в маятниковом изоляторе, а второй имеет затухание, определяемое по формуле (2.30) и характеризует потери энергии в гидравлическом демпфере.

Приведенная линеаризация системы позволяет проводить инженерные расчеты сооружений по ЛСМ, уточняя в ней сейсмические нагрузки за счет учета демпфирования колебаний. Для этого может быть использована методика [81].

## 2.2 Моделирование сейсмозащитных устройств демпферами вязкого и сухого трения

В настоящее время все более широкое распространение получают системы специальной сейсмозащиты зданий и сооружений, включающие различного рода демпфирующие устройства [34, 82]. Примеры такого рода устройств показан на рис. 1. Большая часть применяемых демпферов детально тестируется и при поставке имеет паспортную петлю гистерезиса.

Экспериментальный вид этой петли показан на рис. 2.3.

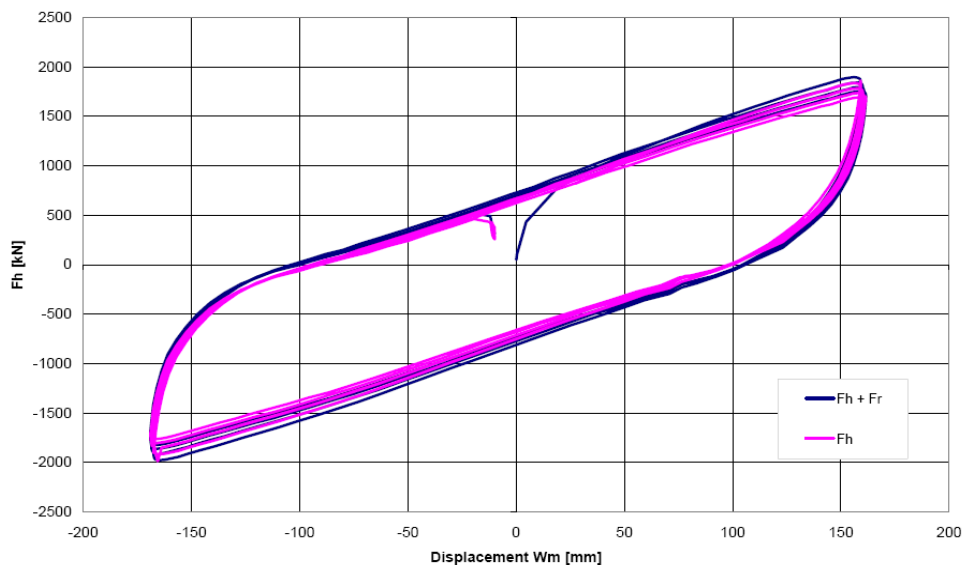


Рис. 2.3 – Экспериментальный вид петли гистерезиса

Неупругая часть экспериментальных петель гистерезиса описывается следующим уравнением:

$$Q = b |\dot{q}|^\alpha \operatorname{sign}(\dot{q}). \quad (2.33)$$

Здесь  $Q$  – сила сопротивления,  $b$  и  $\alpha$  – характеристики демпфера,  $\dot{q}$  – скорость смещения в демпфере. При  $\alpha=0$  из уравнения (2.33) получаем сухое трение, а при  $\alpha=1$  – вязкое.

При этом для сил сопротивления получается петля гистерезиса, показанная на рис. 2.4.

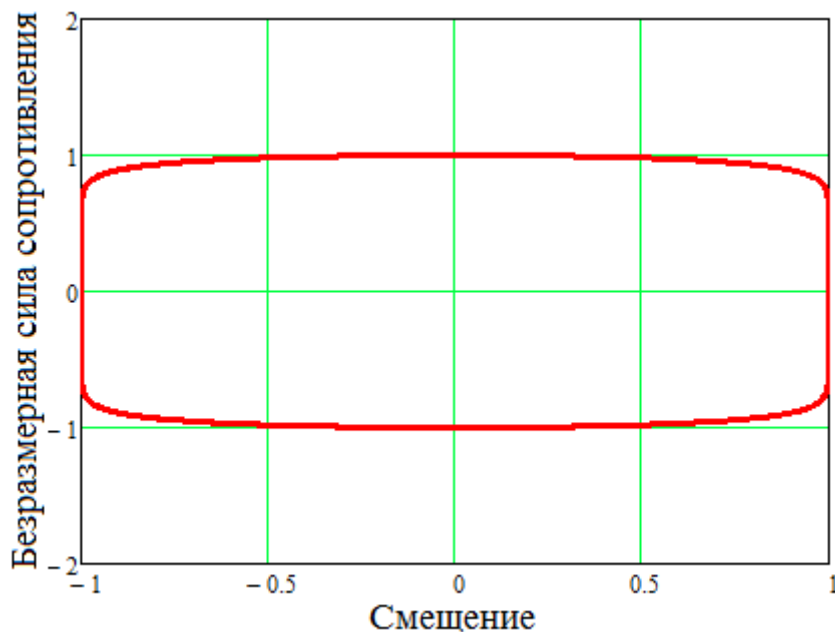


Рис. 2.4 – Петля гистерезиса для силы сопротивления

Представление (2.33) вызывает определенные сложности при численном анализе сейсмических колебаний систем.

В бывшем СССР для расчета систем разработаны программные средства, в которых предусмотрены демпферы сухого и вязкого трения [83].

Системы такого класса относятся к кусочно-линейным системам релейного типа. В любой момент времени нелинейные связи системы – демпферы сухого трения (ДСТ) – подобно реле, могут находиться в одном из двух состояний: демпфер открыт (скользит) или закрыт (заклинен); выключающаяся связь цела

или разрушена; зазор ограничителя перемещений открыт или закрыт. Если система содержит  $n$  таких связей, то состояние системы описывается вектором длины  $n$ , состоящим из 0 и 1. Если на  $k$ -ом месте вектора стоит 1, то  $k$ -ая связь закрыта, если на  $k$ -ом месте стоит 0, то соответствующая связь открыта. Например, система с тремя ДСТ и вектором состояний  $\vec{V} = \{101\}$ , имеет два закрытых демпфера (первый и третий) и один открытый. Если вектор состояний рассматривать как двоичное представление числа, то каждому состоянию системы однозначно присваивается его номер. В рассмотренном примере этот номер  $s=5$ . Наибольший номер состояния системы  $s_{max}=2n-1$  соответствует состоянию с полностью закрытыми связями, наименьший номер  $s_{min}=0$  соответствует состоянию со всеми открытыми связями. Таким образом система может находиться в одном из  $2n$  состояний.

Уравнение движения системы с демпферами сухого трения в состоянии  $s$  имеет вид:

$$M \ddot{q} + B \dot{q} + Cq = Vp(t) + P_1 + P_2 \quad (2.34)$$

здесь  $M$ ,  $B$ ,  $C$  – матрицы инерции, демпфирования и жесткости в состоянии  $s$ .  $Vp(t)$  – обобщенная сила, соответствующая внешней нагрузке;  $P_1$  – обобщенная сила, соответствующая нагрузке от сил трения в открытых ДСТ,  $P_2$  – обобщенная сила, соответствующая нагрузке от сил, вызванных остаточными смещениями в закрытых ДСТ.

В программных средствах производится точное или приближенное разложение движения (2.34) по формам колебаний и последующее интегрирование методом Дюамеля [32].

Для применения программных средств расчета систем с ДСТ к расчету систем с нелинейными демпферами возникает необходимость моделирования демпфера с силой сопротивления (2.33) в виде двух простых демпферов: демпфера вязкого трения с показателем вязкого демпфирования  $\beta$  и демпфера сухого трения с силой трения  $F$ .

Математически эту задачу можно поставить следующим образом:



аппроксимировать выражение  $b|\dot{q}|^\alpha \text{sign}(\dot{q})$  выражением  $\beta\dot{q} + F\text{sign}(\dot{q})$ . С использованием равенства  $\dot{q} = |\dot{q}| \text{sign}(\dot{q})$  эта задача записывается в виде:

$$b|\dot{q}|^\alpha \text{sign}(\dot{q}) \approx (\beta|\dot{q}| + F)\text{sign}(\dot{q}). \quad (2.35)$$

Критерием аппроксимации является совпадение петель гистерезиса для сил сопротивления обеих частей приближенного равенства (2.35).

I. Решение сформулированной задачи осуществляется минимизацией квадрата разницы правой и левой частей равенства (2.35) на гармонических колебаниях  $\dot{q} = \dot{q}_0 \sin \omega t$  за период колебаний  $T = \frac{2\pi}{\omega}$ :

$$\Phi = \int_0^T (b|\dot{q}|^\alpha - \beta|\dot{q}| - F)^2 dt \rightarrow \min, \quad (2.36)$$

откуда следует:

$$\begin{aligned} \frac{\partial \Phi}{\partial \beta} &= -2 \int_0^T |\dot{q}| (b|\dot{q}|^\alpha - \beta|\dot{q}| - F) dt = 0 \\ \frac{\partial \Phi}{\partial F} &= -2 \int_0^T (b|\dot{q}|^\alpha - \beta|\dot{q}| - F) dt = 0 \end{aligned} \quad (2.37)$$

Система (2.37) представима в виде:

$$\begin{cases} \beta I_2 + F I_1 = B I_{\alpha+1} \\ \beta I_1 + F I_0 = B I_\alpha \end{cases}, \quad (2.38)$$

где  $I_\gamma = \int_0^T |\dot{q}|^\gamma dt$ , причем  $I_0 = T$ .

Решение системы (2.38) имеет вид:

$$\begin{cases} \beta = b \frac{I_{\alpha+1} T - I_\alpha I_1}{I_2 T - I_1^2} \\ F = b \frac{I_\alpha I_2 - I_{\alpha+1} I_1}{I_2 T - I_1^2} \end{cases}. \quad (2.39)$$

II. Из соотношения (3) вытекает, что должно выполняться

$$F_1(|\dot{q}|) \approx F_2(|\dot{q}|), \quad (2.40)$$

где  $F_1(|\dot{q}|) = b|\dot{q}|^\alpha$ ,  $F_2(|\dot{q}|) = \beta|\dot{q}| + F$ .

Рассматривая (2.40) в различных областях значений  $|\dot{q}|$ , можно получить значения искомых параметров  $\beta$  и  $F$ .

В области  $0 < |\dot{q}| < 1$  представим  $|\dot{q}| = 1 - \varepsilon$ ,  $0 < \varepsilon < 1$ . (2.40) запишется в виде:

$$\beta(1 - \varepsilon) + F \approx b(1 - \varepsilon)^\alpha. \quad (2.41)$$

Учитывая в правой части (2.41) члены не выше первого порядка малости по  $\varepsilon$ , получим

$$\beta(1 - \varepsilon) + F \approx b(1 - \alpha\varepsilon), \quad (2.42)$$

откуда

$$\begin{cases} F = b(1 - \alpha) \\ \beta = \alpha b \end{cases}. \quad (2.43)$$

В области  $1 < |\dot{q}|$  представим  $|\dot{q}| = \frac{1}{\delta}$ ,  $0 < \delta < 1$ . Тогда (2.40) приводится к виду:

$$\frac{\beta + F\delta}{\delta} = b, \quad (2.44)$$

откуда

$$\beta\delta^{\alpha-1} + F\delta^\alpha = b. \quad (2.45)$$

Представляя  $\delta = 1 - \varepsilon$ ,  $0 < \varepsilon < 1$  с учетом членов не выше первого порядка малости по  $\varepsilon$ , получим

$$\beta(1 - \alpha\varepsilon + \varepsilon) + F(1 - \alpha\varepsilon) \approx b, \quad (2.46)$$

откуда следует решение (2.43).

Для значений  $|\dot{q}| = 1$  соотношение (2.40) приведет к условию

$$\beta + F = B, \quad (2.47)$$

очевидно, вытекающему из (2.43).

Проведенные расчеты показали, что подходы I и II с высокой степенью точности аппроксимируют зависимость (2.33). При сравнении петель гистерезиса, построенных по формулам (2.33), (2.39), (2.43) (рис. 2.5) установлено, что

наибольшую погрешность подход I имеет в средней части петли  $0.2 < |\dot{q}| < 0.8$ , а подход II – при  $|\dot{q}| \approx 1$ , при этом различие в смещениях и ускорениях реальных сооружений не превышает 3%.

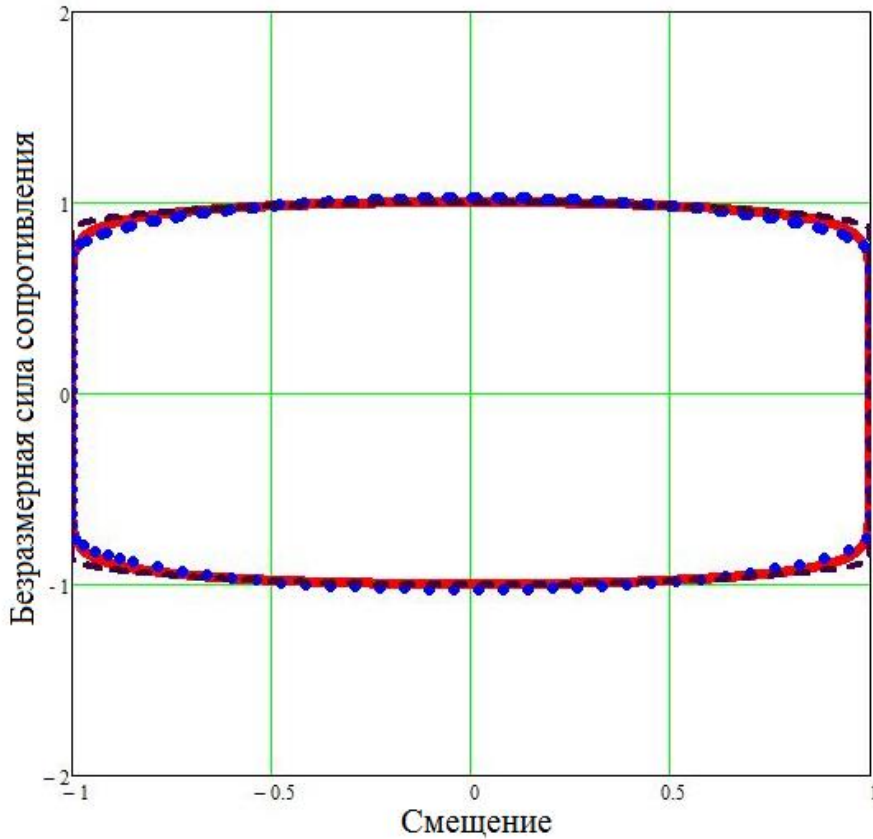


Рис. 2.5 – Эмпирическая (сплошная) и аппроксимирующие петли гистерезиса; точечная кривая – по формулам (2.39), пунктир – по формулам (2.43)

Предлагаемые математические модели нелинейных демпферов позволяют эффективно использовать существующие программные средства для анализа сейсмических колебаний сооружений.

### 2.3 Построение укороченных уравнений сейсмических колебаний сейсмоизолированных систем с нелинейным демпфированием

Уравнение колебаний осциллятора с вязким и сухим трением имеет вид:

$$\ddot{q} + \gamma \dot{q} + f \cdot g \cdot \text{sign} \dot{q} + k^2 q = - \ddot{y}_0, \quad (2.48)$$

где  $q$  – смещение;  $\gamma$  – коэффициент вязкого сопротивления;  $f$  – коэффициент

сухого трения;  $\ddot{y}_0$  – расчетное ускорение.

После деления уравнения (2.48) на амплитуду ускорений основания  $Ag$ :

$$\frac{\ddot{q}}{Ag} + \frac{\gamma k \dot{q}}{Ag} + \frac{f \cdot g \cdot \text{sign} \dot{q}}{Ag} + \frac{k^2 q}{Ag} = -\ddot{y}_0, \quad (2.49)$$

$\ddot{y}_0$  – безразмерное расчетное ускорение.

Далее осуществляется переход к новой переменной  $\xi = \frac{q}{AgT^2}$ . Величина  $\xi$  представляет собой безразмерное смещение. Выполняется подстановка  $q = AgT^2 \xi$  в уравнение (2.49):

$$\frac{AgT^2 \ddot{\xi}}{Ag} + \frac{\gamma k AgT^2 \dot{\xi}}{Ag} + \frac{f \cdot \text{sign} \dot{\xi}}{A} + \frac{k^2 AgT^2 \xi}{Ag} = -\ddot{y}_0 \quad (2.50)$$

или

$$\ddot{\xi} \cdot T^2 + \gamma k T^2 \dot{\xi} + \frac{f \cdot \text{sign} \dot{\xi}}{A} + k^2 T^2 \xi = -\ddot{y}_0. \quad (2.51)$$

После этого вводится безразмерное время  $\tau = t/T$ , где  $T = \frac{2\pi}{k}$  – период основного тона колебаний системы.

В этом случае выполняются соотношения

$$\frac{d}{dt} = \frac{d}{T d\tau}. \quad (2.52)$$

Далее в настоящем параграфе двумя точками будет обозначена производная по безразмерному времени  $\tau$ .

После указанных преобразований уравнение (2.51) будет иметь вид:

$$\frac{\ddot{\xi}}{T^2} \cdot T^2 + \gamma k T^2 \frac{\dot{\xi}}{T} + \frac{f \cdot \text{sign} \dot{\xi}}{A} + k^2 \xi = -T^2 \ddot{y}_0 \quad (2.53)$$

или

$$\ddot{\xi} + \gamma k T \dot{\xi} + \frac{f \cdot \text{sign} \dot{\xi}}{A} + k^2 T^2 \xi = -T^2 \ddot{y}_0. \quad (2.54)$$

С учетом зависимости  $T = \frac{2\pi}{k}$  выражение (2.54) приобретает вид

$$\ddot{\xi} + 2\pi\gamma\dot{\xi} + \bar{f} \cdot \text{sign} \dot{\xi} + 4\pi^2 \xi = -T^2 \ddot{y}_0. \quad (2.55)$$

В [21] под руководством профессора Б.Н. Квасникова построен фазовый портрет уравнения колебаний осциллятора с вязким и сухим трением – уравнения (2.55).

Для асимптотического анализа уравнений Б.Н. Квасниковым были введены порядки всех безразмерных коэффициентов и переменных дифференциального уравнения. При этом вводится большой параметр  $\mu$  и все переменные сравниваются с этим параметром, например,  $\xi = \mu^{p_\xi}$  означает, что переменная  $\xi$  имеет порядок  $p_\xi$  по отношению к  $\mu$ . Порядок  $p_\xi$  обозначен через  $\tilde{\xi}$ , а также использовано обозначение  $\xi \Rightarrow \tilde{\xi}$ . Далее вводится показатель изменяемости функции при дифференцировании

$$\left( \frac{d\xi}{d\tau} \right) \Rightarrow p_{\dot{\xi}} = \tilde{\xi} = \tilde{\xi} + r_\xi. \quad (2.56)$$

Величина  $r_\xi$  называется показателем изменяемости функции  $\xi$ .

Уравнение (2.55) характеризуется двумя параметрами  $f$  и  $\gamma$ . На основе анализа порядков членов уравнения (2.55) и показателей изменяемости функций, в [21] плоскость параметров уравнения ( $f, \gamma$ ) была разбита на области, в каждой из которых исходное полное уравнение можно заменить на укороченное. (рис. 2.6).

В области 1 укороченное уравнение имеет вид:

$$\ddot{\xi} + 4\pi^2 \xi = -T^2 \ddot{y}_0, \quad (2.57)$$

в области 2:

$$\ddot{\xi} + 2\pi\gamma\dot{\xi} = -T^2 \ddot{y}_0, \quad (2.58)$$

в области 3:

$$\ddot{\xi} - f \cdot \text{sign} \dot{\xi} = -T^2 \ddot{y}_0. \quad (2.59)$$

Такое представление названо Б.Н. Квасниковым асимптотическим портретом уравнения.

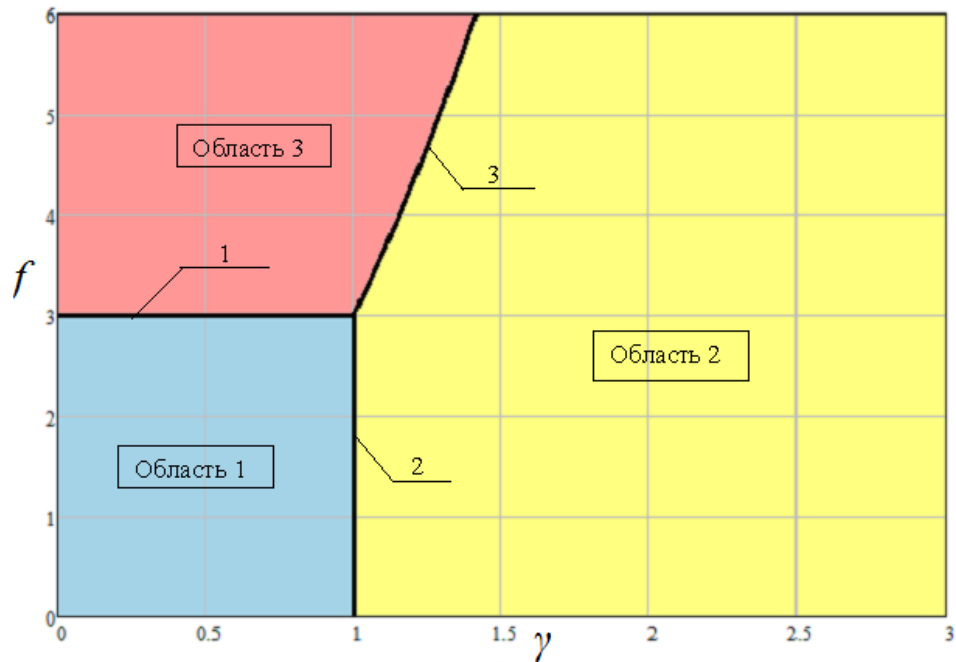


Рис. 2.6 – Асимптотический портрет уравнения колебаний осциллятора с вязким и сухим трением: 1 – прямая  $f=3$ ; 2 – прямая  $\gamma=1$ ; 3 – парабола  $f=3\gamma^2$

Асимптотический метод [21] позволяет для каждой точки области асимптотического портрета построить цепочки укороченных уравнений по степени их точности, оценить их погрешности и провести дальнейшую детализацию асимптотического портрета.

Области 1, 2 и 3 можно разделить еще на две подобласти каждую: 1А и 1Б; 2А и 2Б; 3А и 3Б (рис. 2.7). В таблице 2.1 представлены схемы асимптотических переходов от простейшего укороченного уравнения к полному уравнению в различных подобластях.

Далее рассмотрено применение метода Б.Н. Квасникова к анализу уравнения демпфированной системы с типовыми гидравлическими демпферами, применяемыми для гашения сейсмических колебаний. В этих демпферах сила сопротивления  $Q$  записывается в виде

$$Q = b |\dot{q}|^\alpha \operatorname{sign}(\dot{q}) \quad (2.60)$$

Сила сопротивления зависит в данном случае от двух параметров  $b$  и  $\alpha$ . При

$\alpha=0$  получаем сухое трение, при  $\alpha=1$  – вязкое трение, а при  $\alpha=2$  – турбулентное трение. В опорных частях фирм Maurer Suhnes и FIPIndustriale  $0,1 < \alpha < 0,2$ .

Таблица 2.1 – Схемы асимптотических переходов от простейшего укороченного уравнения к полному уравнению в различных подобластях.

Подобласть	Нулевое приближение	Первое приближение	Второе приближение
1А	$\ddot{\xi} + 4\pi^2 \xi = -T^2 \ddot{y}_0$	$\ddot{\xi} + 4\pi^2 \xi + 2\pi\gamma \dot{\xi} = -T^2 \ddot{y}_0$	полное (точное) уравнение (2.55)
1Б	$\ddot{\xi} + 4\pi^2 \xi = -T^2 \ddot{y}_0$	$\ddot{\xi} + 4\pi^2 \xi - f \cdot \text{sign} \dot{\xi} = -T^2 \ddot{y}_0$	
2А	$\ddot{\xi} + 2\pi\gamma \dot{\xi} = -T^2 \ddot{y}_0$	$\ddot{\xi} + 2\pi\gamma \dot{\xi} + 4\pi^2 \xi = -T^2 \ddot{y}_0$	
2Б	$\ddot{\xi} + 2\pi\gamma \dot{\xi} = -T^2 \ddot{y}_0$	$\ddot{\xi} + 2\pi\gamma \dot{\xi} - f \cdot \text{sign} \dot{\xi} = -T^2 \ddot{y}_0$	
3А	$\ddot{\xi} - f \cdot \text{sign} \dot{\xi} = -T^2 \ddot{y}_0$	$\ddot{\xi} - f \cdot \text{sign} \dot{\xi} + 2\pi\gamma \dot{\xi} = -T^2 \ddot{y}_0$	
3Б	$\ddot{\xi} - f \cdot \text{sign} \dot{\xi} = -T^2 \ddot{y}_0$	$\ddot{\xi} - f \cdot \text{sign} \dot{\xi} + 4\pi^2 \xi = -T^2 \ddot{y}_0$	

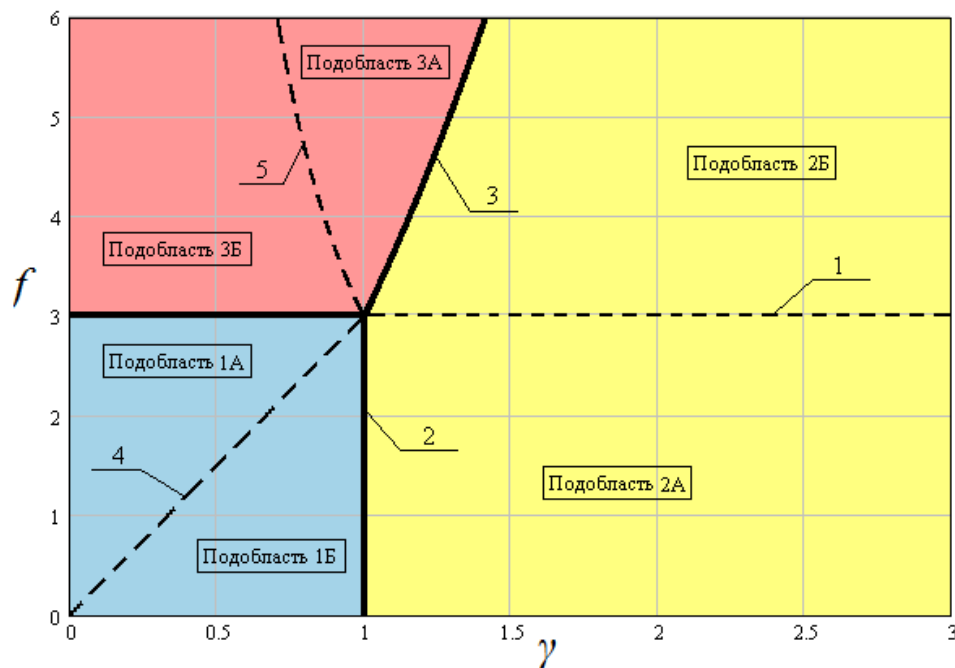


Рис. 2.7 – Асимптотический портрет уравнения колебаний осциллятора с вязким и сухим трением: 1 – прямая  $f=3$ ; 2 – прямая  $\gamma=1$ ; 3 – парабола  $f=3\gamma^2$ ; 4 – прямая  $f=3\gamma$ ; 5 – гипербола  $f=3/\gamma^2$

Исходное уравнение колебаний записывается при этом в виде

$$m\ddot{q} + cq + b|\dot{q}|^\alpha \text{sign}(\dot{q}) = -m\ddot{y}_0. \quad (2.61)$$

Уравнение (2.61) представлено в безразмерных ускорениях  $\eta$ . Для этого обе его части поделены на величину  $Amg$ , где  $g$  – ускорение свободного падения,

$$A = -\frac{1}{g} \ddot{y}_0^{\max};$$

$$\frac{1}{Ag} \ddot{q} + \frac{c}{m} \cdot \frac{1}{Ag} q + \frac{b}{mgA} |\dot{q}|^\alpha \text{sign}(\dot{q}) = -\frac{1}{Ag} \ddot{y}_0. \quad (2.62)$$

Здесь  $w_0 = \frac{1}{Ag} \ddot{y}_0$ ,  $\frac{1}{Ag} \ddot{q} = \ddot{\eta}$ , откуда  $\eta = \frac{q}{Ag}$ , и  $\dot{\eta} = \frac{\dot{q}}{Ag}$ .

Окончательно получено

$$\ddot{\eta} + \frac{c}{m} \eta + \frac{b}{mgA} Ag |\dot{\eta}|^\alpha \text{sign}(\dot{\eta}) = -w_0. \quad (2.63)$$

Далее вводится безразмерное время  $\tau$  и уравнение (2.63) записано в следующем виде:

$$\ddot{\xi} + (2\pi)^2 \xi + (2\pi)^\alpha \chi |\dot{\xi}|^\alpha \text{sign}(\dot{\xi}) = -w, \quad (2.64)$$

где  $\xi = \frac{\eta}{T^2}$  – безразмерное смещение, соответственно  $\dot{\xi} = \frac{\dot{\eta}}{T^2}$ ,  $\ddot{\xi} = \frac{\ddot{\eta}}{T^2}$ ;  $T$  –

период колебаний,  $T = \frac{2\pi}{k}$ ,  $k^2 = \frac{c}{m}$ ;  $k$  – частота колебаний;  $w = \frac{\ddot{q}_0}{AgT^2}$ ;

$$\frac{b}{m} (Ag)^{\alpha-1} = \chi k^\alpha.$$

Введены следующие обозначения: первое слагаемое в уравнении (2.64) – символ  $P(I)$ , второе – символ  $P(II)$ , третье – символ  $P(III)$ .

Для асимптотического анализа уравнения (2.64) по Б.Н. Квасникову вводится параметр  $\mu=100$ .  $4r^2 \approx 100^{0.8}$ ;  $2r \approx 100^{0.4}$ . Знак тильда над буквой означает ее порядок.

Тогда порядки переменных представляются следующим образом:

$$\tilde{\tilde{\xi}} = \tilde{\xi} + 2r(\xi); \quad (2.65)$$

$$\tilde{\xi} = \xi + r(\xi). \quad (2.66)$$



При  $r(\xi) = 0,4$   $\tilde{\xi} = \xi + 0,4$ ;  $\tilde{\xi} = \xi + 0,8$ .

Порядки слагаемых в уравнении (2.64) имеют вид:

- для первого слагаемого

$$P(I) = \tilde{\xi} + 0,8; \quad (2.67)$$

- для второго слагаемого

$$P(II) = P\left\{(2\pi)^\alpha \chi \dot{\xi}^\alpha\right\} = 0,4\alpha + \tilde{\chi} + (\tilde{\xi} + 0,4)\alpha. \quad (2.68)$$

Вторым слагаемым, описывающим силы сопротивления в демпфере, можно пренебречь при условии:

$$P(III) < P(I), \quad (2.69)$$

откуда

$$\tilde{\chi} < (1 - \nu)(\tilde{\xi} + 0,8). \quad (2.70)$$

Для коэффициента динамичности  $\beta \approx 3$ ,  $\tilde{\xi} = -0,56$  и  $\tilde{\chi} < (1 - \nu) \cdot 0,24$ , откуда получается условие, при котором можно пренебречь демпфером:

$$\chi < 3^{(1-\alpha)}. \quad (2.71)$$

Далее рассматриваются укороченные уравнения при учете демпфера.

В уравнении (2.64) вводится обозначение  $b = (2\pi)^\alpha \chi$ .

Для замены полученного уравнения (2.64) эквивалентным уравнением с вязким сопротивлением в соответствии с [81] должно выполняться следующее условие:

$$b|\dot{\xi}|^\alpha \text{sign}(\dot{\xi}) \approx (\beta|\dot{\xi}| + F)\text{sign}(\dot{\xi}). \quad (2.72)$$

В условии (2.72)

$$\begin{cases} \beta = 2\pi\gamma = \alpha b = \alpha(2\pi)^\alpha \chi \\ F = b(1 - \alpha) = (2\pi)^\alpha \chi(1 - \alpha), \end{cases} \quad (2.73)$$

или

$$\begin{cases} \gamma = \alpha(2\pi)^{\alpha-1} \chi \\ f = (2\pi)^\alpha (1 - \alpha)\chi. \end{cases} \quad (2.74)$$

Для представления областей, полученных Б.Н. Квасниковым в параметрах  $(f, \gamma)$ , в параметрах  $(\chi, \alpha)$ . Для этого в ограничения [81], выраженные в параметрах  $b, F$ , подставляются равенства (2.74) и эти неравенства решаются относительно неизвестных  $\chi$  и  $\alpha$ .

Область 1 характеризуется согласно [21] условиями

$$\begin{cases} \gamma < 1 \\ f < 3 \end{cases} \quad (2.75)$$

После подстановки в (2.75) выражений (2.74) получено:

$$\begin{cases} \alpha(2\pi)^{\alpha-1} \chi < 1 \\ (2\pi)^\alpha (1-\alpha)\chi < 3. \end{cases} \quad (2.76)$$

В результате решения системы неравенств (2.76), получены ограничения, выделяющие на асимптотическом портрете область 1 в параметрах  $\chi$  и  $\alpha$ :

$$\begin{cases} \chi < \frac{1}{\alpha(2\pi)^{\alpha-1}} \\ \chi < \frac{3}{(2\pi)^\alpha (1-\alpha)} \end{cases}. \quad (2.77)$$

В этой области можно пренебречь и сухим, и вязким трением. Уравнение движения здесь – это уравнение (2.57).

Область 2 описывается следующей системой неравенств:

$$\begin{cases} \gamma > 1 \\ f < 3\gamma^2 \end{cases} \quad (2.78)$$

После аналогичной подстановки получено:

$$\begin{cases} \chi > \frac{1}{\alpha(2\pi)^{\alpha-1}} \\ \chi > \frac{1-\alpha}{3\alpha^2(2\pi)^{\alpha-2}} \end{cases}. \quad (2.79)$$

Область 3 описывается неравенствами:

$$\begin{cases} f > 3 \\ f > 3\gamma^2 \end{cases} \quad (2.80)$$

или после подстановки

$$\begin{cases} \chi < \frac{1-\alpha}{3\alpha^2(2\pi)^{\alpha-2}} \\ \chi > \frac{3}{(2\pi)^\alpha(1-\alpha)} \end{cases}. \quad (2.81)$$

Описанные выше области представлены на рис. 2.8.

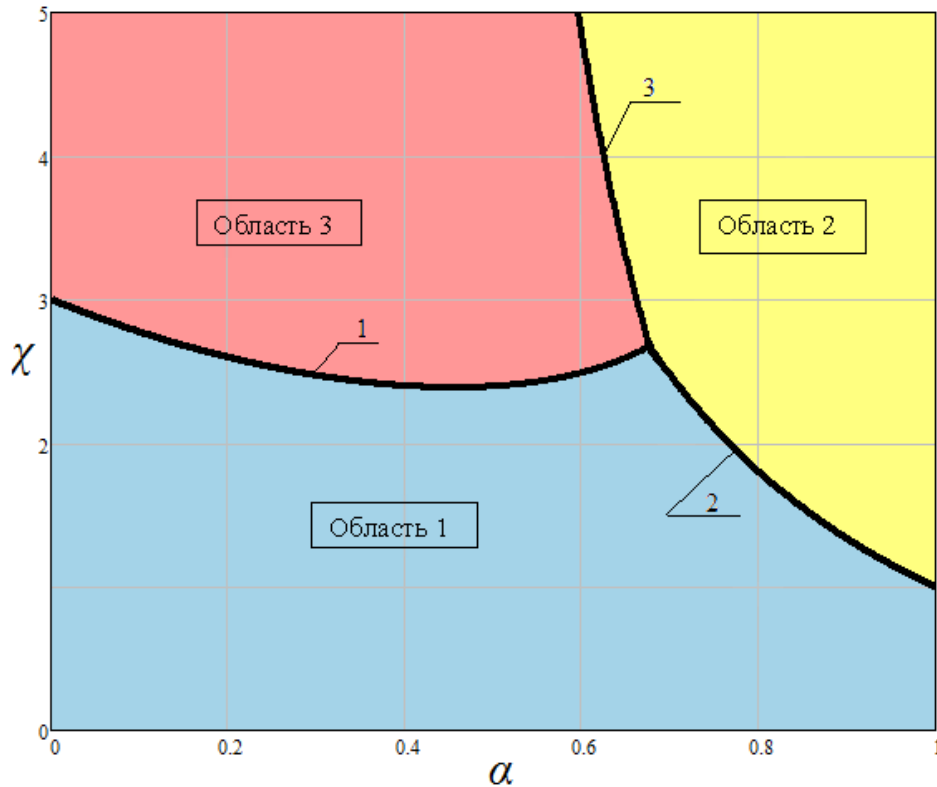


Рис. 2.8 – Асимптотический портрет уравнения колебаний осциллятора с вязким и сухим трением в параметрах  $\chi$  и  $\alpha$ : 1 – кривая  $\chi = \frac{3}{(2\pi)^\alpha(1-\alpha)}$ ; 2 – кривая

$$\chi = \frac{1}{\alpha(2\pi)^{\alpha-1}}; 3 – кривая \chi = \frac{1-\alpha}{3\alpha^2(2\pi)^{\alpha-2}}$$

Далее области 1, 2 и 3 разделены на подобласти 1А и 1Б, 2А и 2Б, 3А и 3Б соответственно (рис. 2.9).

В подобласти 1А выполняется неравенство

$$f < 3\gamma. \quad (2.82)$$

Подставляя выражения (2.74) в (2.82), можно получить:

$$\alpha > \frac{2\pi}{3+2\pi}. \quad (2.83)$$

Разделителем области 2 является линия  $f=3$  или после подстановки (2.74):

$$\chi = \frac{3}{(2\pi)^\alpha (1-\alpha)}. \quad (2.84)$$

Подобласть 2А располагается ниже кривой (24).

Область 3 разделяется кривой

$$f = \frac{3}{\gamma^2} \quad (2.85)$$

или в новых параметрах  $\chi$  и  $\alpha$

$$\chi = \sqrt[3]{\frac{3}{\alpha^2 (2\pi)^{3\alpha-2} (1-\alpha)}}. \quad (2.86)$$

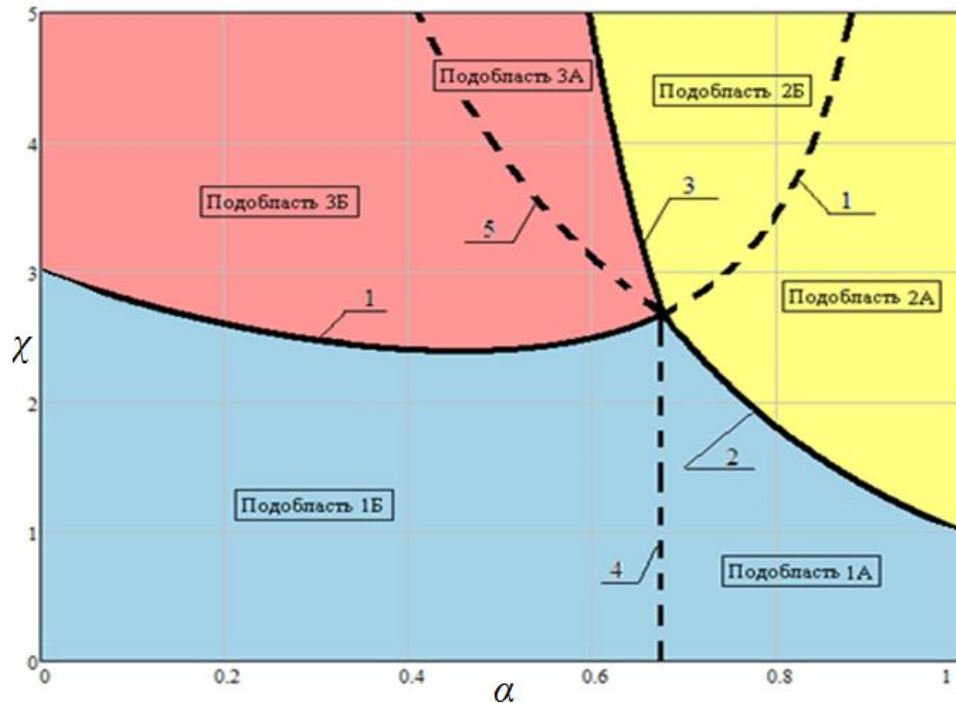


Рис. 2.9 – Асимптотический портрет уравнения колебаний осциллятора с вязким и сухим трением в параметрах  $\chi$  и  $\alpha$ : 1 – кривая  $\chi = \frac{3}{(2\pi)^\alpha (1-\alpha)}$ ; 2 – кривая

$\chi = \frac{1}{\alpha(2\pi)^{\alpha-1}}$ ; 3 – кривая  $\chi = \frac{1-\alpha}{3\alpha^2 (2\pi)^{\alpha-2}}$ ; 4 – прямая  $\alpha = \frac{2\pi}{2\pi+3}$ ; 5 – кривая

$$\chi = \sqrt[3]{\frac{3}{\alpha^2 (2\pi)^{3\alpha-2} (1-\alpha)}}$$

## 2.4 Анализ влияния вертикальной компоненты в сейсмических колебаниях на работу гравитационных систем сейсмоизоляции

Кинематические сейсмоизолированные фундаменты широко применяются для сейсмоизоляции зданий и сооружений. В бывшем СССР такие фундаменты предложены и реализованы В.В. Назиным [53], Ю.Д. Черепинским [89], А.В. Курзановым [49] и другими специалистами. Анализ работы таких фундаментов имеется в брошюре [79] и статьях [2, 110]. В упомянутых работах отмечается, что вертикальная компонента может влиять на работу такого рода фундаментов, однако анализ колебаний здания на таких фундаментах при одновременном действии горизонтального и вертикального возмущений известен авторам только в статье [67], в которой приведено численное решение задачи для частных случаев кинематического фундамента и вида воздействия. В настоящей работе приводится общий качественный анализ рассматриваемой задачи, и устанавливаются параметры сейсмоизоляции и воздействия, при которых наличие вертикальной компоненты воздействия может приобретать решающее значение при колебаниях здания.

Как известно [2], при малых смещениях колебания здания на кинематических опорах описываются уравнением колебаний маятника

$$\ddot{\varphi} + \frac{g}{d} \varphi = \frac{\Phi(t)}{d}, \quad (2.87)$$

где  $\varphi$  - угол поворота опоры,  $d$  - некоторая характеристика опоры, имеющая размерность длины (для подвесных фундаментов это длина подвески, для опор типа «шар в лунке» - радиус катания, для опор Курзанова - диагональ опорного элемента [2, 82]),  $g$  - ускорение силы тяжести.  $\Phi$  - горизонтальное ускорение основания.

Уравнение (2.87) справедливо при отсутствии вертикальных колебаний. При землетрясениях вертикальные колебания сочетаются с горизонтальными и уравнение колебаний должно записываться следующим образом

$$\ddot{\varphi} + \frac{g + \ddot{z}(t)}{d} \varphi = \frac{\Phi(t)}{d}, \quad (2.88)$$

где  $\ddot{z}(t)$  – акселерограмма вертикальных колебаний основания сооружения.

Для качественной оценки влияния вертикальной компоненты рассмотрено гармоническое двухчастотное возмущение системы – горизонтальное  $\Phi(t) = A_{гор} g \sin \omega t$  с частотой  $\omega$  и вертикальное  $\ddot{z}(t) = A_{верт} g \cos \psi t$  с частотой  $\psi$ ;  $A_{верт}, A_{гор}$  – соответственно вертикальное и горизонтальное ускорения основания в долях силы тяжести.

С учетом принятых обозначений уравнение (2.88) преобразуется к виду:

$$\ddot{\varphi} + k^2 (1 + A_{верт} \cos \psi t) \varphi = k^2 A_{гор} \sin \omega t, \quad (2.89)$$

где  $k^2 = \frac{g}{L}$  – квадрат частоты колебаний системы.

Далее было введено безразмерное время  $\tau = kt$ .

$$\text{Тогда } d\tau = k dt, \quad \dot{\varphi} = \frac{d\varphi}{dt} = \frac{k d\varphi}{d\tau} = k \dot{\phi}, \quad \ddot{\varphi} = \frac{d^2\varphi}{dt^2} = \frac{k^2 d^2\varphi}{d\tau^2} = k^2 \ddot{\phi}.$$

С учетом указанных преобразований уравнение (2.89) примет вид

$$\ddot{\phi} + (1 + A_{верт} \cos \chi \tau) \phi = \sin \Omega \tau, \quad (2.90)$$

где  $\chi = \frac{\psi}{k}$ ,  $\Omega = \frac{\omega}{k}$ .

Полученное уравнение относится к уравнениям Матье, которые, как известно, имеют вид

$$\ddot{\phi} + (L + 2q \cos \chi \tau) \phi = 0. \quad (2.91)$$

Левая часть уравнения (2.90) совпадает с левой частью уравнения (2.91). В нашем случае  $L=1$  и  $2q=A_{верт}$ . Уравнение Матье хорошо изучено и описано в литературе [23].

Известно, что характер решений этого уравнения зависит от безразмерных коэффициентов  $L$  и  $q$ , которые определяют устойчивость движения. Плоскость изменения этих коэффициентов может быть разделена на области, соответствующие устойчивым (ограниченным) и неустойчивым (бесконечно возрастающим) решениям уравнения (2.91), т.е. устойчивым и неустойчивым движениям. Границам между зонами устойчивости и неустойчивости

соответствуют периодические решения уравнения (2.91), т.е. периодические колебания системы.

По методике, описанной в [16], выполнено построение приближенных границ первой, наиболее важной, зоны неустойчивости. При этом в систему введено вязкое трение, и рассмотрено уравнение вида

$$\ddot{\phi} + \gamma k \dot{\phi} + (1 + A_{\text{верт}} \cos \chi \tau) \phi = 0, \quad (2.92)$$

где  $\gamma$  – коэффициент неупругого сопротивления.

На рис. 2.10 показаны приближенные границы первой области неустойчивости при  $\gamma=0$  и  $\gamma=0,2$ ; а также точки, соответствующие значениям  $A_{\text{верт}}=0,4$  и  $A_{\text{верт}}=0,2$ .

Таким образом, становится очевидным, что во время землетрясений при определенных динамических параметрах сооружения возможно явление параметрического резонанса, т.е. ситуация, когда решения уравнения (2.92) попадают в зону динамической неустойчивости и амплитуда колебаний неограниченно возрастает с течением времени.

Но сейсмические воздействия на сооружения ограничены по времени и встает вопрос о том, до каких значений возрастет амплитуда колебаний за это время и будет ли являться это возрастание причиной значительного ущерба.

Амплитуда колебаний в режиме главного параметрического резонанса изучена в работе [32], ее изменение описывается следующим законом:

$$\varphi(t) = a_0 \cdot \sin \frac{\alpha t}{2} + b_0 \cdot \cos \frac{\alpha t}{2}, \quad (2.93)$$

причем  $a = a_0 e^{ht}$ ,  $b = b_0 e^{ht}$ .

Характеристический показатель  $h$  вычисляется по формуле:

$$h = \frac{\mu k}{2} - n, \quad (2.94)$$

где  $\mu = \frac{A_{\text{верт}}}{2}$  – коэффициент возбуждения;  $n = \frac{\gamma k}{2} = \frac{\delta k}{2\pi} = \frac{\delta}{T} = \zeta k$ ,  $\delta$  –

логарифмический декремент колебаний,  $T = \frac{2\pi}{k}$  – период колебаний,  $\zeta$  –

затухание в долях критического.

Отсюда следует, что характер амплитуды колебаний главным образом зависит от величины характеристического показателя  $h$ . Если  $h < 0$ , то амплитуда колебаний уменьшается (колебания затухают); если  $h = 0$ , то амплитуда колебаний постоянна; если  $h > 0$ , то амплитуда неограниченно возрастает, т.е. возникает явление параметрического резонанса.

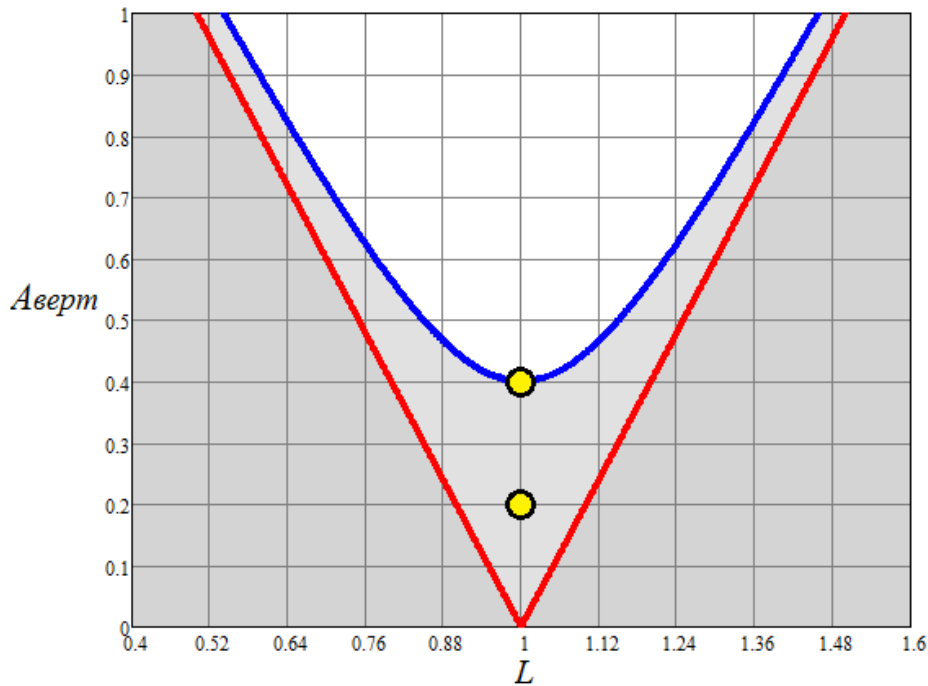


Рис. 2.10 – Границы первой области неустойчивости: синяя линия – при  $\gamma=0$ ;  
красная линия – при  $\gamma=0,2$

Теперь возможно найти такое значение  $\gamma$ , при котором явление параметрического резонанса не развивается.

Вводится обозначение  $n^*$  – такое значение параметра  $n$ , при котором  $h=0$ .

$$n^* = \frac{\mu k}{2}. \quad (2.95)$$

Тогда  $h < 0$ , если  $n > n^*$ , т.е. при  $\frac{\gamma k}{2} > \frac{\mu k}{2}$ , откуда

$$\gamma > \mu = \frac{A_{\text{верт}}}{2}. \quad (2.96)$$



Очевидно, если условие (2.96) не выполняется, т.е.  $\gamma < \frac{A_{\text{вепм}}}{2}$ , то параметрический резонанс возникает. При этом возможно оценить, за какое время амплитуда колебаний увеличится в  $m$  раз, из простого условия

$$m \cdot e^{ht} = e^{h(t+\theta)}, \quad (2.97)$$

откуда время увеличения амплитуды

$$\theta = \frac{\ln m}{h} = \ln m \frac{1}{h}. \quad (2.98)$$

Формула (2.96) определяет демпфирование в системе с кинематической сейсмоизоляцией, необходимое для исключения возможности возникновения опасных параметрических колебаний. Так, на площадках с ускорениями более  $0.4g$  минимальное демпфирование должно быть не менее 10% от критического ( $\gamma \approx 0.2$ ). При меньшем затухании довольно быстро может произойти удвоение амплитуд колебаний. Это проиллюстрировано на рис. 2.11. Так, при затухании  $\gamma \approx 0.15$  удвоение амплитуды колебаний будет происходить каждые 2.5с, что следует считать катастрофичным за интенсивную фазу землетрясения 10-15с.

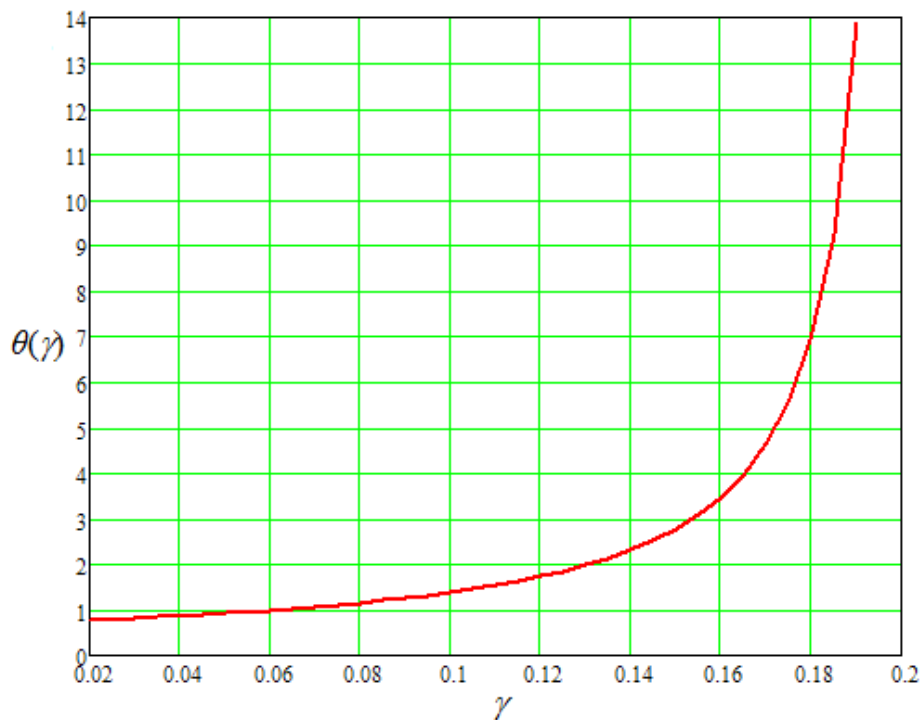


Рис. 2.11 – Зависимость времени удвоения амплитуд колебаний от параметра  $\gamma$

## **Выводы по главе 2**

1. Выполнена линеаризация сил трения в системе с маятниковыми опорами и гидравлическим демпфером для проведения расчетов по ЛСМ с использованием метода гармонической линеаризации и предложены формулы для эквивалентных жесткостей и демпфирования сейсмоизолирующих элементов в зависимости от амплитуды воздействия.
2. Показана необходимость решения задачи линеаризации итерационным методом, так как параметры демпфера зависят от амплитуды колебаний, которая заранее неизвестна. При этом в расчетные формулы для оценки сейсмической нагрузки необходимо вводить поправки, учитывающие затухания по формам колебаний.
3. Разработана математическая модель гидравлического демпфера в виде параллельно расположенных демпферов вязкого и сухого трения.
4. Показано, что петли гистерезиса фактического демпфера и предлагаемой расчетной модели практически совпадают.
5. Построен асимптотический портрет уравнения колебаний для анализа систем с вязким и сухим трением и установлены области параметров исходных демпфирующих устройств, допускающие различные виды упрощения исходного уравнения колебаний.
6. Исследовано влияние вертикальной компоненты сейсмического воздействия на сейсмостойкость сооружения с маятниковыми опорными частями и гидравлическим демпфером.
7. Установлены необходимые параметры демпфирования, исключая возможность параметрического резонанса, в системе с маятниковыми опорными частями и гидравлическим демпфером.

### **3 МОДЕЛИРОВАНИЕ СЕЙСМИЧЕСКОГО ВОЗДЕЙСТВИЯ ДЛЯ РАСЧЕТА СООРУЖЕНИЙ С ЭЛЕМЕНТАМИ СПЕЦИАЛЬНОЙ СЕЙСМОЗАЩИТЫ**

#### **3.1 Анализ методов задания сейсмического воздействия**

В настоящее время расчет сооружений по акселерограммам землетрясений приобретает все большее значение. Такие расчеты допускаются действующими нормативными документами [70], а информация о возможных очагах землетрясения и расчетных акселерограммах включается в материалы изысканий. Однако вопрос задания расчетных акселерограмм вызывает серьезные, а иногда и принципиальные трудности при проектировании, и может служить источником проектных ошибок. В практике сейсмостойкого строительства сложилось два разных подхода к моделированию расчетных акселерограмм [80].

Первый подход, развиваемый сейсмологами, предполагает моделирование воздействия для площадки строительства. При этом авторы пытаются смоделировать акселерограмму, максимально учитывающую сейсмогеологические условия площадки строительства, однако они не рассматривают степень опасности генерируемой акселерограммы для проектируемого сооружения. Основным недостатком этого подхода является ограниченность сейсмологической информации. Достаточно сказать, что из 27 разрушительных землетрясений, которые имели место на территории бывшего СССР с 1948 года, 24 произошли в районах, считавшихся несейсмичными или слабосейсмичными [75].

Второй подход, развиваемый инженерами, предполагает моделирование воздействия для проектируемого сооружения. При этом учитываются лишь самые общие сейсмологические характеристики возможного воздействия, такие как макросейсмический балл и энергия воздействия, а в качестве расчетного воздействия выбирают наиболее опасное для сооружения. Такой подход реализован в рекомендациях НТЦ СС [60]. При использовании второго подхода

модель воздействия может быть не похожа на реальную акселерограмму, но она должна гарантировать безопасность сооружения при любых возможных воздействиях.

В настоящее время предлагаются методы, сближающие указанные подходы. Например, в Еврокоде – 8 допускается растягивание или сжатие (в определенных пределах) заданного сейсмологами воздействия таким образом, чтобы оно стало более опасным для сооружения.

В теории сейсмостойкости можно выделить 7 методов задания расчетного воздействия:

- А) Пакет акселерограмм прошлых землетрясений
- Б) Набор узкополосных процессов (метод Я.М. Айзенберга)
- В) Единственная расчетная акселерограмма для площадки строительства, представляемая сейсмологами
- Г) Единственная расчетная акселерограмма, сгенерированная по заданному спектру
- Д) Короткий временной процесс для всех сооружений (модели Костарева, Аубакирова, Эпштейна и др.)
- Е) Единственная акселерограмма, сгенерированная для рассматриваемого сооружения
- Ж) Набор случайных воздействий с заданным спектром.

Использование пакета акселерограмм прошлых землетрясений весьма распространено в теории сейсмостойкости и позволяет учесть реальные особенности сейсмических воздействий. Однако у инженеров появляются трудности, связанные с низким качеством существующих записей и отсутствие записей землетрясений, опасных для проектируемого сооружения. Для надежного прогноза сейсмостойкости необходимо иметь хотя бы 10-12 записей, у которых преобладающие периоды на спектре ускорений близки к собственным периодам сооружения. Как правило, эти условия не выполняются. Инженер производит десятки расчетов на относительно безопасные землетрясения, и такие результаты расчетов дезориентируют его при принятии проектных решений [75].

Пакет узкополосных процессов в своей первоначальной форме [6, 82] не позволяет смоделировать акселерограмму и сейсмограмму возмущения и может использоваться только для оценки ускорений конструкции в силовых расчетах (расчетах на ПЗ).

Кроме того, использование набора узкополосных процессов оперирует ансамблем случайных воздействий с резко выраженным пиком на спектре ускорений. Из всего пакета для сооружения является опасным тот процесс, в котором преобладающая частота является резонансной для сооружения. Вообще говоря, остальные акселерограммы пакета безопасны для сооружения и расчет на них бесполезен. Указанный подход не учитывает каких-либо сейсмологических особенностей возможного воздействия, но позволяет дать консервативную оценку сейсмических нагрузок на линейные системы.

Задание единичной акселерограммы на основе сейсмологических данных, по нашему мнению, дезинформирует проектировщика и наносит большой вред при принятии технических решений. Использование таких моделей воздействия имеет место в проектной практике, когда проектировщик хочет удешевить проектное решение за счет фактического снижения его сейсмостойкости, перекладывая при этом ответственность на сейсмологов. Единственно, что можно утверждать при использовании такой расчетной акселерограммы, это то, что сооружение, не удовлетворяющее критериям сейсмостойкости при рассматриваемом воздействии, безусловно, не сейсмостойко. Требование российских норм выдавать при изысканиях расчетную акселерограмму связано с непониманием авторами норм существа проблемы и требует от проектировщика честного и грамотного подхода к сложившейся ситуации.

В случае, когда по заданному спектру генерируется единственное воздействие, все замечания, высказанные ранее о модели единичного воздействия, остаются в силе. Авторами указанного направления высказываются предложения подстройки воздействия под сооружение и построение пакета воздействий. После соответствующей доработки этот подход может стать интересным, однако при доработке следует учесть, что нормативный спектр не имеет никакого отношения

к спектрам реакции реальных воздействий [80, 82].

Для того, чтобы избежать зависимости проектировщика от сейсмологов, многие специалисты пытались создать универсальный процесс, который был бы опасен для всех сооружений. Такие процессы предлагались В.В. Костаревым [22], А.Т. Аубакировым [11], В.М. Эпштейном [115] и др. Это широкополосные процессы, в котором частоты воздействия распределены в заданном диапазоне. Если бы эти исследования имели успех, то проблему задания сейсмического воздействия можно бы было считать решенной. Однако пока не удалось решить проблему противоречия между широкополосностью процесса и опасностью сейсмического воздействия.

Короткие временные процессы требуют дальнейшей доработки. Автору известен только один уравновешенный процесс Аннаева-Уздина [85], который можно рекомендовать для применения на практике. Этот процесс должен давать консервативные оценки смещений и усилий и подбираться индивидуально для каждого сооружения, исходя из периода его основного тона колебаний.

Наиболее полно, по-нашему мнению, проблема задания воздействия решена в нормах НТЦ СС [60]. Авторы используют узкополосный процесс в виде набора затухающих синусоид с постановкой дополнительных сейсмологических условий. В результате процесс подбирается опасным (резонансным) для сооружения и дополнительно учитываются некоторые особенности реальных сейсмических воздействий. Такие модели расчетных воздействий гарантированно дают консервативные оценки для расчета линейных систем и позволяют получить такие оценки для нелинейных систем после построения АЧХ нелинейной системы. Указанная модель воздействия нашла широкое применение в практике проектирования в России и Туркменистане. Однако за 8 лет после утверждения методики появились новые данные, позволяющие более полно учесть сейсмологические данные, даже при их ограниченности.

Особо следует отметить разработанный Давыдовой Г.В. [29, 82] подход моделированию сейсмических воздействий заданного спектра. В соответствии с этим подходом генерируется набор из 200-300 воздействий. Все акселерограммы

набора имеют заданный спектр, но отличаются фазовой характеристикой входящих в процесс компонентов. Расчеты, выполненные в [29], показывают, что расчетные усилия конструкций от различных акселерограмм пакета могут отличаться на 30-40%. Это еще раз указывает на некорректность задания единственной акселерограммы по заданному спектру. Однако сам подход дает приемлемые результаты при достоверном прогнозе спектра. В этом случае производится серия расчетов на акселерограммы пакета с дальнейшим осреднением результата по выборке.

При использовании любого метода моделирования необходимо учитывать следующие свойства сейсмических воздействий.

1. Уравновешенность акселерограммы. Это означает остановку движения (отсутствие скорости) в конце воздействия. В ряде рекомендаций [10, 60, 82] это условие сводится к ограничению остаточных смещений  $y_{осм}$

$$\frac{y_{осм}}{\ddot{y}_{\max} \tau^2} < 0.005, \quad (3.1)$$

где  $\ddot{y}_{\max}$  – пиковое ускорение на акселерограмме,  $\tau$  – продолжительность воздействия.

2. Равенство пикового ускорения натурным данным  $A_{\max} = A_{расч}(T_3)$ , базирующееся на полученной в [30] и приведенной в Рекомендациях [60] корреляционной связи между амплитудой воздействия и преобладающим периодом землетрясения  $T_3$ .

3. Равенство, учитывающее корреляционную связь между максимумами перемещений, скоростей и ускорений, выраженная соотношением:

$$\frac{y_{\max} \cdot \ddot{y}_{\max}}{\dot{y}_{\max}^2} = r e^{-\chi T_3}, \quad (3.2)$$

где  $r = 4.07$ ;  $\chi = 0.54$ ;  $T_3$  – преобладающий период воздействия.

Эта величина характеризует степень узкополосности процесса.

4. Энергетический критерий. Он представляется наиболее важным. В [57] в качестве такого критерия приведена модифицированная интенсивность по Ариасу  $I_A$  и интенсивность по Ариасу  $I'_A$ :

$$I_A = \int_0^{\tau} a^2(t) dt, \quad I'_A = \frac{\pi}{2g} \int_0^{\tau} a^2(t) dt = \frac{\pi}{2g} I_A. \quad (3.3)$$

Как показали дальнейшие исследования, вместо интенсивности по Ариасу широко применяется кумулятивная абсолютная скорость  $CAV$  [61]:

$$CAV = \int_0^{\tau} |a(t)| dt. \quad (3.4)$$

В научно-исследовательском институте США по проектированию энергетических установок ЕИЕЕ, занимающимся сейсмостойкостью различных силовых установок, в том числе ядерных, введено понятие стандартных значений и  $CAV$  [103]. Эти величины снабжаются индексом «std». При вычислении  $I_{A, std}$  и  $CAV_{std}$  из акселерограммы исключаются участки, на которых амплитуда ускорений менее, чем  $0.35 \text{ м/с}^2$ .

Если задаться некоторыми рекомендуемыми значениями амплитуды  $A$ , показателя узкополосности  $\frac{y_{\max} \cdot \ddot{y}_{\max}}{\dot{y}_{\max}^2}$ , модифицированной интенсивностью по Ариасу  $I_A$  и величиной  $CAV$ , то для любой записи мы получим четыре погрешности равные разнице фактических и рекомендуемых значений указанных параметров. Обозначим и погрешности символом  $m_i$ .

$$m_1 = A - [A]; \quad (3.5)$$

$$m_2 = \frac{y_{\max} \cdot \ddot{y}_{\max}}{\dot{y}_{\max}^2} - \left[ \frac{y_{\max} \cdot \ddot{y}_{\max}}{\dot{y}_{\max}^2} \right]; \quad (3.6)$$

$$m_3 = I_A - [I_A]; \quad (3.7)$$

$$m_4 = CAV - [CAV]. \quad (3.8)$$

Аналогичные погрешности могут вводиться и по другим показателям, например, по стандартной величине  $CAV_{std}$ . В формулах (3.5-3.8) в квадратных скобках стоят рекомендуемые значения параметров. Для дальнейшего вычисления



погрешностей  $m_1$ ,  $m_3$  и  $m_4$  их удобно обезразмерить

$$m_1 = \frac{A}{[A]} - 1; \quad m_3 = \frac{I_A}{[I_A]} - 1; \quad m_4 = \frac{CAV}{[CAV]} - 1; \quad (3.9)$$

В результате для каждой записи можно вычислить погрешность

$$er = \sum_{i=1}^4 p_i m_i, \quad (3.10)$$

где  $p_i$  – весовые коэффициенты, удовлетворяющие условию:

$$\sum_{i=1}^4 p_i = 1. \quad (3.11)$$

Здесь вопрос о значимости тех или иных условий и назначении соответствующих весовых коэффициентов.

Определенная статистическая информация приведена в литературе для расчетных амплитуд воздействия [6, 60, 80]. Можно смело сказать, что они имеют большой разброс, особенно для высокочастотных воздействий, что проиллюстрировано на рис. 3.1. Что касается других характеристик, то они построены применительно к землетрясениям Калифорнии и, по мнению разработчиков нормативной базы США, достаточно представительны. Ниже сделана попытка проанализировать степень разброса рассматриваемых характеристик и оценить их значимость.

В соответствии с вышеизложенным, возникает необходимость анализа параметров реальных воздействий.

Для анализа параметров сейсмического воздействия в рамках выполненной работы удалось собрать 35 записей землетрясений, по которым был известен макросейсмический балл. Для каждой акселерограммы были определены интенсивность по Ариасу  $I_A$  и абсолютная кумулятивная скорость  $CAV$ , а также соответствующие акселерограмме смещения и скорости. По пиковым значениям перемещений, скоростей и ускорений был определен показатель узкополосности

$$\kappa = \frac{\ddot{y}_{\max} \cdot y_{\max}}{\dot{y}_{\max}^2}.$$

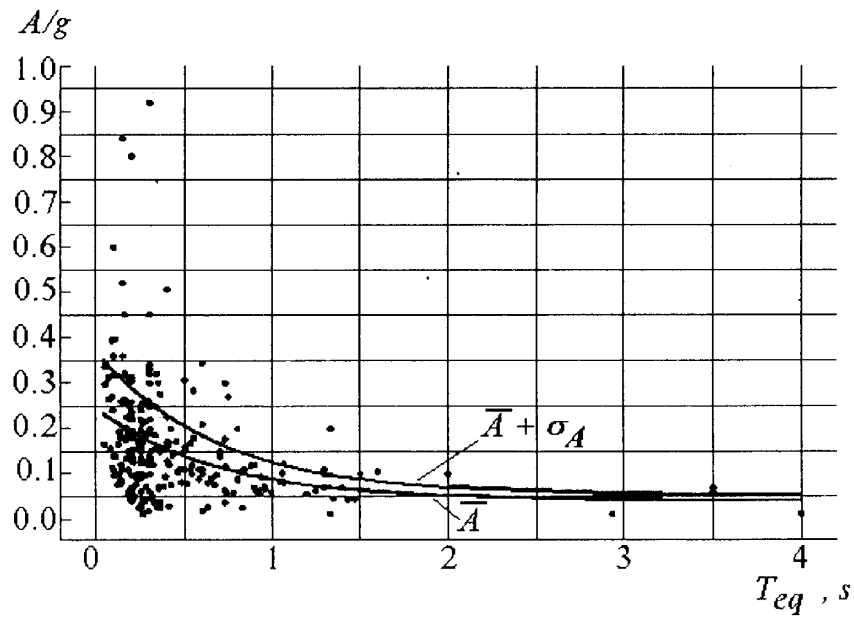


Рис. 3.1 – Нелинейные регрессионные зависимости (для I=8 баллов):

$$1 - \bar{A}(T_3); 2 - \bar{A}(T_3) + \sigma_A(T_3)$$

Кроме того, по всем записям построены спектры ответа и определены преобладающие периоды на сейсмограмме и акселерограмме.

В связи со сложностью подбора представительного пакета акселерограмм, учитывались акселерограммы землетрясений силой от 6 до 10 баллов. Все обработанные акселерограммы и результаты их обработки, упомянутые выше, приведены в таблице 3.1.

Для обработки полученных результатов 6, 7 и 8-балльные воздействия приводились к 9 баллам. При этом, все кинематические характеристики (ускорения, скорости, остаточные смещения) умножались соответственно, на 8, 4 и 2. Это относится и к величине  $CAV$ . Величина  $I_A$  умножалась соответственно, на 64, 16 и 4.

Среди обработанных записей имеются 4 записи силой землетрясения более 9-ти баллов. К ним относятся: Табасское землетрясение в Иране, а также землетрясения Фукусима и Коба в Японии. Пиковые ускорения на акселерограммах этих землетрясений превосходят  $8 \text{ м/с}^2$ . Для включения этих землетрясений в общую обработку, их кинематические характеристики и значения  $CAV$  были разделены на 1.5, а значение  $I_A$  – на 2.25.

В процессе исследования был проанализирован разброс значений исследуемых параметров, а также наличие корреляции между значениями параметров и преобладающим периодом воздействия по акселерограмме землетрясения.

Полученные результаты сопоставлялись с известными рекомендациями, имеющимися в литературе [30] и в нормах США [82].

Таблица 3.1 – Характеристики акселерограмм сильных землетрясений

Наименование воздействия	Направление	Дата	Сейсмологические данные					Кинематические характеристики					Энергетические характеристики		Преобладающие периоды	
			Макросейсмический балл	Магнитуда	Глубина очага	Эпицентральное расстояние	Тип грунта	Пиковое ускорение	Пиковая скорость	Максимальное смещение	Остаточное смещение	Показатель узкополосности к	По Ариасу	CAV	По акселерограмме	По сейсмограмме
Бухарест, Инчерк	N-S	04.03.1977	9	7.2	100	160	3	1.985	0.787	0.323	0.2	1.035	4.57	5.456	1.3	2.4
Вернон		10.03.1933	8					1.35	0.223	0.145	0.106	3.936	0.742	1.835	1	2.4
Газли, Карыкар	E-W	17.05.1976	9	7	30	0	2	6.94	0.555	0.221	0.168	4.979	18.042	10.584	0.14	4.8
Иран, Табас		16.09.1978	9	7.8				9.157	1.146	0.892	0.114	6.219	75.6	34.763	0.2	5.4
Иран, Табас		16.09.1978	9	7.8				8.6	0.98	0.367	0.05	3.286	75.923	34.72	0.24	5.95
США, Калифорния, Эль-Центро	гор	05.18.1940	8	6.7	12	0		3.080	0.421	0.29	0.2	5.03	8.152	6.396	0.5	2.5
Никарагуа, Манагуа		23.12.1972	9	6.2				4.131	0.213	0.061	0	5.554	10.34	9.818	0.34	2.5
Никарагуа, Манагуа		23.12.1972	9	6.2				3.31	0.26	0.082	0	4.015	12.998	10.334	0.38	3.8
СССР, Ташкент		04.07.1966	7	4	3	2		1.47	0.067	0.045	0.041	14.736	0.234	0.457	0.12	4
США, Лома-Приета		17.10.1989	9	7.1				5.557	0.962	0.368	0.235	2.210	49.467	22.575	0.072	3.4

США, Лома-Приета		17.10.1989	9	7.1				6	0.521	0.168	0.12	3.714	19.41	12.747	0.4	2.8
США, Нортридж		17.01.1994	9	6.7				5.925	0.775	0.199	0.058	1.963	16.278	12.216	0.52	2.6
США, Нортридж		17.01.1994	9	6.7				4.71	0.8	0.516	0.32	3.797	24.994	13.872	0.25	2.5
США, Нортридж		17.01.1994	9	6.7				8.268	1.289	0.309	0.043	1.538	31.29	14.71	0.45	3
США, Нортридж		17.01.1994	9	6.7				8.255	1.749	0.494	0.203	1.333	46.17	16.688	0.75	4.2
США, Нортридж		17.01.1994	9	6.7				8.3	0.442	0.573	0.523	24.344	31.079	13.035	0.08	4.6
США, Нортридж		17.01.1994	9	6.7				5.25	0.19	0.101	0.087	14.688	7.103	7.903	1.4	2.8
США, Хелена	NS	20.01.1960	8	5				3.62	0.364	0.169	0.057	4.617	3.934	2.656	0.26	3.2
США, Холистер		09.03.1949	8	5.2				1.745	0.307	0.192	0.069	3.555	4.935	10.89	0.5	5.3
США, Холистер		09.03.1949	8	5.2				3.62	0.63	0.264	0.046	2.408	13.859	14.142	0.52	7.2
США, Холистер		09.03.1949	7	5.2				1.932	0.156	0.102	1.081	8.098	2.72	7.522	0.14	3.4
Тайвань, ЧиЧи	V	21.09.1999	8					0.717	0.142	0.061	0	2.134	1.258	5.494	0.34	4.4
Тайвань, ЧиЧи	NS	21.09.1999	8					1.595	0.219	0.086	0	2.86	5.74	11.768	0.36	4.3
Тайвань, ЧиЧи	EW	21.09.1999	8					1.8	0.393	0.104	0.011	1.212	5.986	11.698	0.54	3.3
Чили		03.03.1985	9	7.7				6.982	0.403	0.109	0.013	4.686	89.262	47.763	0.24	4.8
Чили		03.03.1985	9	7.7				4.352	0.233	0.045	0.006	3.607	39.444	6.316	0.36	1.2
Япония, Кобо	EW	17.01.1995	9	8.3				6.17	0.756	0.160	0.081	1.727	33.831	16.723	0.39	5.2

Япония, Кобо	NS	17.01.1995	9	8.3				8.18	0.92	0.259	0.22	2.503	52.221	19.736	0.37	1.4
Япония, Кобо	UD	17.01.1995	9	8.3				3.32	0.406	0.165	0.046	3.323	11.842	10.525	0.24	1.6
Япония, Фукусима	EWA	11.03.2011	9					1.593	0.115	0.066	0.06	7.95	3.065	8.412	0.6	0.6
Япония, Фукусима	NSA	11.03.2011	9					1.404	0.168	0.09	0.09	4.477	2.805	8.178	0.6	0.9
Япония, Фукусима	UDA	11.03.2011	10					5.64	0.345	0.417	0.347	19.76	73.22	44.86	0.3	5.5
Япония, Фукусима	EWA	11.03.2011	9					8.588	0.466	0.591	0.53	23.373	52.1	35.643	0.14	7
Япония, Фукусима	NSA	11.03.2011	9					9.764	0.51	0.455	0.1	17.073	69.94	38.64	0.16	5.2
Япония, Фукусима	UDA	11.03.2011	10					3.74	0.48	0.525	0.1	8.522	22.287	25.202	0.18	6

Для некоторых землетрясений получены записи, сделанные на разных станциях, а также на одной станции, сделанные в разных направлениях.

Как видно из таблицы 3.1, рассмотренные характеристики землетрясений имеют весьма большой разброс.

Так, показатель  $\kappa = \frac{\ddot{y}_{\max} \cdot y_{\max}}{\dot{y}_{\max}^2}$  меняется в пределах от 1 (Бухарестское землетрясение) до 23 (некоторые записи Фукусимского землетрясения), хотя в среднем, преобладает значение этого показателя порядка 5, как указано в нормах США [82]. При этом указанная величина убывает с ростом преобладающего периода воздействия, что соответствует данным [102]. Этот факт проиллюстрирован на рис. 3.2. Указанный результат хотя и подтверждает в среднем известные рекомендации, но говорит о возможности больших отклонений от средних значений. Это, в свою очередь, означает, что использование средних значений  $\kappa$  не гарантирует консервативного результата расчета.

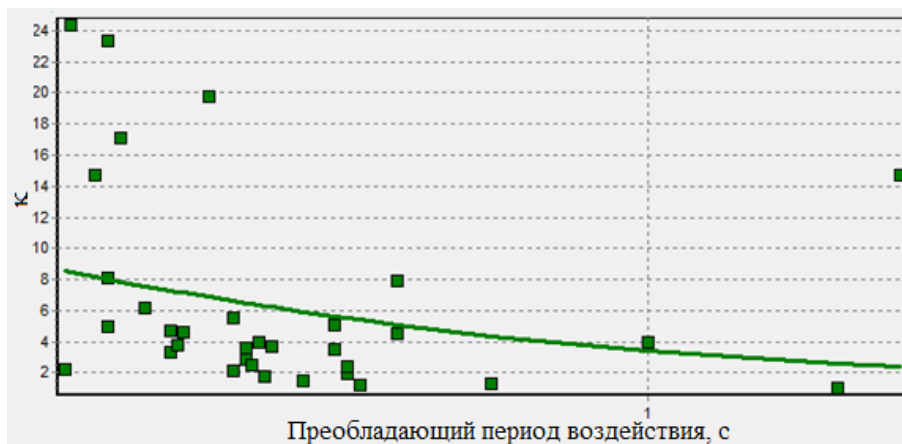


Рис. 3.2 – Зависимость показателя  $\kappa$  от преобладающего периода на акселерограмме  $T$

Интенсивность по Ариасу меняется от 4.6 (Бухарест) до 89 (Чили). При этом наиболее разрушительные землетрясения характеризуются достаточно высоким значением  $I_A$ . Например, для землетрясения в Кобо  $I_A=52$ , а для Табасского землетрясения в Иране  $I_A=75$ . Однако при этом очень сильное Бухарестское землетрясение характеризуется сравнительно низкой величиной  $I_A$ . Имеет место тенденция уменьшения величины  $I_A$  с ростом преобладающего периода на акселерограмме землетрясения. Этот факт, проиллюстрированный на рис. 4.3,

совпадает с результатами исследований [31]. Как видно из рис. 3.3 значение  $I_A$  падает от 45 до 5 с ростом периодов от 0 до 1.5 с.

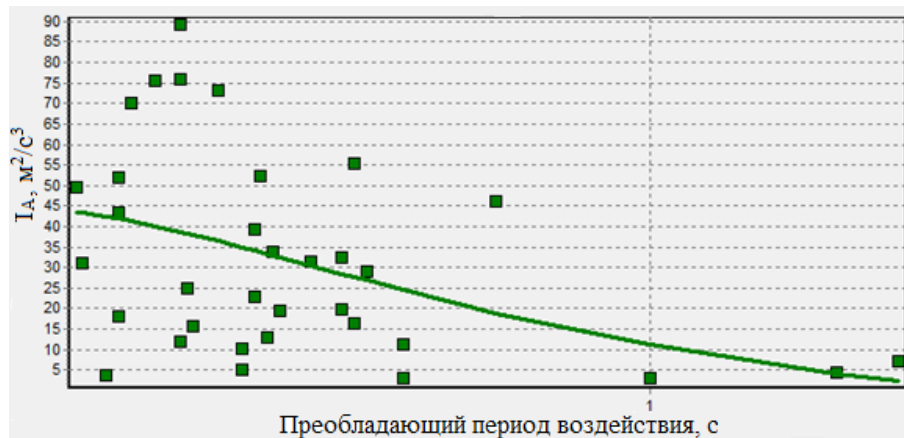


Рис. 3.3. – Зависимость величины  $I_A$  от преобладающего периода на акселерограмме  $T$

Следует отметить, что разница между минимальным и максимальным значением  $I_A$  даже в соответствии со шкалой балльности должна быть равна 4 и диапазон, например, от 10 до 40 следовало бы считать вполне приемлемым. Однако, по представленным данным максимальное значение интенсивности по Ариасу отличается от минимального в 25 раз. Такой разброс величины  $I_A$  можно объяснить двумя причинами. Прежде всего, шкала балльности очень груба и к 9-ти балльным могут быть отнесены землетрясения и 8.5 баллов и 9.5 баллов. При этом, оставаясь в рамках шкалы балльности, существует возможность 16-ти кратного превышения максимального значения над минимальным. Кроме того, на величину интенсивности по Ариасу может влиять спектральный состав воздействия. Для длиннопериодных воздействий, как отмечено выше, величина интенсивности по Ариасу оказывается несколько меньше, чем для высокочастотных.

Меньшим разбросом должна обладать кумулятивная абсолютная скорость  $CAV$ . Для Бухарестского землетрясения величина  $CAV$  составляет 5.5, а для Фукусимского – 45, т.е. максимальное значение превышает минимальное в 8.2 раза. Этот разброс укладывается в допустимые пределы шкалы балльности. По-видимому, по этой причине американский НИИ энергетических установок,



занимающийся вопросами безопасности ТЭС и АЭС, рекомендовал кумулятивную абсолютную скорость в качестве инструментальной характеристики силы землетрясения [103]. Для уменьшения разброса величины  $CAV$  было введено понятие ее стандартного значения. При его подсчете не учитываются участки с малыми значениями ускорений, не приводящими к повреждению конструкций. По приведенным данным можно наблюдать уменьшение величины  $CAV$  с ростом преобладающего периода на акселерограмме землетрясения. Это тенденция показана на рис. 3.4. В среднем величина  $CAV$  меняется от 20 до 13 и может на предварительном этапе проектирования приниматься равной 15 м/с.

Таким образом, при генерации воздействий следует опираться на пиковые ускорения (с учетом их зависимости от периода) и величину  $CAV$ .

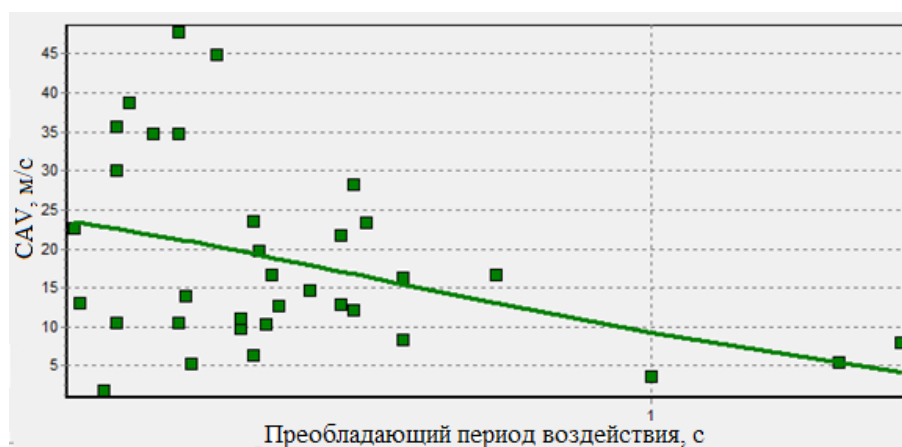


Рис. 3.4 – Зависимость величины  $CAV$  от преобладающего периода на акселерограмме  $T$

Обратимся теперь к кинематическим характеристикам землетрясений. По ускорениям так же имеется значительный разброс натуральных данных, практически от 2 до 8 м/с<sup>2</sup>. Однако имеется четко выраженная корреляция между пиковым ускорением и преобладающим периодом воздействия на акселерограмме землетрясения. Полученная зависимость показана на рис. 3.5 и полностью соответствует данным А.А. Долгой [30].

Что касается скорости, то ее пиковое значение не коррелирует преобладающим периодом воздействия и меняется в достаточно широких

пределах (рис. 3.6), от 1.75 м/с до 0.14 м/с. Это же относится и к пиковым значениям смещений.

Анализ даже небольшой выборки, рассмотренной выше, показывает, что наиболее распространенные средние значения показателей реальных воздействий имеют очень большой разброс. Наиболее устойчивым показателем можно считать абсолютную кумулятивную скорость *CAV*.

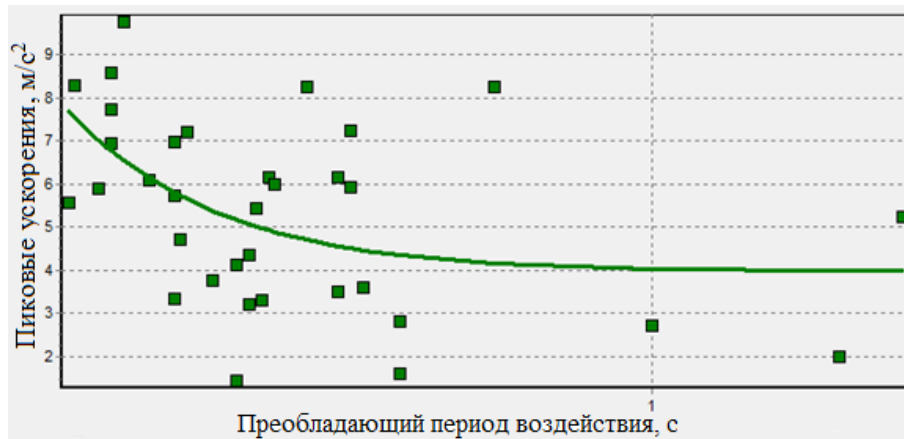


Рис. 3.5. – Зависимость пиковых ускорений от преобладающего периода на акселерограмме *T*

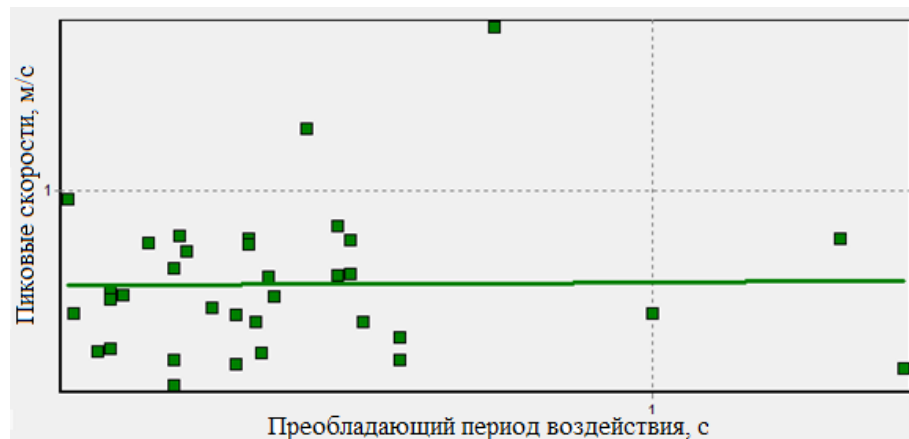


Рис. 3.6. – Зависимость пиковых скоростей от преобладающего периода на акселерограмме *T*

### 3.2 Задание уровня расчетного воздействия с позиций теории надежности и риска

Обоснование допустимой вероятности превышения уровня расчетных ускорений проектного землетрясения (ПЗ) и максимального расчетного

землетрясения (МРЗ) при проектировании сооружений становится необходимым в том случае, если возникает вопрос снижения расчетных нагрузок за счет применения сейсмоизоляции и демпфирующих устройств. На конструкции такого рода СП [70] не распространяется, и требуется расчет сооружений по акселерограммам землетрясений. Для расчетных акселерограмм необходимо задать уровень сейсмического воздействия. Этот уровень назначается исходя из допустимой вероятности его превышения.

Базовыми для решения этой задачи являются два положения:

- 1) Вероятность превышения ускорениями заданного уровня равно произведению двух вероятностей – вероятности возникновения землетрясения заданной силы и вероятности того, что при землетрясении заданной силы будет превышено заданное ускорение. Вероятность возникновения землетрясения заданной силы берется по карте общего сейсмического районирования (ОСР). Вероятность того, что для рассматриваемого землетрясения будет превышен расчетный уровень берется в соответствии с Рекомендациями [60].
- 2) Допустимая вероятность отказа (т. е. ситуация, при которой превышаются расчетные ускорения) принимается равной той вероятности, которую допускает СП [70].

Нормирование уровня сейсмического воздействия (расчетных ускорений дневной поверхности) с позиций теории надежности исходит из ограничения вероятности превышения ускорениями расчетного значения за срок службы сооружения, а уравнение для определения расчетного ускорения  $A_K$  имеет вид [68]:

$$\sum_{I=7}^{10} p_i \varepsilon_{iK}(A_K) = q_{сл}^{(KK)} \quad (3.12)$$

где  $p_i$  – вероятность возникновения за срок службы  $T_{сл}$  землетрясения силой  $I$  баллов,  $\varepsilon_{iK}$  – вероятность того, что при землетрясении силой  $I$  баллов будет превышен расчетный уровень ускорений  $A_K$  для землетрясения силой  $K$  баллов;  $q_{сл}^{(K)}$  – допустимая вероятность отказа, т.е. превышения ускорениями расчетного уровня  $A_K$  за срок службы сооружения  $T_{сл}$ .

При анализе вероятности появления землетрясений в литературе [68, 69] наиболее часто используется закон распределения Пуассона. В соответствии с ним

$$P(I) = 1 - e^{-\frac{T_{сл}}{T(I)}}, \quad (3.13)$$

где  $T(I)$  – средняя повторяемость сотрясений силой  $I$  баллов.

Для определения величины  $\varepsilon_{iK}$  была использована эмпирическая связь, полученная А.А. Долгой [30] и связывающая величину расчетных ускорений  $A_K$  с преобладающим периодом воздействия и допустимой вероятностью их превышения  $\varepsilon = \varepsilon_{iK}$ :

$$A_K = [a(\varepsilon) \cdot (e^{-1.8T} + c(\varepsilon) \cdot e^{-4.1T}) + b(\varepsilon)] \cdot 2^{K-8}. \quad (3.14)$$

В формуле (3.14)  $T$  – преобладающий период воздействия, который в запас принимается равным периоду основного тона колебаний сооружения,  $a(\varepsilon) = 0.0946 \cdot |\lg \varepsilon| + 0.142$ ;  $b = 0.0158 \cdot |\lg \varepsilon| + 0.0586$ ;  $c(\varepsilon) = 0.4 \cdot (1 - e^{-2.14|\lg \varepsilon|})$ .

Формула (3.14), связывающая величину  $A_K$  с вероятностью  $\varepsilon_{iK}$ , получена в работах А.А. Долгой, А.В. Индейкина и А.М. Уздина [108] в предположении распределения максимумов ускорений землетрясения по закону Вейбулла на основе обработки записей более 300 землетрясений.

Для определения величины расчетных ускорений при ПЗ и МРЗ необходимо задать допустимую вероятность. Для этого необходимо учесть, по какой карте рассчитывается сооружение и на какую расчетную сейсмичность. Уровень ПЗ принимается равным  $A_{ПЗ} = K_I \cdot A_{МРЗ}$ . Допустимая вероятность должна быть задана так, чтобы для этих сооружений получить нормативные значения ускорений. Определение этих вероятностей выполняется численно. Для этого, решая уравнение (3.13) для базовых исходных данных, рассчитываются значения ускорений  $A_K$  при задаваемых последовательно значениях допустимой вероятности превышения уровня расчетных ускорений. По этим результатам строится зависимость значений ускорений от десятичного логарифма допустимой вероятности превышения уровня расчетных ускорений. После этого решается

обратная задача – по имеющемуся графику находятся допустимые вероятности превышения уровня расчетных ускорений при значениях ускорений для ПЗ и МРЗ.

Описанная выше методика была применена при проектировании автодорожного моста через р. Катунь в Алтайском крае. Специфика проектирования заключалась в том, что мост расположен в исключительно опасном сейсмическом районе с ситуационной сейсмичностью 8, 9, 10 по картам ОСР-97, но при этом отнесен заказчиком к малоответственным объектам, и проектирование велось по карте А, т.е. на 8 баллов.

Вероятность возникновения землетрясения силой 8 баллов была взята по карте ОСР, для рассматриваемого региона она составляет 1/500.

Допустимая вероятность отказа была принята равной той вероятности, которую допускает СП [70] для объектов массового строительства при проектировании по карте «А». При этом было учтено, что нормативные значения ускорений соответствуют именно объектам массового строительства с периодом основного тона колебаний  $T=0.25...0.35$  с. Для них уровень МРЗ в долях  $g$  принимается равным  $1,5A$ , где  $A=0.2$ , а коэффициент 1,5 вводится дополнительно в соответствии с п. 2 СНИП [72]. Таким образом  $A_{МРЗ}=0.3$ . Уровень ПЗ принимается равным  $A_{ПЗ}=K_I \cdot A_{МРЗ}=0.25 \cdot 0.3=0.075$ .

Базовые исходные данные для расчета значений ускорений  $A_K$  представлены в таблице 3.2.

Таблица 3.2 – Базовые данные для оценки уровня сейсмического воздействия на объекты массового строительства в регионе с ситуационной сейсмичностью 8, 9, 10

Срок службы сооружения, годы	Преобладающий период воздействия, с	Повторяемость землетрясений силой $I$ баллов в годах			
		$I=7$	$I=8$	$I=9$	$I=10$
100	0.3	200	500	1000	5000

Полученные результаты приведены в таблице 3.3.

Таблица 3.3 – Значения ускорений  $A_K$  при заданных значениях допустимой вероятности превышения уровня расчетных ускорений  $q_{сл}^{(K)}$

№ п/п	Допустимая вероятность превышения уровня расчетных ускорений $q_{сл}^{(K)}$	Значения ускорений $A_K$
1	0,001	1,0651
2	0,005	0,8548
3	0,01	0,7731
4	0,02	0,6995
5	0,03	0,4820
6	0,04	0,4378
7	0,05	0,4130
8	0,06	0,3960
9	0,07	0,3833
10	0,1	0,3578
11	0,2	0,1752
12	0,25	0,1551
13	0,3	0,1615
14	0,4	0,0099
15	0,5	0,0085
16	0,6	0,0076
17	0,65	0,0073

Построенная зависимость значений ускорений от десятичного логарифма допустимой вероятности превышения уровня расчетных ускорений представлена на рис. 3.7.

Далее по имеющемуся графику были найдены допустимые вероятности превышения уровня расчетных ускорений при значениях ускорений для ПЗ и МРЗ, что также отражено на рис. 3.7.

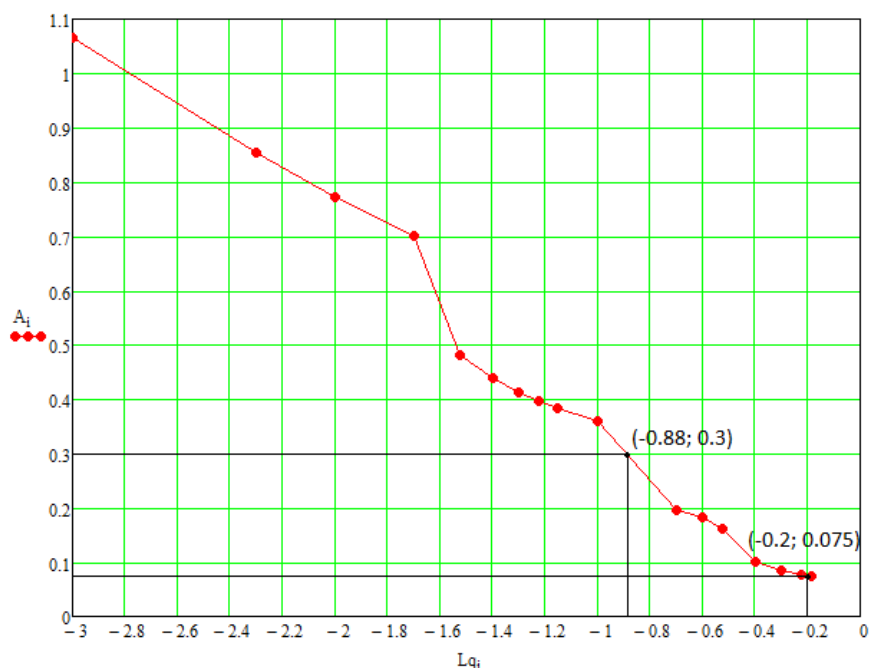


Рис. 3.7 – Зависимость уровня расчетных ускорений от вероятности отказа  $[q]$

Таким образом ускорению  $A_{MP3}=0.3$  соответствует  $lgq=-0.88$ , а ускорению  $A_{ПЗ}= 0.075$  –  $lgq=-0.2$ . Откуда получаем:

$$q_{MP3} = 10^{-0.88} = 0.132;$$

$$q_{ПЗ} = 10^{-0.2} = 0.627.$$

Т.е. допустимая вероятность превышения ускорениями их расчетного значения для МРЗ составляет 63%, для ПЗ – 13%.

### 3.3 Разработка методики моделирования расчетных акселерограмм с учетом свойств сооружения и сейсмогеологических условий площадки строительства

Для более полной возможности учета сейсмологических особенностей площадки строительства ниже предлагается модель сейсмического воздействия, основанная на исследованиях Л.Н. Дмитровской и А.М.Уздина [25, 128]. В указанных исследованиях воздействие представлено как сумма импульса скорости и белого шума. Такое разделение можно провести для всех записей сильных землетрясений. Если импульс воздействует на однородную среду, то в ней распространяется бегущая волна, на фронте которой возникает разрыв

смещений. За фронтом волны среда получает остаточные смещения. При прохождении волны в неоднородной среде она встречает на своем пути различные дислокации, приводящие к дифракции сейсмических волн и возникновению дополнительных волн, связанных с собственными колебаниями включений, возбужденных проходящей волной. Следствием этого является сложение исходной и дополнительных волн. В соответствии с изложенным из записей землетрясений может быть выделен процесс в виде импульса скорости, для которого ускорение  $a(t)$ , скорость  $v(t)$  и смещение  $u(t)$  описывается уравнениями:

$$a(t) = \begin{cases} u_{\max}/t_0^2 \\ -u_{\max}/t_0^2 \\ 0 \end{cases}, \quad v(t) = \begin{cases} u_{\max}t/t_0^2 \\ \frac{u_{\max}}{t_0} \left(2 - \frac{t}{t_0}\right) \\ 0 \end{cases}, \quad u(t) = \begin{cases} \frac{u_{\max}}{2} \left(\frac{t}{t_0}\right)^2 \\ \frac{u_{\max}}{2} \left[-\left(\frac{t}{t_0}\right)^2 + 4 \cdot \left(\frac{t}{t_0}\right) - 2\right] \\ u_{\max} \end{cases}, \quad (3.15)$$

где  $u_{\max}$  – остаточные смещения;  $t_0$  – продолжительность половины ступенчатого процесса.

Такое представление было впервые предложено [111] и развито в статьях [128, 129].

Графики ускорений, скоростей и смещений рассматриваемого процесса показаны на рис. 3.8.

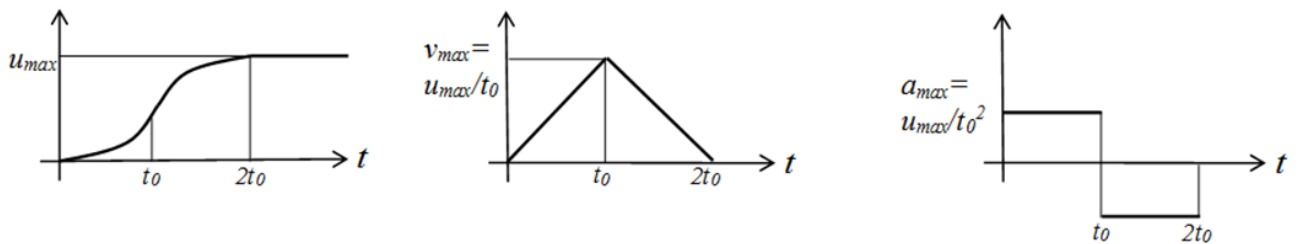


Рис. 3.8 – Графики смещений, скоростей и ускорений для ступенчатого процесса

Импульс скорости  $v(t)$  представляется треугольной зависимостью во времени продолжительностью  $2t_0$ . Вообще говоря, величина и продолжительность импульса связаны с параметрами возможных очагов землетрясений и зависят от



магнитуды и гипоцентрального расстояния. Однако при отсутствии информации об очагах следует принимать величину  $2t_0$  равной периоду основного тона колебаний сейсмоизолированной системы. Компонента воздействия в виде импульса скорости является определяющей для перемещений элементов сейсмоизолированного сооружения.

Принципиальным в представлении (3.15) является тот факт, что параметры импульса скорости связаны с характеристиками очага землетрясения.

Величина остаточного смещения  $u_{max}$  и продолжительность импульса  $2t_0$  определяется гипоцентрального расстоянием  $R$  и магнитудой воздействия  $M_w$ :

$$t_0 = 10^{(-3.471+0.5 \cdot M_w)}; \quad u_{max} = 10^{(-6.3+M_w-\log(R))}. \quad (3.16)$$

В соответствии с [111] и формулами (3.16) остаточные смещения после прохождения импульса скорости возрастают с ростом магнитуды  $M_w$  и убывают с ростом гипоцентрального расстояния  $R$ . Продолжительность импульса также возрастает с ростом магнитуды. Вместе с тем, пиковое ускорение  $a_{max}$  не зависит от амплитуды и определяется следующей зависимостью

$$a_{max} = \frac{u_{max}}{t_0^2} = \frac{4.35}{R}, \quad (3.17)$$

где величина гипоцентрального расстояния задается в километрах, а ускорения получаются в  $m/c^2$ .

В работах [128, 129] показано, что импульс скорости можно выделить в реальных воздействиях. На рис. 3.9 приведены акселерограмма, велосигграмма, сейсмограмма и спектр смещений землетрясения Чи-Чи (Тайвань, 1999). На сейсмограмме смещения от импульса скорости преобладают.

На рис. 3.10 приведено выделение импульса скорости для акселерограммы Инчерк (Бухарест, 1978).

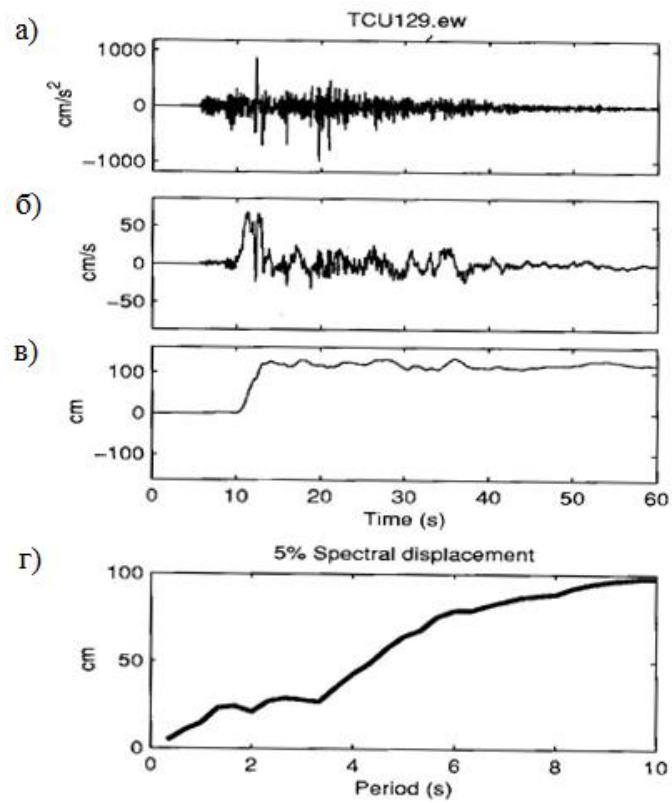


Рис. 3.9 – Акселерограмма (а), велосиграмма (б), сейсмограмма (в) и спектр смещений (г) землетрясения Чи-Чи (Тайвань, 1999)

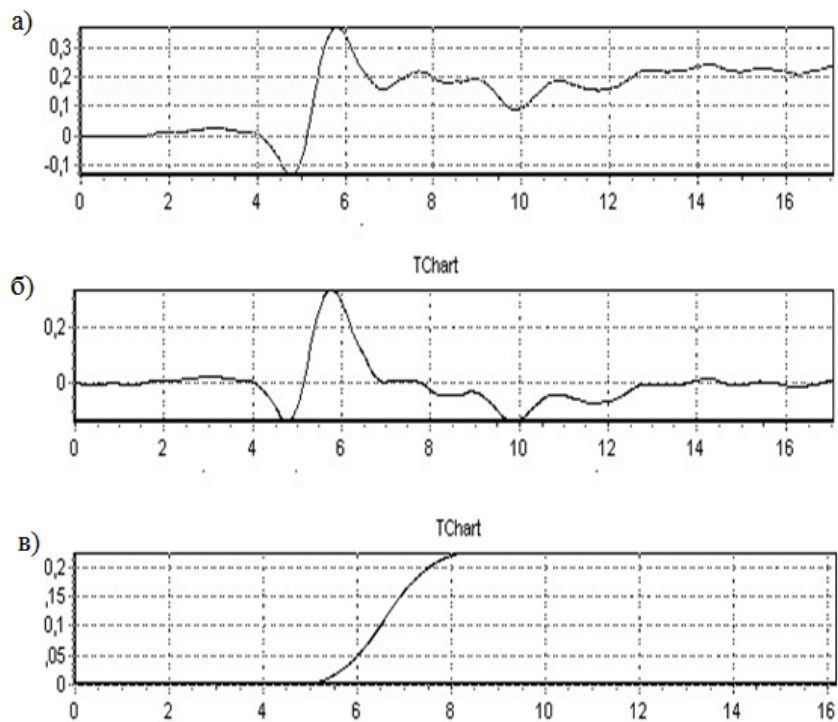


Рис. 3.10 – Акселерограмма (а), велосиграмма (б) и сейсмограмма (в) землетрясения Инчерк (Бухарест, 1978)

Указанные исследования позволяют искать расчетное воздействие в виде суммы некоторого импульса скорости и поличастотного процесса. Импульс скорости увязывается с имеющимися сейсмологическими данными, а поличастотный процесс выбирается наиболее опасным для сооружения.

На основе рассмотренных исследований велосиграмма расчетного воздействия записывается в виде:

$$\dot{y}_0 = V(t - \varphi) \cdot \eta(t - \varphi) + \sum_{i=1}^3 a_i e^{-\alpha_i t} (1 - e^{-\beta_i t}) \sin \omega_i t, \quad (3.18)$$

где  $\varphi$  – сдвиг фаз от начала землетрясения до момента прихода импульса скорости к сооружению;

$$\eta(z) = \begin{cases} 0, & z \leq 0 \\ 1, & z > 0 \end{cases} \text{ – функция Хевисайда.}$$

Частоты  $\omega_i$  задаются резонансными для сооружения, что делает предлагаемую модель опасной, а расчеты с ее использованием консервативными.

После задания частот в модели остаются 12 неопределенных параметров.

Три параметра – это характеристики импульса скорости  $\varphi$ ,  $a_{max}$  и  $t_0$ . Учитывая зависимости (3.16), (3.17), вместо варьирования параметров  $a_{max}$  и  $t_0$  целесообразно варьировать физически более ясные параметры  $M_w$  и  $R$ , диапазон изменения которых приводится в материалах изысканий.

Остальные 9 параметров – это значения  $a_i$ ,  $\alpha_i$ ,  $\beta_i$  во второй части представления (3.18).

### **3.4. Разработка программных средств для моделирования сейсмического воздействия**

Программа для генерации воздействия по описанной методике написана на языке СИ++ в среде Windows.

Исходными данными для генерации акселерограммы являются диапазоны («минимум» и «максимум») и минимальные шаги следующих величин:

- магнитуда;
- эпицентральное расстояние;

- амплитуды гармонических составляющих воздействия  $A_1, A_2, A_3$ ;
- параметры  $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3$ ;
- параметры  $\beta_1, \beta_2, \beta_3$ .

Также необходимо задать количество точек, которыми в процессе расчета программа будет делить заданные диапазоны на отрезки. Задаваемое количество точек включает в себя граничные точки диапазона. Если задать количество точек меньше 5, то расчет будет иметь большую погрешность.

Далее задаются значения расчетной амплитуды воздействия, его интенсивности по Ариасу и значения частот  $\omega_1, \omega_2, \omega_3$ .

Помимо перечисленных значений, необходимо задать категорию грунта в соответствии с СП [70].

Кроме того, исходными данными являются веса определяемых программой погрешностей расчета («ошибки»). Погрешности вычисляются относительные, представляют собой разницу между задаваемыми значениями параметров и полученными в результате расчета.

При реализации расчетного алгоритма вычисляются следующие погрешности:

- «по амплитуде», т.е. между заданным значением амплитуды воздействия и полученным в результате расчета; также проверяется выполнение следующих условий

$$|A_1| > |A_2|; \quad A_1^2 > A_2^2 + A_3^2; \quad (3.19)$$

- «по бетта», вычисляется разница между задаваемыми коэффициентами динамики и коэффициентами динамики, которыми обладает полученная акселерограмма;

- «по соотношению пиковых параметров», т.е. вычисляется разница между показателем  $\frac{y_{\max} \cdot \ddot{y}_{\max}}{\dot{y}_{\max}^2}$ , сгенерированной акселерограммы и его значением, равным

5. Здесь  $y_{\max}, \dot{y}_{\max}, \ddot{y}_{\max}$  – пиковые значения смещения, скорости и ускорения полученного воздействия.

- «по Ариасу», т.е. между заданным значением интенсивности по Ариасу и ее

значением полученной акселерограммы.

Дробные значения всех параметров расчета необходимо вводить через точку.

На рис. 3.11 представлен интерфейс описываемой программы.

Рис. 3.11 – Интерфейс программы для генерации расчетного воздействия

После ввода всех перечисленных значений и нажатия на кнопку «Рассчитать» программа начинает выполнять расчет по заданному алгоритму, указывая при этом время начала расчета.

Параметры модели, определяются аналогично тому, как это было сделано в

Рекомендациях [60]. Они подбираются так, чтобы минимизировать разницу в пиковых ускорениях, показателе  $\frac{\ddot{y}_{\max} y_{\max}}{\dot{y}_{\max}^2}$  и интенсивности по Ариасу для предлагаемой модели и для реальных сейсмических воздействий.

Расчет выполняется следующим образом. На первом шаге заданные диапазоны значений параметров делятся заданным количеством точек на определенное число отрезков. Программа осуществляет перебор всех полученных точек и крайних точек диапазонов, выбирая те значения, для которых ошибка окажется наименьшей. На втором шаге расчет повторяется для новых областей значений параметров. Новая область представляет собой два отрезка предыдущего диапазона значений, взятых справа и слева от точки, выбранной программой в предыдущем шаге. Далее новая область также делится на определенное количество отрезков, заданным изначально количеством точек, и расчет повторяется. Этот процесс повторяется до тех пор, пока вновь найденная область не станет меньше или равна заданному пользователем минимальному шагу. Таким образом, программа выполняет 11 вложенных циклов.

Если в предыдущем шаге была выбрана точка абсолютного максимума или минимума, заданная пользователем, то новая область будет представлять собой отрезок только слева или только справа соответственно. Если в предыдущем шаге была выбрана граничная точка отрезка (максимум или минимум), то новая область будет сдвинута на один шаг текущего цикла вправо или влево соответственно.

Искомые 11 параметров перебираются в такой последовательности: внешний цикл –  $\alpha_1$ , следующий –  $\beta_1$ , затем  $\alpha_2$ ,  $\beta_2$ ,  $\alpha_3$ ,  $\beta_3$ ,  $A_1$ ,  $A_2$ ,  $A_3$ , радиус, магнитуда. После вычисления «амплитуд» происходит проверка условий «по амплитуде». Расчет радиуса и магнитуды выполняется только в том случае, если эти условия выполняются и ошибка не превышает найденные ранее. Проверка условий «по амплитуде» до завершения внешнего цикла программы позволяет сократить общее время расчета, так как процесс вычисления радиуса и магнитуды является самым трудоемким.

Вычисление оптимального значения параметров происходит на каждом шаге, в окно ответов выводится значение, полученное последним.

В процессе расчета заданные диапазоны значений параметров уточняются и на экран выводятся те диапазоны, в пределах которых ведется расчет в данный момент. Окна с этими значениями могут окрашиваться в различные цвета: зелёный – дробление шага, красный – диапазон сдвигается влево, жёлтый – вправо.

В течение каждого цикла пересчитывается «ошибка» (погрешность), вычисленная на данный момент ошибка также отображается в окне программы.

После завершения расчета программа выводит на экран результаты в окне «ShowResults» (рис. 3.12).

В этом окне представлены:

- найденные значения параметров: их минимальные, максимальные и оптимальные значения;

- вычисленные ошибки: представлены значения каждой из ошибок, а также суммарное значение ошибки, полученное с учетом веса каждой из его составляющей.

В этом же окне находятся кнопки «Сохранить результаты», «Сохранить результаты как» и «Показать графики».

При нажатии на кнопку «Сохранить результаты» сохранение производится в файлы по умолчанию (acc.txt, vel.txt, disp.txt), нажатие на кнопку «Сохранить результаты как» дает возможность сохранить результаты в другие файлы или переименовать потом данные файлы.

После нажатия на кнопку «Показать графики» на экран выводятся акселерограмма, велосиграмма и сейсмограмма предполагаемого сейсмического воздействия (рис. 3.13).

The screenshot shows a window titled 'ShowResults' with a table of results. The table has three columns: 'Минимум', 'Оптимум', and 'Максимум'. The parameters listed are Бетта1, Бетта2, Бетта3, Альфа1, Альфа2, Альфа3, Ампл1, Ампл2, Ампл3, Расст, and Магн. Below the table are several error metrics and a calculation time, followed by three buttons: 'Сохранить результаты', 'Сохранить результаты как', and 'Показать графики'.

	Минимум	Оптимум	Максимум
Бетта1	0.7593	0.765	0.7681
Бетта2	0.02	0.02	0.0258
Бетта3	1.5071	1.51	1.5115
Альфа1	1.9804	2	1.9902
Альфа2	1.0181	1.02	1.0209
Альфа3	1.0181	1.02	1.0209
Амп1	0.5092	0.51	0.5106
Амп2	0.02	0.02	0.0238
Амп3	0.02	0.02	0.0238
Расст	13.6328	13.75	13.8086
Магн	3	3	3.039
Минимальная ошибка	1.253		
Ошибка отношения	0.268		
Ошибка амплитуды	1.245		
Ошибка ариаса	0.000		
Время расчёта	0 часов 14 минут		

Сохранить результаты

Сохранить результаты как

Показать графики

Рис 3.12 – Окно «ShowResults» с результатами расчета



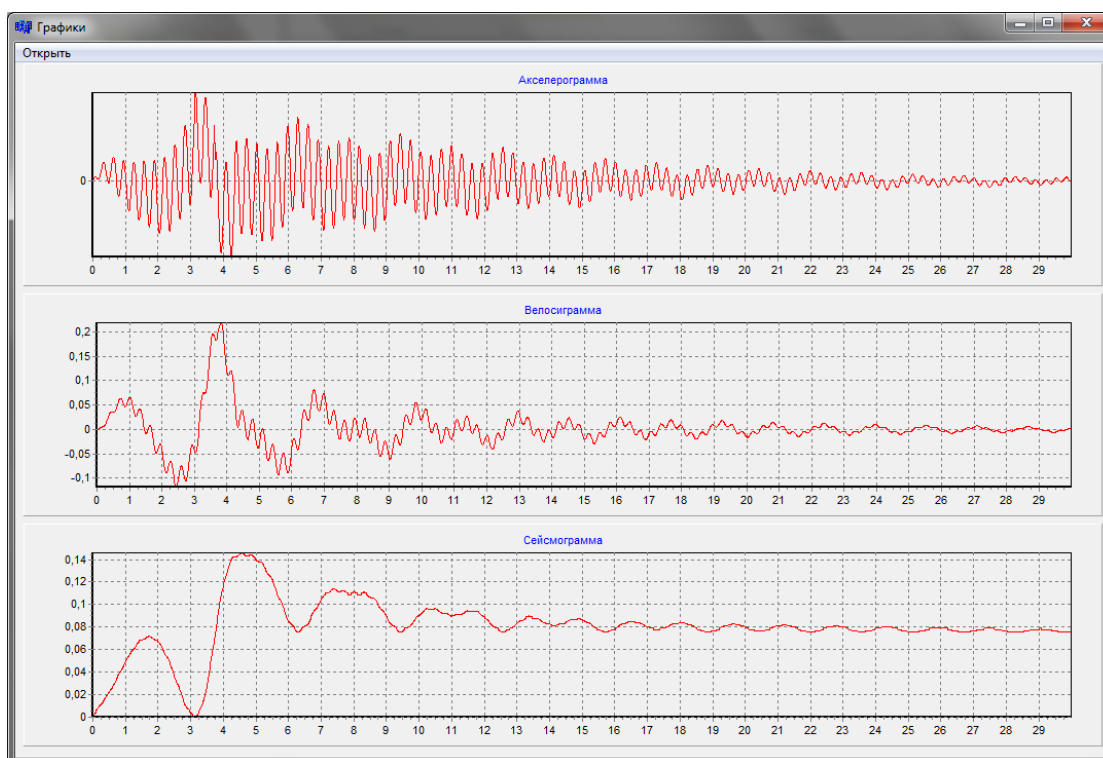


Рис. 3.13 – Акселерограмма, велосигграмма и сейсмограмма сейсмического воздействия

### Выводы по главе 3

1. Выполнен анализ кинематических, спектральных и энергетических характеристик сейсмического воздействия на основе имеющихся записей землетрясений.

2. Анализ характеристик сейсмических воздействий показал, что кинематические, спектральные и энергетические характеристики сейсмических воздействий имеют значительный разброс, но в целом зависят от преобладающей частоты сейсмического воздействия.

3. Разработана методика пересчета пиковых ускорений на различные сооружения, исходя из условия равной вероятности превышения пиковых ускорений сейсмического воздействия при резонансных колебаниях.

4. Анализ существующих методов моделирования сейсмических воздействий показал, что:

- на сегодняшний сформированы два подхода к заданию расчетного воздействия: для площадки строительства и для проектируемых сооружений;

- более надежным является моделирование воздействий для сооружений, когда воздействие подбирают наиболее опасным для проектируемого объекта;
- наиболее распространенной является методика, предложенная А.М. Уздиным и А.А. Долгой, позволяющая учесть самые общие характеристики землетрясения: пиковую амплитуду и интенсивность по Ариасу.

5. Разработана новая модель сейсмического воздействия, генерируемая для рассматриваемого сооружения и учитывающая особенности возможных очагов землетрясений (магнитуду, эпицентральное расстояние, глубину очага).

6. Разработана программа на языке C++ в среде Windows XP для реализации предлагаемой модели сейсмического воздействия.

## **4. ОСОБЕННОСТИ ПРИМЕНЕНИЯ ПРЕДЛАГАЕМЫХ МЕТОДОВ РАСЧЕТА СЕЙСМОИЗОЛИРОВАННЫХ СИСТЕМ**

В настоящей главе приведены расчеты зданий без сейсмоизоляции (параграф 4.1) и расчеты сейсмоизолированных зданий (параграф 4.2) на пакет различных акселерограмм. При этом использованы акселерограммы, рассмотренные в предыдущей главе, включающие 34 акселерограммы прошлых землетрясений, синтетические акселерограммы, сгенерированные в соответствии с Рекомендациями [60] по методике А.А. Долгой, синтетические акселерограммы Аннаева-Уздина [36] и синтетические акселерограммы, сгенерированные по методике, предложенной в настоящей диссертации. Как показано выше, акселерограммы прошлых землетрясений имеют большой разброс параметров, по которым их пытаются классифицировать, и выбор наихудшего воздействия становится важной задачей.

Конечной целью проводимых расчетов было сопоставление результатов расчетов по реальным и синтетическим акселерограммам.

### **4.1 Расчеты зданий без сейсмоизоляции по акселерограммам землетрясений**

#### **4.1.1 Результаты расчетов по реальным акселерограммам**

В настоящем параграфе автором выполнены расчеты характерных объектов на сейсмические воздействия, представленные записями прошлых землетрясений. В качестве объектов были выбраны типовые здания, применяемые для застройки г. Ашхабад. Проектную документацию по этим зданиям, а также характеристики грунтовых условий были получены автором из НИИСС Министерства строительства Туркменистана в ходе выполнения хоз. договорных работ. Динамические характеристики зданий рассчитаны К.В. Воробьевой и О.П. Нестеровой [24] в рамках гранта ПГУПС под руководством автора диссертации. Эти характеристики приведены в таблицах 4.1 – 4.4.

Таблица 4.1 – Динамические характеристики 3-этажного здания без сейсмоизоляции

Тип основания	Динамические характеристики здания	№ формы колебаний		
		1	2	3
Скальное	Период колебаний, с	0.0488	0.0172	0.0104
	Модальное затухание (коэффициент неупругого сопротивления по формам)	0.1	0.1	0.1
Слабое, вдоль $E_0=10$ МПа	Период колебаний, с	0.0978	0.0261	0.0115
	Модальное затухание (коэффициент неупругого сопротивления по формам)	0.336	0.231	0.114
Слабое, поперек $E_0=10$ МПа	Период колебаний, с	0.197	0.0307	0.0115
	Модальное затухание (коэффициент неупругого сопротивления по формам)	0.547	0.311	0.113

Таблица 4.2 – Динамические характеристики 5-этажного здания без сейсмоизоляции

Тип основания	Динамические характеристики здания	№ формы колебаний		
		1	2	3
Скальное	Период колебаний, с	0.355	0.0696	0.0317
	Модальное затухание (коэффициент неупругого сопротивления по формам)	0.1	0.1	0.1
Слабое, $E_0=8$ МПа	Период колебаний, с	0.478	0.113	0.0419
	Модальное затухание (коэффициент неупругого сопротивления по формам)	0.134	0.163	0.119

Таблица 4.3 – Динамические характеристики 9-этажного здания без сейсмоизоляции

Тип основания	Динамические характеристики здания	№ формы колебаний		
		1	2	3
Скальное	Период колебаний, с	0.433	0.105	0.0511
	Модальное затухание (коэффициент неупругого сопротивления по формам)	0.1	0.1	0.1
Слабое, $E_0=10$ МПа	Период колебаний, с	0.818	0.141	0.0621
	Модальное затухание (коэффициент неупругого сопротивления по формам)	0.145	0.141	0.120

Таблица 4.4 – Динамические характеристики 12-этажного здания без сейсмоизоляции

Тип основания	Динамические характеристики здания	№ формы колебаний		
		1	2	3
Скальное	Период колебаний, с	2.375	0.452	0.168
	Модальное затухание (коэффициент неупругого сопротивления по формам)	0.1	0.1	0.1
Слабое, $E_0=10$ МПа	Период колебаний, с	3.106	0.514	0.198
	Модальное затухание (коэффициент неупругого сопротивления по формам)	0.102	0.103	0.105

Результаты выполненных расчетов сведены в таблицу 4.5. Из таблицы видно, что самая сильная с точки зрения энергии акселерограмма в Чили 1985 г. ( $I_a=89$ ) не является самой опасной для всех сооружений. Также не являются критерием опасности и пиковые ускорения, которые регламентируются российскими нормами ( $4\text{ м/с}^2$ ,  $2\text{ м/с}^2$  и  $1\text{ м/с}^2$  для соответственно 9, 8 и 7 баллов). Например, самое большое пиковое ускорение ( $9.157\text{ м/с}^2$ ) имеет землетрясение «Табас2», а момент в уровне обреза фундамента для 12-тиэтажного здания, соответствующий этому землетрясению, составляет 2 234 789. Однако момент от землетрясения «Холистер» составляет 3 456 165 при пиковых ускорениях  $3.49\text{ м/с}^2$ .

Таким образом, известные характеристики, применяемые для описания силы сейсмического воздействия (интенсивность по Ариасу, кумулятивная абсолютная скорость, пиковые ускорения), нельзя считать показателями опасности сейсмического воздействия для сооружений.

Как показывает анализ, опасным воздействием является то, у которого преобладающий период на акселерограмме совпадает с частотой основного она колебаний сооружения. В выполненных расчетах исключения составили длиннопериодные сооружения: 9-ти этажное здание на лессовых грунтах с периодом  $T=0.818$  с и 12-ти этажное здание на слабых грунтах с периодом  $T=3.104$  с. В первом случае (9-ти этажное здание), в рассматриваемом пакете воздействий отсутствовала резонансная акселерограмма. Наиболее опасным при этом оказалось землетрясение Холистер с преобладающим периодом  $T=0.52$  с. Во

втором случае 12-ти этажное здание на слабых грунтах имеет период  $T=3.104$  с. Близкий период, но не на акселерограмме, а на сейсмограмме наблюдается для землетрясения «Лома-Приета» с преобладающим периодом  $T=3.4$  с.

Таблица 4.5 – Значения моментов в уровне подошвы фундамента (тМ)

Название объекта	трехэтажка жесткая на скале oldAshhabad-rock	трехэтажка жесткая на лессах oldAshhabad-soil	пятиэтажка на скале guanch5rock	пятиэтажка на лессе guanch 5 et with isol	9-этажка на скале guanch9rock	9-этажка на лессе guanch9soil	12-этажка на скале guanch12rock	12-этажка на лессе guanch12soil
<b>Инчерк</b>	525.52	566.54	280 955.0	438171.6	1110287	1053794	1 872 813	1 564 596
<b>GAZLI</b>	2121.02	1153.86	639 113.2	565 850.8	1565517	766 292.4	1 046 564	908575.4
<b>chili85</b>	2057.14	1810.30	844587.3	875228.5	2568090	1480518	1 118 156	1011297
<b>chili85n</b>	1231.77	845.52	883244.1	486465.6	1807792	1018226	667 639.2	389884.3
<b>KobeEW</b>	1229.25	1391.91	1422186	788943.5	2776992	3448505	1 491 502	1 078 756
<b>KobeNS</b>	1636.94	1716.64	1833008	1524243	4339040	3356856	1 536 859	1 371 914
<b>KobeUD</b>	675.46	926.46	446650.4	459782.5	1340439	1243108	696 628.4	575 790.8
<b>LomaPrieta00</b>	2007.61	1341.70	748033.3	1352618	3430102	2888615	<b>3 248 249</b>	3 160 103
<b>LomaPrieta90</b>	1604.08	1142.17	709495.4	732225.0	2258921	1766722	1 476 029	1056892
<b>managua090</b>	1025.70	1140.17	656325.2	427744.5	906515.4e	715107.8	654 798.4	411822.8
<b>managua180</b>	717.20	918.53	1021525	695448.6	2393991	789308.7	621 263.0	432243.8
<b>Nortridge_90</b>	1 167.93	1 111.80	755 650.4	892 103.3	2 078 768	1 987 417	1 775 802	1 471 112

Название объекта	трехэтажка жесткая на скале oldAshabad-rock	трехэтажка жесткая на лессах oldAshabad-soil	пятиэтажка на скале guanch5rock	пятиэтажка на лессе guanch 5 et with isol	9-этажка на скале guanch9rock	9-этажка на лессе guanch9soil	12-этажка на скале guanch12rock	12-этажка на лессе guanch12soil
Название воздействия								
Nortridge_318	1 501.18	1 230.40	976 149.2	749 681.6	1 956 977	1 625 133	2 065 119	1 436 644
Nortridge_360	1 708.29	1 867.55	<b>1 961 163</b>	1 487 816	<b>4 576 942</b>	1 882 339	2 491 525	2 016 497
Nortridge228	1 759.30	2 046.40	1 298 048	1 325 728	3 547 621	3 495 177	1 944 409	1 416 564
NortridgeRina_up	<b>3 613.5</b>	2 191.46	442 339.6	584 553.3	1 639 576	776 503.6	855 888.0	837 987.1
NortridgeSylm_up	1 322.60	760.34	284 140.5	164 214.3	616 694.8	498 523.5	739 006.3	550 512.4
Tabas2	2 530.93	2 524.52	1 044 838	1 243 480	3 444 760	2 123 329	2 234 789	1 814 226
Tabas74	2 831.26	569.57	174 598.4	112 969.5	305 594.1	93 804.16	115 340.6	83 652.65
fukusima-centerEWA	326.21	407.54	225 578.	346 262.	1 091 680	392 736.4	328 431.5	161 710.2
fukusima-center-NSA	292.44	292.03	203 776.	231 795.	510 606.0	647 488.1	179 452.2	210 569.9
fukusima-center-UDA	1653.22	1253.67	1 350 521	967 525.	3 270 335	1 414 714	974 466.0	570 970.4
HELENA9	730.43	774.50	372 402.0	250 983.8	876 591.3	774 530.8	629 911.2	546 113.5
HOLLISTER-2-9	1 381.38	1 567.60	1 118 271	<b>1 707 596</b>	3 532 551	2 136 668	<b>3 456 165</b>	<b>2 759 927</b>
HOLLISTER1-9	1 437.31	1 667.14	972 310.6	1 255 769	2 543 949	<b>3 586 887</b>	2 211 214	2 184 161
HOLLISTE-Z-9	1 542.18	<b>2 369.90</b>	851 229.5	494 177.7	1 920 151	729 060.3	2 482 104	2 164 477



Название объекта	трехэтажка жесткая на скале oldAshhabad-rock	трехэтажка жесткая на лессах oldAshhabad-soil	пятиэтажка на скале guanch5rock	пятиэтажка на лессе guanch 5 et with isol	9-этажка на скале guanch9rock	9-этажка на лессе guanch9soil	12-этажка на скале guanch12rock	12-этажка на лессе guanch12soil
Название воздействия								
<b>japan2011EWA</b>	2 826.47	1 920.82	689 260.6	408 795.8	1 650 168	668 370.8	828 687.5	997 790.5
<b>japanNSA</b>	3 419.80	2 027.52	1 484 649	548 839.6	1 599 367	895 527.6	939 146.9	1 007 134
<b>japanUDrA</b>	1 674.86	834.63	390 923.5	408 518.7	956 444.5	483 645.5	841 778.5	916 635.3
<b>LCENTRO9</b>	1 199.76	1 505.13	1 060 810	1 244 918	2 989 200	1 450 415	2 585 869	2 032 621
<b>TASKENT9</b>	2 192.96	1 036.42	367 279.8	195 495.3	660 280.3	417 844.6	356 624.0	324 186.9
<b>VERNON9</b>	553.18	545.59	189 711.8	206 060.4	753 242.2	627 966.0	719 177.3	585 461.4
<b>Chi-Chi-EW</b>	360.4	396.8	286 222.2	313 323.2	645 892.6	819.306.6	651 215.3	993 772.8
<b>Chi-Chi-NS</b>	353.25	414.42	443 277.7	314660.0	928 537.1	384 991.8	558 790.3	544 837.3
<b>Chi-Chi-V</b>	185.27	161.79	218 763.0	104 552.8	341 667.5	248 924.0	397 143.1	407 439.3

#### 4.1.2 Результаты расчетов по модельным акселерограммам

Для сопоставления с расчетами по реальным акселерограммам было сгенерировано три воздействия: А.А. Долгой; Аннаева-Уздина и воздействие, предложенное в параграфе 3.3. Указанные процессы зависят от сейсмической опасности территории и периода основного тона колебаний сооружения. В выполненном примере сейсмическая опасность территории задается повторяемостью землетрясений различной силы. Эта повторяемость принята в расчетах 1 раз в 200 лет для 7-балльных землетрясений, 1 раз в 500 лет для 8-балльных землетрясений, 1 раз в 1000 лет для 9-балльных землетрясений. Что касается периода основного тона колебания сооружения, то все расчеты сделаны для точечного 12-ти этажного дома с периодом основного тона колебаний 2,375 с.

Расчетный уровень сейсмического воздействия определен в соответствии с Рекомендациями [60]. С этой целью была разработана программа на языке C++. Окно интерфейса программы приведено на рис. 4.1-4.2.

Кроме повторяемости землетрясений необходимо задание срока службы сооружения, принятого нами равным 100 годам, а также вероятности превышения ускорениями расчетного значения. Для МРЗ эта вероятность принята в соответствии с упомянутыми Рекомендациями [60] равными 0.001, а для ПЗ 0.1. В дальнейших расчетах для возможности сопоставления с выполненными расчетами по реальным акселерограммам, нами используется МРЗ. Таким образом, расчетное пиковое ускорение для 12-ти этажного здания составляет  $0.189g \approx 1.89 \text{ м/с}^2$ .

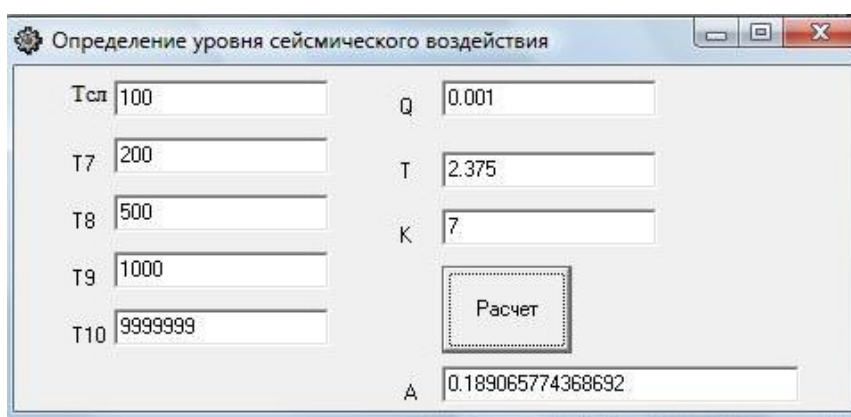


Рис. 4.1 – Рабочее окно программы расчета уровня сейсмической нагрузки для МРЗ

Рис. 4.2 – Рабочее окно программы расчета уровня сейсмической нагрузки для ПЗ

В модели воздействия А.А. Долгой велосиграмма представляется следующим образом:

$$\dot{y}_o = \sum_{i=1}^n A_i e^{-\varepsilon_i t} \sin(\omega_i t), \quad (4.1)$$

где  $n$  – число учитываемых гармоник ( $n=3$ ).

Результаты подбора параметров процесса (4.1) приведены в таблице 4.6.

Таблица 4.6 – Значение параметров процесса А.А. Долгой

Параметры	№ компоненты		
	1	2	3
$A_i$	0.405	0.07966	0.005
$\varepsilon_i$	0.09	3.6	1.05

Сгенерированная акселерограмма по своим параметрам соответствует реальным.

$$\frac{\ddot{y}_{\max} \cdot y_{\max}}{\dot{y}_{\max}^2} = 3.414; I_A = 3.233; CAV = 6.34.$$

Остаточные смещения процесса составляют 15 см.

Вид сгенерированной акселерограммы показан на рис. 4.3.

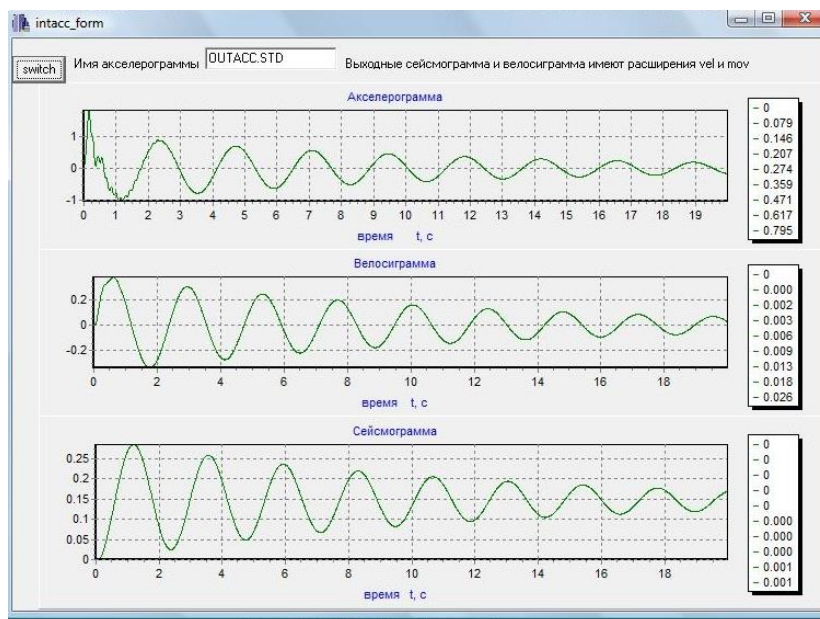


Рис. 4.3 – Короткий временной процесс А.А. Долгой для 12-ти этажного здания.

Для процесса Аннаева-Уздина цифровка является стандартной (одинаковой) для всех сооружений, а устанавливается амплитуда процесса в соответствии с сейсмической опасностью территории и шаг цифровки в соответствии с периодом основного тона колебания сооружения. В нашем случае расчетная амплитуда  $A=1.89 \text{ м/с}^2$ , а преобладающий период колебания сооружения  $T=2.375 \text{ с}$ .

$$\frac{\ddot{y}_{\max} \cdot y_{\max}}{\dot{y}_{\max}^2} = 4.792 \quad I_A = 26.22; \quad \text{CAV} = 24.66.$$

Остаточные смещения процесса составляют 1.12 м.

Вид полученной акселерограммы показан на рис. 4.4.

В предлагаемом воздействии импульс скорости зависит от характеристик зон возможного очага землетрясения (ВОЗ), поэтому в примере сгенерировано 2 процесса:

- применительно к дальним очагам с магнитудой порядка 8 и эпицентральной расстоянием 50-100 км, при глубине очага 30-40 км;
- применительно к ближним очагам вблизи Ашхабада с магнитудой порядка 5-7 и эпицентральной расстоянием 5-10 км, при глубине очага 5-10 км.

Для генерации воздействия была использована программа, написанная на языке C++. Ее описание приведено в параграфе 3.4. Окно интерфейса программы

показано на рис. 4.5-4.8.

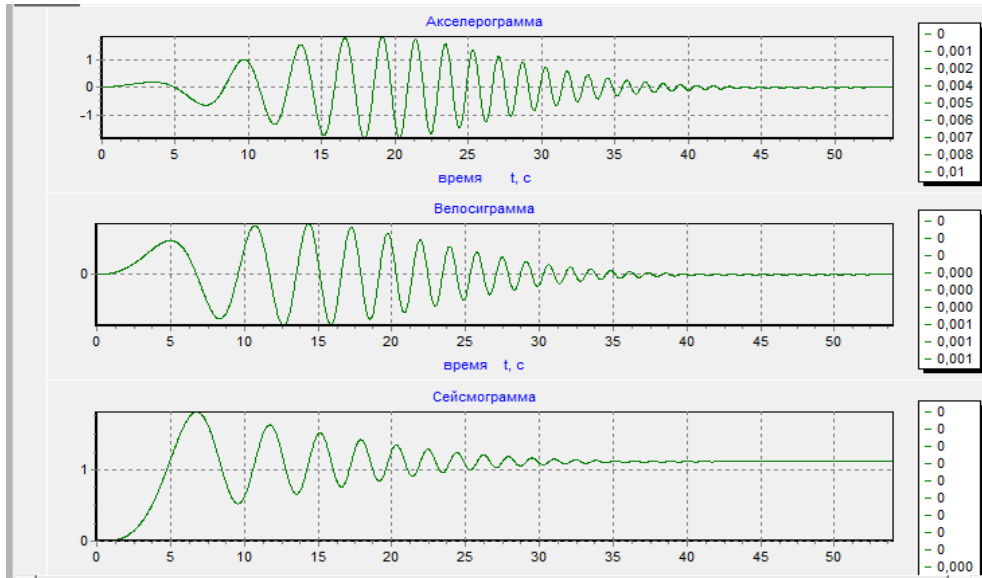


Рис. 4.4 – Короткий временной процесс Аннаева-Уздина для 12-ти этажного здания

Расчёт акселерограмм

Число точек: 5

	Магнитуда	Эпицентральное расстояние	Амплитуда1	Амплитуда2	Амплитуда3	Категория грунта
Минимум	6	5	0.6	0.1	0.08	<input checked="" type="radio"/> 1
Максимум	9	30	0.7	0.2	0.2	<input type="radio"/> 2
Мин. шаг	0.25	0.5	0.02	0.02	0.02	<input type="radio"/> 3
	6	19.6905	0.6	0.1	0.1002	
	6.2334	20.0261	0.6129	0.1129	0.1118	
	Альфа1	Альфа2	Альфа3	Бетта1	Бетта2	Бетта3
Минимум	0.04	0.06	0.08	0.04	0.06	0.08
Максимум	1	1	1	1	1	1
Мин. шаг	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02
	0.04	0.06	0.4353	0.04	0.06	0.4353
	0.0559	0.0759	0.4547	0.0559	0.0759	0.4547

Расчётная амплитуда: 2      Расчётная интенсивность по ариасу: 40      Время начала расчёта: 23:34

Вес амплитуды: 0.6      Вес бетта: 0      Вес соотношения пиковых параметров: 0.1      Вес Ариаса: 0.3

Частота воздействия 1: 2.27      Частота воздействия 2: 13.963      Частота воздействия 3: 37.4      Ошибка: 6.881

	Минимум	Оптимум	Максимум
Бетта1	0.04	0.04	0.0464
Бетта2	0.06	0.06	0.0664
Бетта3	0.4353	0.448	0.4431
Альфа1	0.04	0.04	0.0464
Альфа2	0.06	0.06	0.0664
Альфа3	0.4353	0.448	0.4431
Амп1	0.6	0.6	0.6052
Амп2	0.1	0.1	0.1052
Амп3	0.1002	0.104	0.1048
Расст	19.6905	20	19.8247
Магн	6	6	6.0934
Минимальная ошибка	6.881		
Ошибка отношения	0.305		
Ошибка амплитуды	0.243		
Ошибка ариаса	6.876		
Время расчёта	2 часов 19 минут		

Сохранить результаты

Сохранить результаты как

Рис. 4.5 – Окно интерфейса для генерации короткого воздействия с импульсом скорости для дальних ВОЗ.

**Расчёт акселерограмм**

Число точек: 5

Эпицентральное расстояние: 0.5

	Магнитуда	Эпицентральное расстояние	Амплитуда1	Амплитуда2	Амплитуда3
Минимум	3	0.5	0.6	0.1	0.08
Максимум	6	5	0.7	0.2	0.2
Мин шаг	0.25	0.5	0.02	0.02	0.02
	5.7938	4.5168	0.6	0.1	0.1002
	6	5	0.6129	0.1129	0.1118

	Альфа1	Альфа2	Альфа3	Бетта1	Бетта2	Бетта3
Минимум	0.04	0.06	0.08	0.04	0.06	0.08
Максимум	1	1	1	1	1	1
Мин шаг	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02
	0.04	0.06	0.2594	0.04	0.06	0.2594
	0.0559	0.0759	0.2736	0.0559	0.0759	0.2736

Расчётная амплитуда: 2 | Расчётная интенсивность по ариасу: 40 | Время начала расчёта: 19:13

Вес амплитуды: 0.6 | Вес бетта: 0 | Вес соотношения пиковых параметров: 0.1 | Вес Ариаса: 0.3

Частота воздействия 1: 2.27 | Частота воздействия 2: 13.963 | Частота воздействия 3: 37.4 | Ошибка: 5.308

**ShowResults**

	Минимум	Оптимум	Максимум
Бетта1	0.04	0.04	0.0464
Бетта2	0.06	0.06	0.0664
Бетта3	0.2594	0.264	0.265
Альфа1	0.04	0.04	0.0464
Альфа2	0.06	0.06	0.0664
Альфа3	0.2594	0.264	0.265
Амп1	0.6	0.6	0.6052
Амп2	0.1	0.1	0.1052
Амп3	0.1002	0.104	0.1048
Расст	4.5168	5	4.71
Магн	5.7938	6	5.8762
Минимальная ошибка	5.308		
Ошибка отношения	0.928		
Ошибка амплитуды	0.035		
Ошибка ариаса	5.300		
Время расчёта	2 часов 42 минут		

Сохранить результаты

Рис. 4.6 – Окно интерфейса для генерации короткого воздействия с импульсом скорости для ближних ВОЗ

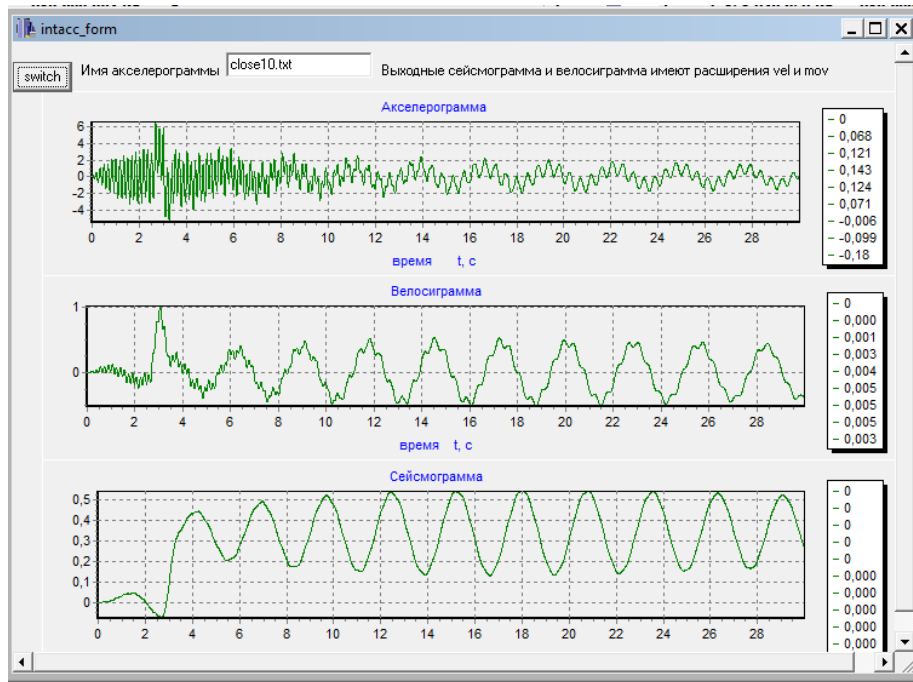


Рис. 4.7 – Расчетное воздействие в виде короткого временного процесса с импульсом скорости для ближних ВОЗ

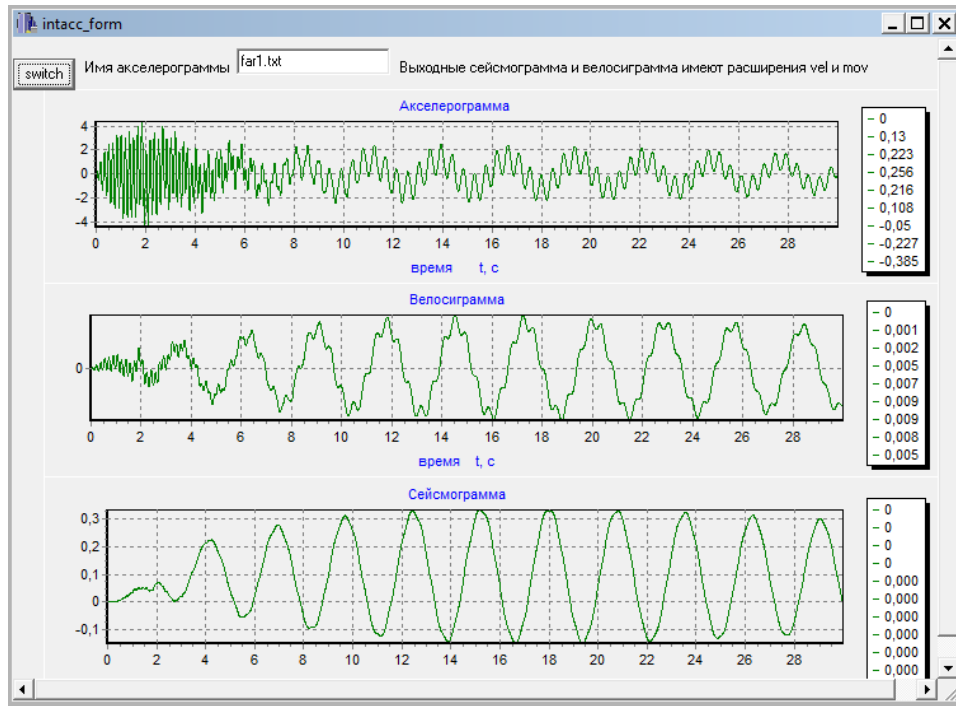


Рис. 4.8 – Расчетное воздействие в виде короткого временного процесса с импульсом скорости для дальних ВОЗ

Результаты расчета по сгенерированным акселерограммам приведены в таблице 4.7

В сравнительную таблицу 4.8 сведены полученные в результате расчетов на реальные и сгенерированные воздействия максимальные моменты, действующие в уровне обреза фундамента 12-этажного здания.

Таблица 4.7 – Значения моментов в уровне подошвы фундамента (тм)

Название объекта	трехэтажка жесткая на скале oldAshhabad-rock	трехэтажка жесткая на лессах oldAshhabad-soil	пятиэтажка на скале guanch5rock	пятиэтажка на лессе guanch 5 et with isol	9-этажка на скале guanch9rock	9-этажка на лессе guanch9soil	12-этажка на скале guanch12rock	12-этажка на лессе guanch12soil
<b>annaev-uzdin</b>	373.46	375.18	145 839.4	148 763.0	381 668.4	417 955.6	<b>5 635 587</b>	<b>5 067 568</b>
<b>А.Долгая 1</b>	338.81	387.08	186 789.6	185 465.2	483 203.8	407 523.7	2 542 817	1 915 911
<b>А.Долгая-2</b>	678.2	772.6	375 631.6	375 646.7	97 509.5	820 930.7	<b>5 031 671</b>	3 780 494
<b>Предлагаемое воздействие, ближняя зона</b>	1756.35	1667.17	398 635.2	552 190.1	1 868 185	1 625 127	<b>5 757 114</b>	2 825 018
<b>Предлагаемое воздействие, дальняя зона</b>	1004.92	1161.39	323 248.3	584 726.6	2 163 520	497 495.2	<b>6 605 361</b>	3 149 281



Таблица 4.8 – Сравнение результатов расчета 12-этажного здания на реальные и сгенерированные воздействия

Воздействие	М
Hollister 2-9	<b>3 456 165</b>
Tabas	<b>2 234 789</b>
LomaPrieta	<b>3 248 249</b>
Angelica-acc 1	2 542 817
Angelica-acc 2	<b>5 031 671</b>
Annaev-Uzdin	<b>5 635 587</b>
Ближняя зона	<b>5 757 114</b>
Дальняя зона	<b>6 605 361</b>

Землетрясения, сгенерированные по предложенной в диссертации программе, дали следующий результат.

Выполненные расчеты показывают, что модель воздействия Аннаева-Уздина, настроенная на сооружение, дает результат в запас прочности. В нашем случае для 12-этажного здания она превысила расчетные нагрузки от сильнейшего землетрясения в Холистере на 38.7%

Что касается модели А.А. Долгой (акселерограмма А.Долгая 1), то она не оказалась наиболее опасной для 12-этажного здания, хотя эта модель достаточно распространена, ее использование было утверждено Госстроем России в 1996г. [60] Это связано с тем, что в указанной модели основное внимание уделяется пиковым ускорениям и такие характеристики воздействия, как интенсивность по Ариасу  $I_A$  и абсолютная кумулятивная скорость не учтены в должной мере в рамках этой модели. Как видно из таблицы, показатель интенсивности по Ариасу для этой модели на порядок меньше, чем у сильных землетрясений, произошедших после утверждения Рекомендаций [60]. Даже при таких условиях рассматриваемая модель является достаточно опасной. Она уступила лишь землетрясениям, для которых сила землетрясения по ряду показателей оказались выше 9 баллов. Вместе с тем не представляет серьезной проблемы повысить опасность рассматриваемого модельного воздействия. Для этого необходимо повысить рекомендуемую величину  $I_A$ , повысить его значимость, исключить весовой показатель для близости спектральной кривой к нормативной и

уменьшить весовой показатель для коэффициента узкополосности. В модели А.А. Долгой используется 4 весовых коэффициента:  $p_1$  – весовой коэффициент для амплитуды воздействия,  $p_2$  – весовой коэффициент для коэффициента узкополосности  $k$ ,  $p_3$  – весовой коэффициент для коэффициента динамичности  $\beta$ ,  $p_4$  – весовой коэффициент для интенсивности по Ариасу. Первоначально модель А.А. Долгой была построена при  $p_i=0.25$ , т.е. значимость всех факторов была принята одинаковой. Расчетная акселерограмма, хотя и оказалась достаточно опасной, но уступила реальным записям воздействий Лома-Приета и Холлистер. Это, по-видимому, связано с низкой величиной  $I_A$  модельного воздействия. В связи с этим была выполнена повторная генерация с весовыми коэффициентами  $p_1=0.6$ ;  $p_2=0.1$ ;  $p_3=0$ ;  $p_4=0.3$ .

Полученная акселерограмма показана на рис. 4.9.

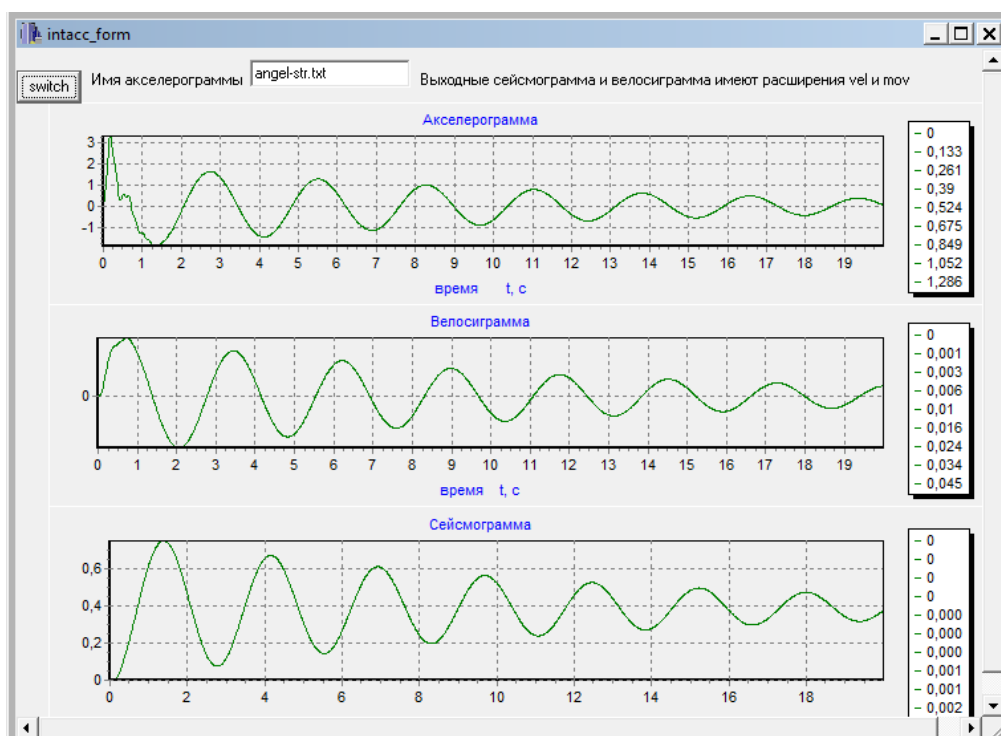


Рис. 4.9 – Короткий временной процесс А.А. Долгой для 12-тиэтажного здания построенный при значениях весовых коэффициентов  $p_1=0.6$ ;  $p_2=0.1$ ;  $p_3=0$ ;  $p_4=0.3$

Полученная акселерограмма имеет следующие характеристики

$$\frac{\ddot{y}_{\max} \cdot y_{\max}}{\dot{y}_{\max}^2} = 3.275; I_A=12.476; CAV=12.53.$$

Остаточные смещения процесса составляют около 30 см.

Моменты, рассчитанные по этой акселерограмме, превышают на 31% моменты, полученные при расчете на акселерограмму землетрясения в Холлистере.

Предлагаемая модель воздействия оказалось самой опасной: результаты расчетов по ближней зоне превышают аналогичные показатели Холлистера почти на 40%, а по дальней зоне – на 47,7%.

Таким образом, предложенные модели воздействий являются для рассмотренных сооружений более опасными, чем пакет реальных акселерограмм, хотя по показателям интенсивности по Ариасу, кумулятивной абсолютной скорости и пиковым ускорениям синтетические акселерограммы уступают рассмотренным реальным воздействиям.

#### **4.1.3 Результаты расчета сейсмоизолированных систем**

Как упоминалось ранее в параграфе 1.3, системы сейсмоизоляции можно подразделить на линеаризуемые и нелинеаризуемые. Линеаризуемые системы можно заменить упругой связью и демпфером. Если учесть оценки, полученные в главе 2, наиболее распространенные сейсмоизолирующие системы РОЧ или сферические опоры при наличии гистерезисных гидравлических демпферов можно отнести к числу линеаризуемых. При этом параметры систем определяются в соответствии с рекомендациями и формулами, приведенными в главе 2. Для таких систем основополагающим фактором, который может вносить неопределенность в расчет, является расчетная акселерограмма. Как показано выше, при расчете несейсмоизолированных систем известные характеристики воздействия не являются показателями опасности акселерограммы для рассматриваемых сооружений.

Ниже справедливость этого суждения анализируется применительно к классу сейсмоизолированных сооружений.

Результаты расчета сейсмоизолированных систем приведены в таблице 4.9.

Таблица 4.9 – Значения моментов в уровне подошвы фундамента (тм)

Название объекта	Сейсмоизолирован ная 5-этажка guanch5rockisol	сейсмоизолирован ная 9-этажка guanch9rockisol	сейсмоизолирован ная 12-этажка guanch12isolR
Название воздействия			
Инчерк	55406.50	232 792.10	597 433.70
GAZLI	50191.67	160 055.2	458 643.1
chili85	21723.20	96 948.76	209 899.9
chili85n	9524.30	34 814.13	86192.08
KobeEW	27396.52	132 036.6	277 598.8
KobeNS	32504.14	133 483.3	340 240.3
KobeUD	15910.46	77 341.12	209 497.4
LomaPrieta00	79102.15	396 097.5	<b>789 169.0</b>
LomaPrieta90	<b>25735.65</b>	121 792.6	219 932.6
managua090	9264.16	43 957.38	98 891.34
managua180	15376.94	62 152.61	173 744.9
Norridge_90	29 985.07	182 057.9	262 551.6
Norridge_318	35 497.67	162 628.0	412 417.6
Norridge_360	59 109.07	230 158.0	557 025.5
Norridge228	66 357.49	275 437.9	584 431.9
NorridgeRina_up	27 710.87	118 693.7	211 240.6
NorridgeSylm_up	16 371.01	68 494.48	159 994.9
Tabas2	195 556.8	498 175.0	<b>1 867 611</b>
Tabas74	802.65	3357.12	1 580.18
fukusima-center-EWA	2 125.48	10 079.5	15 430.7
fukusima-center-NSA	3 552.77	14 982.0	17 880.0
fukusima-center-UDA	21 896.71	55 813.9	239 011.

Название объекта	Сейсмоизолирована я 5-этажка <b>guanch5rockisol</b>	сейсмоизолирована я 9-этажка <b>guanch9rockisol</b>	сейсмоизолирована я 12-этажка <b>guanch12isolR</b>
Название воздействия			
HELENA9	19 721.57	89 210.42	239 909.8
HOLLISTER-2-9	<b>152 628</b>	<b>247 245</b>	<b>905 517.2</b>
HOLLISTER1-9	75 572.43	353 282.2	<b>836 793.4</b>
HOLLISTE-Z-9	67 024.25	346 842.6	530 086.6
japan2011EWA	56 499.02	141 753.6	518 445.1
japanNSA	53 850.00	145 326.9	567 283.7
japanUDA	86 642.48	216 149.2	816 694.9
LCENTRO9	57 890.18	244 979.3	488 446.1
TASKENT9	12 658.23	54 035.94	116 593.3
VERNON9	28 222.17	102 603.5	272 629.4
Chi-Chi-EW	31 198.96	129 777.4	235 198.8
Chi-Chi-EW	19 071.43	89 419.71	176 862.5
Chi-Chi-UD	18 286.66	70 637.16	169 392.7
annaev-uzdin	193 680.9	746 691.5	1 776 339
А.Долгая	172 865	392 303	980 000
Предлагаемое воздействие	<b>327 000</b>	<b>581 000</b>	<b>2 360 000</b>

Из пакета акселерограмм самыми опасными для сейсмоизолированных зданий оказались землетрясения HOLLISTER-2-9, Tabas2 и japanUDA. Землетрясение Tabas2 оказалось опасным из-за пиковых ускорений – почти  $10\text{ м/с}^2$ , хотя по степени повреждаемости зданий его относят к 9-балльным. Землетрясение HOLLISTER-2-9 при пиковых ускорениях  $1,745\text{ м/с}^2$  по уровню повреждения относится к 8-балльным. В расчетах оно приведено к 9-балльному.

Возможны разные способы такого приведения: удвоение пиковых ускорений (масштабный множитель 2), приведение к нормативным ускорениям  $4\text{ м/с}^2$

(масштабный множитель 2,3), использование рекомендаций [68]. По последней методике если принять ситуационную сейсмичность 7, 8, 9 и срок службы сооружения 100 лет, получим ускорение  $3,85 \text{ м/с}^2$  и масштабный множитель 2,212. В таблице 5.9 приведены результаты расчета с множителем 2,212.

У землетрясения Tabas2 интенсивность по Ариасу равна  $75,6 \text{ м}^2/\text{с}^3$  и САУ равна 34,8 м/с. Однако при этом энергия сильно разбросана по частотам, показатель гармоничности равен 6,22. У землетрясения HOLLISTER-2-8 интенсивность по Ариасу равна  $4,94 \text{ м}^2/\text{с}^3$  и САУ равна 10,9. После пересчета на 9 баллов интенсивность по Ариасу равна  $24,17 \text{ м}^2/\text{с}^3$  и САУ равна 24,11 м/с.

На записях землетрясения japanUDA пиковые ускорения равны  $5,64 \text{ м/с}^2$ , интенсивность по Ариасу равна  $73,22 \text{ м}^2/\text{с}^3$ , САУ равна 44,26 м/с, а показатель гармоничности 18,76. У землетрясения HOLLISTER-2-8 показатель гармоничности 3,55.

У акселерограммы, сгенерированной по методике А. А. Долгой, модифицированная интенсивность по Ариасу равна  $2,98 \text{ м}^2/\text{с}^3$ , САУ равна 6,08 м/с.

У акселерограммы, сгенерированной по предлагаемой в предыдущем разделе методике, для сейсмоизолированной 5-этажки модифицированная интенсивность по Ариасу равна  $25,85 \text{ м}^2/\text{с}^3$ , САУ равна 23,52 м/с, пиковые ускорения равны  $3,875 \text{ м/с}^2$ .

У акселерограммы, сгенерированной по предлагаемой в предыдущем разделе методике, для сейсмоизолированной 9-этажки модифицированная интенсивность по Ариасу равна  $28,37 \text{ м}^2/\text{с}^3$ , САУ равна 21,37 м/с, пиковые ускорения равны  $3,5 \text{ м/с}^2$ .

Для землетрясения HOLLISTER-2-8 для 12-этажки по последней методике если принять ситуационную сейсмичность 9, 9, 10 и срок службы сооружения 100 лет, получим ускорение  $3,12 \text{ м/с}^2$  и масштабный множитель 1,79.

У акселерограммы, сгенерированной по предлагаемой в предыдущем разделе методике, для сейсмоизолированной 12-этажки модифицированная интенсивность по Ариасу равна  $29,1 \text{ м}^2/\text{с}^3$ , САУ равна 22,3 м/с, пиковые ускорения равны 3,1

м/с<sup>2</sup>.

Для землетрясения HOLLISTER-2-8 для 9-этажки по последней методике если принять ситуационную сейсмичность 9, 9, 10 и срок службы сооружения 100 лет, получим ускорение 3,17 м/с<sup>2</sup> и масштабный множитель 1,82.

По результатам расчетов можно сделать вывод, аналогичный тому, что сделан в 4.1.1.

Самая сильная с точки зрения энергии акселерограмма в Чили 1985 г. ( $I_a=89$ ) не является самой опасной для всех сооружений – момент в уровне обреза фундамента составляет 209 899.9 для 12-тиэтажного здания. Опасной для всех сооружений оказалась акселерограмма землетрясения «HOLLISTER-2-9» – момент в уровне обреза фундамента составляет для 12-тиэтажного здания 905 517.2. Самым опасным из рассмотренных реальных воздействий является землетрясение «Табас2» с самыми большими пиковыми ускорениями (9.157 м/с<sup>2</sup>) – момент в уровне обреза фундамента составляет 1 867 611 для 12-тиэтажного здания.

Самым опасным из синтетических воздействий оказалась акселерограмма, сгенерированная по предлагаемой в настоящей диссертации методике, настроенная на резонансную частоту сооружения.

Далее высчитана эффективность применения сейсмоизоляции для каждого типа зданий. Эффективность была найдена как отношение момента в уровне обреза фундамента несейсмоизолированного здания к той же величине, полученной для сейсмоизолированного здания со скальным грунтом в основании. Результаты расчетов для пятиэтажного здания приведены в таблице 4.10, для девятиэтажного здания – в таблице 4.11 и для двенадцатиэтажного здания – в таблице 4.12.

Таблица 4.10 – Эффект применения сейсмоизоляции для пятиэтажного здания

Описание воздействия	Кинематические характеристики					Энергетические характеристики		Преобладающие периоды		Здание		Моменты по подошве фундамента	Эффект применения сейсмоизоляции
	Пиковое ускорение,	Пиковая скорость,	Максимальное смещение,	Остаточное смещение	к	Ариас	CAV	По акселерограмме	По сейсмограмме	Описание	Период собственных колебаний		
Бухарест, Инчерк	1.985	0.787	0.323	0.2	1.035	4.57	5.456	1.3	2.4	без сейсмоизоляции	0.355	280 955	5.07
										с сейсмоизоляцией	2.51	55 406.5	
Вернон	1.35	0.223	0.145	0.106	3.936	0.742	1.835	1	2.4	без сейсмоизоляции	0.355	189 711	6.72
										с сейсмоизоляцией	2.51	28 222.17	
Газли, Карыкар	6.94	0.555	0.221	0.168	4.979	18.042	10.584	0.14	4.8	без сейсмоизоляции	0.355	639 113	12.73
										с сейсмоизоляцией	2.51	50 191.67	
Иран, Табас2	9.157	1.146	0.892	0.114	6.219	75.6	34.763	0.2	5.4	без сейсмоизоляции	0.355	1 044 838	5.34
										с сейсмоизоляцией	2.51	195 556.8	
Иран, Табас74	8.6	0.98	0.367	0.05	3.286	75.923	34.72	0.24	5.95	без сейсмоизоляции	0.355	174 598.4	217.5
										с сейсмоизоляцией	2.51	802.65	
США, Калифорния, Эль-Центро	6.16	0.842	0.58	0.4	5.03	32.608	12.792	0.5	2.5	без сейсмоизоляции	0.355	1 060 810	18.32
										с сейсмоизоляцией	2.51	57 890.18	
Никарагуа, Манагуа 90	4.131	0.213	0.061	0	5.554	10.34	9.818	0.34	2.5	без сейсмоизоляции	0.355	656 325.2	70.83
										с сейсмоизоляцией	2.51	9 265.16	
Никарагуа, Манагуа	3.31	0.26	0.082	0	4.015	12.998	10.334	0.38	3.8	без сейсмоизоляции	0.355	1 021 525	66.43
										с сейсмоизоляцией	2.51	15 376.94	
СССР, Ташкент	1.47	0.067	0.045	0.041	14.736	0.234	0.457	0.12	4	без сейсмоизоляции	0.355	367 279	29.01
										с сейсмоизоляцией	2.51	12 658.23	
США, Лома-Приета 00	5.557	0.962	0.368	0.235	2.21	49.467	22.575	0.072	3.4	без сейсмоизоляции	0.355	748 033.3	9.45
										с сейсмоизоляцией	2.51	79 102.15	



США, Лома-Приета 90	6	0.521	0.168	0.12	3.714	19.41	12.747	0.4	2.8	без сейсмоизоляции	0.355	709 495.4	27.57
										с сейсмоизоляцией	2.51	25 735.65	
США, Нортридж 90	5.925	0.775	0.199	0.058	1.963	16.278	12.216	0.52	2.6	без сейсмоизоляции	0.355	755 650.4	25.2
										с сейсмоизоляцией	2.51	29 985.07	
США, Нортридж 318	4.71	0.8	0.516	0.32	3.797	24.994	13.872	0.25	2.5	без сейсмоизоляции	0.355	976 149.2	27.5
										с сейсмоизоляцией	2.51	35 497.67	
США, Нортридж 360	8.268	1.289	0.309	0.043	1.538	31.29	14.71	0.45	3	без сейсмоизоляции	0.355	1 961 163	33.18
										с сейсмоизоляцией	2.51	59 109.07	
США, Нортридж 228	8.255	1.749	0.494	0.203	1.333	46.17	16.688	0.75	4.2	без сейсмоизоляции	0.355	1 298 048	19.56
										с сейсмоизоляцией	2.51	66 357.49	
США, Нортридж Rina	8.3	0.442	0.573	0.523	24.344	31.079	13.035	0.08	4.6	без сейсмоизоляции	0.355	442 339.6	15.96
										с сейсмоизоляцией	2.51	27 710.87	
США, Нортридж Sylm	5.25	0.19	0.101	0.087	14.688	7.103	7.903	1.4	2.8	без сейсмоизоляции	0.355	284 140.5	17.35
										с сейсмоизоляцией	2.51	16 371.01	
США, Хелена	7.24	0.728	0.338	0.114	4.617	15.736	5.312	0.26	3.2	без сейсмоизоляции	0.355	372 402	18.88
										с сейсмоизоляцией	2.51	19 721.57	
США, Холистер 2-9	3.49	0.614	0.384	0.138	3.555	19.74	21.78	0.5	5.3	без сейсмоизоляции	0.355	1 118 271	5.28
										с сейсмоизоляцией	2.51	211 714	
США, Холистер 1-9	7.24	1.26	0.528	0.092	2.408	55.436	28.284	0.52	7.2	без сейсмоизоляции	0.355	972 310.6	12.86
										с сейсмоизоляцией	2.51	75 572.43	
США, Холистер Z9	3.864	0.312	0.204	2.162	8.098	10.88	15.044	0.14	3.4	без сейсмоизоляции	0.355	851 229.5	12.7
										с сейсмоизоляцией	2.51	67 024.25	
Тайвань, ЧиЧи V	0.717	0.142	0.061	0	2.134	1.258	5.494	0.34	4.4	без сейсмоизоляции	0.355	218 763	11.96
										с сейсмоизоляцией	2.51	18 286.66	
Тайвань, ЧиЧи NS	1.595	0.219	0.086	0	2.86	5.74	11.768	0.36	4.3	без сейсмоизоляции	0.355	443 277.7	23.24
										с сейсмоизоляцией	2.51	19 071.43	
Тайвань, ЧиЧи EW	1.8	0.393	0.104	0.011	1.212	5.986	11.698	0.54	3.3	без сейсмоизоляции	0.355	286 222.2	9.17
										с сейсмоизоляцией	2.51	31 198.96	
Чили 85	6.982	0.403	0.109	0.013	4.686	89.262	47.763	0.24	4.8	без сейсмоизоляции	0.355	844 587.3	38.88
										с сейсмоизоляцией	2.51	21 723.20	
Чили85п	4.352	0.233	0.045	0.006	3.607	39.444	6.316	0.36	1.2	без сейсмоизоляции	0.355	883 244.1	92.73
										с сейсмоизоляцией	2.51	9 524.3	

Япония, КобоEW	6.17	0.756	0.160	0.081	1.727	33.831	16.72	0.39	5.2	без сейсмоизоляции	0.355	1 422 186	51.91
										с сейсмоизоляцией	2.51	27396.52	
Япония, Кобо NS	8.18	0.92	0.259	0.22	2.503	52.221	19.736	0.37	1.4	без сейсмоизоляции	0.355	1 833 008	56.39
										с сейсмоизоляцией	2.51	32 504.14	
Япония, Кобо UD	3.32	0.406	0.165	0.046	3.323	11.842	10.525	0.24	1.6	без сейсмоизоляции	0.355	446 650	28.07
										с сейсмоизоляцией	2.51	15 910.46	
Япония EW	1.593	0.115	0.066	0.06	7.95	3.065	8.412	0.6	0.6	без сейсмоизоляции	0.355	689 260.6	12.2
										с сейсмоизоляцией	2.51	56 499.02	
Япония, NA	1.404	0.168	0.09	0.09	4.477	2.805	8.178	0.6	0.9	без сейсмоизоляции	0.355	1 484 649	27.57
										с сейсмоизоляцией	2.51	53 850	
Япония, UD	5.64	0.345	0.417	0.347	19.76	73.22	44.86	0.3	5.5	без сейсмоизоляции	0.355	390 923.5	<b>4.51</b>
										с сейсмоизоляцией	2.51	86 642.48	
Япония, Фукусима EW	8.588	0.466	0.591	0.53	23.373	52.1	35.643	0.14	7	без сейсмоизоляции	0.355	225 578	106.13
										с сейсмоизоляцией	2.51	2 125.48	
Япония, Фукусима NS	9.764	0.51	0.455	0.1	17.073	69.94	38.64	0.16	5.2	без сейсмоизоляции	0.355	203 776	57.36
										с сейсмоизоляцией	2.51	3 552.77	
Япония, Фукусима UD	3.74	0.48	0.525	0.1	8.522	22.287	25.202	0.18	6	без сейсмоизоляции	0.355	1 350 521	61.68
										с сейсмоизоляцией	2.51	21 896.71	

Таблица 4.11 – Эффект применения сейсмоизоляции для девятиэтажного здания

Описание воздействия	Кинематические характеристики					Энергетические характеристики		Преобладающие периоды		Здание		Моменты по подошве фундамента	Эффект применения сейсмоизоляции
	Пиковое ускорение,	Пиковая скорость,	Максимальное смещение,	Остаточное смещение	к	Ариас	CAV	По акселерограмме	По сейсмограмме	Описание	Период собственных колебаний		
Бухарест, Инчерк	1.985	0.787	0.323	0.2	1.035	4.57	5.456	1.3	2.4	без сейсмоизоляции		1 110 287	<b>4.77</b>
										с сейсмоизоляцией		232 792.1	
Вернон	1.35	0.223	0.145	0.106	3.936	0.742	1.835	1	2.4	без сейсмоизоляции		753 242.2	7.34
										с сейсмоизоляцией		102 603.5	
Газли, Карыкар	6.94	0.555	0.221	0.168	4.979	18.042	10.584	0.14	4.8	без сейсмоизоляции		1 565 517	9.78
										с сейсмоизоляцией		160 055.2	
Иран, Табас2	9.157	1.146	0.892	0.114	6.219	75.6	34.763	0.2	5.4	без сейсмоизоляции		3 444 760	6.91
										с сейсмоизоляцией		498 175	
Иран, Табас74	8.6	0.98	0.367	0.05	3.286	75.923	34.72	0.24	5.95	без сейсмоизоляции		305 594.1	91.03
										с сейсмоизоляцией		3357.12	
США, Калифорния, Эль-Центро	6.16	0.842	0.58	0.4	5.03	32.608	12.792	0.5	2.5	без сейсмоизоляции		2 989 200	12.2
										с сейсмоизоляцией		244 979.3	
Никарагуа, Манагуа 90	4.131	0.213	0.061	0	5.554	10.34	9.818	0.34	2.5	без сейсмоизоляции		906 515.4	20.62
										с сейсмоизоляцией		43 957.38	
Никарагуа, Манагуа	3.31	0.26	0.082	0	4.015	12.998	10.334	0.38	3.8	без сейсмоизоляции		2 393 991	38.51
										с сейсмоизоляцией		62 152.61	
СССР, Ташкент	1.47	0.067	0.045	0.041	14.736	0.234	0.457	0.12	4	без сейсмоизоляции		660 280.3	12.22
										с сейсмоизоляцией		54 035.94	
США, Лома-Приета 00	5.557	0.962	0.368	0.235	2.210	49.467	22.575	0.072	3.4	без сейсмоизоляции		3 430 102	8.66
										с сейсмоизоляцией		396 097.5	
США, Лома-Приета 90	6	0.521	0.168	0.12	3.714	19.41	12.747	0.4	2.8	без сейсмоизоляции		2 258 921	18.55
										с сейсмоизоляцией		121 792.6	

США, Нортридж 90	5.925	0.775	0.199	0.058	1.963	16.278	12.216	0.52	2.6	без сейсмоизоляции	2 078 768	11.42
										с сейсмоизоляцией	182 057.9	
США, Нортридж 318	4.71	0.8	0.516	0.32	3.797	24.994	13.872	0.25	2.5	без сейсмоизоляции	1 956 977	12.03
										с сейсмоизоляцией	162 628	
США, Нортридж 360	8.268	1.289	0.309	0.043	1.538	31.29	14.71	0.45	3	без сейсмоизоляции	4 576 942	19.89
										с сейсмоизоляцией	230 158	
США, Нортридж 228	8.255	1.749	0.494	0.203	1.333	46.17	16.688	0.75	4.2	без сейсмоизоляции	3 547 621	12.88
										с сейсмоизоляцией	275 437.9	
США, Нортридж Rina	8.3	0.442	0.573	0.523	24.344	31.079	13.035	0.08	4.6	без сейсмоизоляции	1 639 576	13.81
										с сейсмоизоляцией	118 693.7	
США, Нортридж Sylm	5.25	0.19	0.101	0.087	14.688	7.103	7.903	1.4	2.8	без сейсмоизоляции	616 694.8	9.00
										с сейсмоизоляцией	68 494.48	
США, Хелена	7.24	0.728	0.338	0.114	4.617	15.736	5.312	0.26	3.2	без сейсмоизоляции	876 591.3	9.83
										с сейсмоизоляцией	89 210.42	
США, Холистер 2-9	3.49	0.614	0.384	0.138	3.555	19.74	21.78	0.5	5.3	без сейсмоизоляции	3 532 551	6.78
										с сейсмоизоляцией	520 788.9	
США, Холистер 1-9	7.24	1.26	0.528	0.092	2.408	55.436	28.284	0.52	7.2	без сейсмоизоляции	2 543 949	7.20
										с сейсмоизоляцией	353 282.2	
США, Холистер Z9	3.864	0.312	0.204	2.162	8.098	10.88	15.044	0.14	3.4	без сейсмоизоляции	1 920 151	5.53
										с сейсмоизоляцией	346 842.6	
Тайвань, ЧиЧи V	0.717	0.142	0.061	0	2.134	1.258	5.494	0.34	4.4	без сейсмоизоляции	341 667.5	4.84
										с сейсмоизоляцией	70 637.16	
Тайвань, ЧиЧи NS	1.595	0.219	0.086	0	2.86	5.74	11.768	0.36	4.3	без сейсмоизоляции	928537.1	10.38
										с сейсмоизоляцией	89 419.71	
Тайвань, ЧиЧи EW	1.8	0.393	0.104	0.011	1.212	5.986	11.698	0.54	3.3	без сейсмоизоляции	645 892.6	4.98
										с сейсмоизоляцией	129 777.4	
Чили 85	6.982	0.403	0.109	0.013	4.686	89.262	47.763	0.24	4.8	без сейсмоизоляции	2 568 090	26.49
										с сейсмоизоляцией	96 948.76	
Чили85п	4.352	0.233	0.045	0.006	3.607	39.444	6.316	0.36	1.2	без сейсмоизоляции	1 807 792	51.93
										с сейсмоизоляцией	34 814.13	
Япония, КобоEW	6.17	0.756	0.160	0.081	1.727	33.831	16.72	0.39	5.2	без сейсмоизоляции	2 776 992	21.03
										с сейсмоизоляцией	132 036.6	

Япония, Кобо NS	8.18	0.92	0.259	0.22	2.503	52.221	19.736	0.37	1.4	без сейсмоизоляции	4 339 040	32.5
										с сейсмоизоляцией	133 483.3	
Япония, Кобо UD	3.32	0.406	0.165	0.046	3.323	11.842	10.525	0.24	1.6	без сейсмоизоляции	1 340 439	17.33
										с сейсмоизоляцией	77 341.12	
Япония EW	1.593	0.115	0.066	0.06	7.95	3.065	8.412	0.6	0.6	без сейсмоизоляции	1 650 168	11.64
										с сейсмоизоляцией	141 753.6	
Япония NS	1.404	0.168	0.09	0.09	4.477	2.805	8.178	0.6	0.9	без сейсмоизоляции	1 599 367	11.00
										с сейсмоизоляцией	145 326.9	
Япония UD	5.64	0.345	0.417	0.347	19.76	73.22	44.86	0.3	5.5	без сейсмоизоляции	956 444.5	4.42
										с сейсмоизоляцией	216 149.2	
Япония, Фукусима EW	8.588	0.466	0.591	0.53	23.373	52.1	35.643	0.14	7	без сейсмоизоляции	1 091 680	<b>108.31</b>
										с сейсмоизоляцией	10 079.5	
Япония, Фукусима NS	9.764	0.51	0.455	0.1	17.073	69.94	38.64	0.16	5.2	без сейсмоизоляции	510 606	34.08
										с сейсмоизоляцией	14 982	
Япония, Фукусима UD	3.74	0.48	0.525	0.1	8.522	22.287	25.202	0.18	6	без сейсмоизоляции	3 270 335	58.59
										с сейсмоизоляцией	55 813.9	

Таблица 4.12 – Эффект применения сейсмоизоляции для двенадцатиэтажного здания

Описание воздействия	Кинематические характеристики					Энергетические характеристики		Преобладающие периоды		Здание		Моменты по подошве фундамента	Эффект применения сейсмоизоляции
	Пиковое ускорение,	Пиковая скорость,	Максимальное смещение,	Остаточное смещение	к	Ариас	CAV	По акселерограмме	По сейсмограмме	Описание	Период собственных колебаний		
Бухарест, Инчерк	1.985	0.787	0.323	0.2	1.035	4.57	5.456	1.3	2.4	без сейсмоизоляции	2.375	1 872 813	3.13
										с сейсмоизоляцией	4.1	597 433.7	
Вернон	1.35	0.223	0.145	0.106	3.936	0.742	1.835	1	2.4	без сейсмоизоляции	2.375	719 177.3	2.64
										с сейсмоизоляцией	4.1	272 629.4	
Газли, Карыкар	6.94	0.555	0.221	0.168	4.979	18.042	10.584	0.14	4.8	без сейсмоизоляции	2.375	1 046 564	2.28
										с сейсмоизоляцией	4.1	458 643.1	
Иран, Табас2	9.157	1.146	0.892	0.114	6.219	75.6	34.763	0.2	5.4	без сейсмоизоляции	2.375	2 234 789	1.19
										с сейсмоизоляцией	4.1	1 867 611	
Иран, Табас74	8.6	0.98	0.367	0.05	3.286	75.923	34.72	0.24	5.95	без сейсмоизоляции	2.375	115 340.6	<b>72.99</b>
										с сейсмоизоляцией	4.1	1 580.18	
США, Калифорния, Эль-Центро	6.16	0.842	0.58	0.4	5.03	32.608	12.792	0.5	2.5	без сейсмоизоляции	2.375	2 585 869	5.29
										с сейсмоизоляцией	4.1	488 446.1	
Никарагуа, Манагуа 90	4.131	0.213	0.061	0	5.554	10.34	9.818	0.34	2.5	без сейсмоизоляции	2.375	654 798.4	6.62
										с сейсмоизоляцией	4.1	98 891.34	
Никарагуа, Манагуа	3.31	0.26	0.082	0	4.015	12.998	10.334	0.38	3.8	без сейсмоизоляции	2.375	621 263	3.57
										с сейсмоизоляцией	4.1	173 744.9	
СССР, Ташкент	1.47	0.067	0.045	0.041	14.736	0.234	0.457	0.12	4	без сейсмоизоляции	2.375	356 624	3.06
										с сейсмоизоляцией	4.1	116 593.3	
США, Лома-Приета 00	5.557	0.962	0.368	0.235	2.210	49.467	22.575	0.072	3.4	без сейсмоизоляции	2.375	3 248 249	4.11
										с сейсмоизоляцией	4.1	789 169	
США, Лома-Приета 90	6	0.521	0.168	0.12	3.714	19.41	12.747	0.4	2.8	без сейсмоизоляции	2.375	1 476 029	6.71
										с сейсмоизоляцией	4.1	219 932.6	

США, Нортридж 90	5.925	0.775	0.199	0.058	1.963	16.278	12.216	0.52	2.6	без сейсмоизоляции	2.375	1 775 802	6.76
										с сейсмоизоляцией	4.1	262 551.6	
США, Нортридж 318	4.71	0.8	0.516	0.32	3.797	24.994	13.872	0.25	2.5	без сейсмоизоляции	2.375	2 065 119	5.00
										с сейсмоизоляцией	4.1	412 417.6	
США, Нортридж 360	8.268	1.289	0.309	0.043	1.538	31.29	14.71	0.45	3	без сейсмоизоляции	2.375	2 491 525	4.47
										с сейсмоизоляцией	4.1	557 025.5	
США, Нортридж 228	8.255	1.749	0.494	0.203	1.333	46.17	16.688	0.75	4.2	без сейсмоизоляции	2.375	1 944 409	3.33
										с сейсмоизоляцией	4.1	584 431.9	
США, Нортридж Rina	8.3	0.442	0.573	0.523	24.344	31.079	13.035	0.08	4.6	без сейсмоизоляции	2.375	855 888	4.05
										с сейсмоизоляцией	4.1	211 240.6	
США, Нортридж Sylm	5.25	0.19	0.101	0.087	14.688	7.103	7.903	1.4	2.8	без сейсмоизоляции	2.375	739 006.3	4.62
										с сейсмоизоляцией	4.1	159 994.9	
США, Хелена	7.24	0.728	0.338	0.114	4.617	15.736	5.312	0.26	3.2	без сейсмоизоляции	2.375	629 911.2	2.63
										с сейсмоизоляцией	4.1	239 909.8	
США, Холистер 2-9	3.49	0.614	0.384	0.138	3.555	19.74	21.78	0.5	5.3	без сейсмоизоляции	2.375	3 456 165	1.82
										с сейсмоизоляцией	4.1	1 893 136	
США, Холистер 1-9	7.24	1.26	0.528	0.092	2.408	55.436	28.284	0.52	7.2	без сейсмоизоляции	2.375	2 211 214	2.64
										с сейсмоизоляцией	4.1	836 793.4	
США, Холистер Z9	3.864	0.312	0.204	2.162	8.098	10.88	15.044	0.14	3.4	без сейсмоизоляции	2.375	2 482 104	4.68
										с сейсмоизоляцией	4.1	530 086.6	
Тайвань, ЧиЧи V	0.717	0.142	0.061	0	2.134	1.258	5.494	0.34	4.4	без сейсмоизоляции	2.375	397 143.1	2.34
										с сейсмоизоляцией	4.1	169 392.7	
Тайвань, ЧиЧи NS	1.595	0.219	0.086	0	2.86	5.74	11.768	0.36	4.3	без сейсмоизоляции	2.375	558 790.3	3.16
										с сейсмоизоляцией	4.1	176 862.5	
Тайвань, ЧиЧи EW	1.8	0.393	0.104	0.011	1.212	5.986	11.698	0.54	3.3	без сейсмоизоляции	2.375	651 215.3	2.77
										с сейсмоизоляцией	4.1	235 198.8	
Чили 85	6.982	0.403	0.109	0.013	4.686	89.262	47.763	0.24	4.8	без сейсмоизоляции	2.375	1 118 156	5.33
										с сейсмоизоляцией	4.1	209 899.9	
Чили85n	4.352	0.233	0.045	0.006	3.607	39.444	6.316	0.36	1.2	без сейсмоизоляции	2.375	667 639.2	7.74
										с сейсмоизоляцией	4.1	86 192.08	
Япония, КобоEW	6.17	0.756	0.160	0.081	1.727	33.831	16.72	0.39	5.2	без сейсмоизоляции	2.375	1 491 502	5.37
										с сейсмоизоляцией	4.1	277 598.8	

Япония, Кобо NS	8.18	0.92	0.259	0.22	2.503	52.221	19.736	0.37	1.4	без сейсмоизоляции	2.375	1 536 859	4.52
										с сейсмоизоляцией	4.1	340 240.3	
Япония, Кобо UD	3.32	0.406	0.165	0.046	3.323	11.842	10.525	0.24	1.6	без сейсмоизоляции	2.375	696 628.4	3.32
										с сейсмоизоляцией	4.1	209 497.4	
Япония EW	1.593	0.115	0.066	0.06	7.95	3.065	8.412	0.6	0.6	без сейсмоизоляции	2.375	828 687.5	1.6
										с сейсмоизоляцией	4.1	518 445.1	
Япония, NS	1.404	0.168	0.09	0.09	4.477	2.805	8.178	0.6	0.9	без сейсмоизоляции	2.375	939 146.9	1.65
										с сейсмоизоляцией	4.1	567 283.7	
Япония UD	5.64	0.345	0.417	0.347	19.76	73.22	44.86	0.3	5.5	без сейсмоизоляции	2.375	841 778.5	<b>1.03</b>
										с сейсмоизоляцией	4.1	816 694.9	
Япония, Фукусима EW	8.588	0.466	0.591	0.53	23.373	52.1	35.643	0.14	7	без сейсмоизоляции	2.375	328 431.5	21.28
										с сейсмоизоляцией	4.1	15 430.7	
Япония, Фукусима NS	9.764	0.51	0.455	0.1	17.073	69.94	38.64	0.16	5.2	без сейсмоизоляции	2.375	179 452.2	10.04
										с сейсмоизоляцией	4.1	17 880	
Япония, Фукусима UD	3.74	0.48	0.525	0.1	8.522	22.287	25.202	0.18	6	без сейсмоизоляции	2.375	974 466	4.08
										с сейсмоизоляцией	4.1	239 011	



Из таблиц 4.10-4.12 можно сделать следующие выводы.

Эффективность сейсмоизоляции принципиально зависит от вида воздействия и вида сооружения. Коэффициент снижения моментов в уровне обреза фундаментов изменяется от 4.51 до 217.5 для пятиэтажных зданий (среднее значение – 35.41), от 4.77 от 108.31 для девятиэтажных зданий (среднее значение – 21.04) и от 1.03 до 72.99 для двенадцатиэтажных зданий (среднее значение – 6.45). Гистограммы распределения указанных коэффициентов приведены на рис. 4.10.

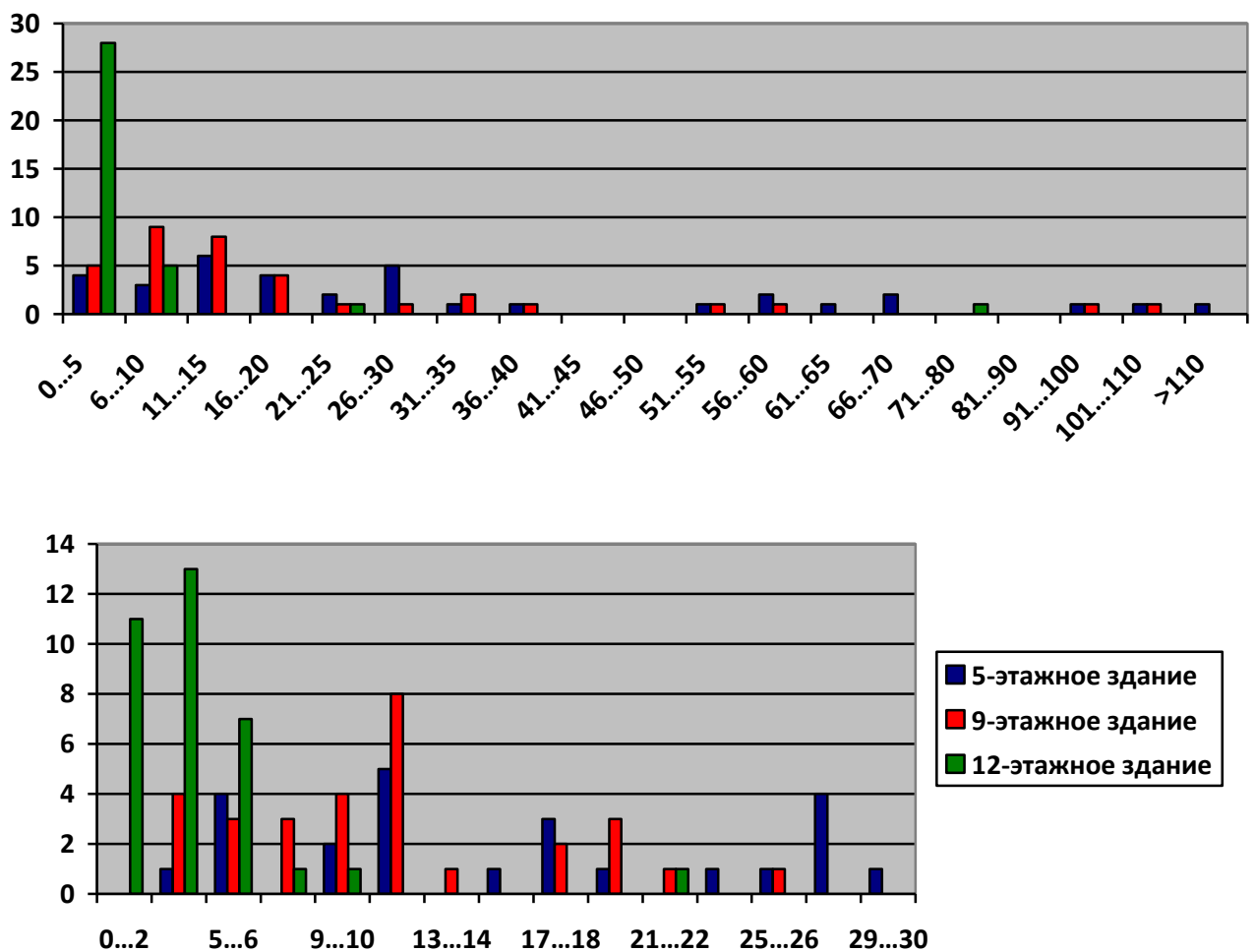


Рис. 4.10 – Гистограммы распределения коэффициентов снижения моментов в уровне обреза фундаментов

По рис. 4.10 можно сделать вывод о том, что эффективность сейсмоизоляции 12-этажного здания снижается по сравнению с 5-этажным.

При этом для высокочастотных воздействий применение сейсмоизоляции более эффективно (рис. 4.11-4.13).

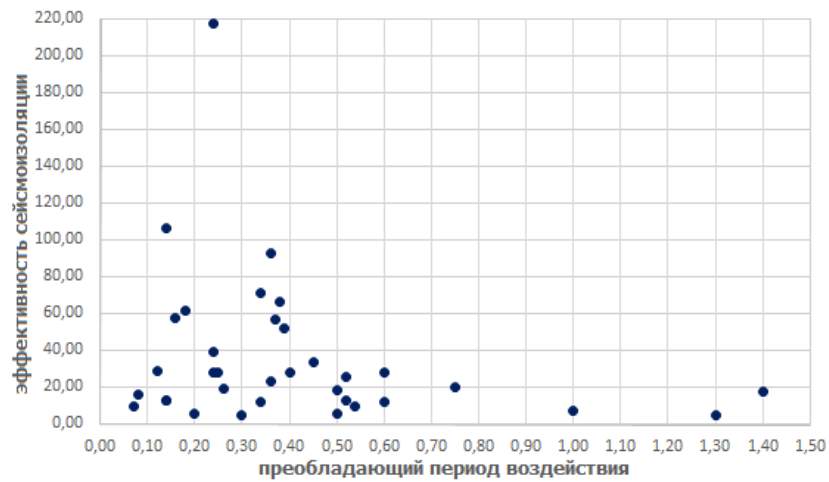


Рис. 4.11 – Зависимость эффективности применения сейсмоизоляции для 5-этажного здания в зависимости от преобладающего на акселерограмме периода воздействия.

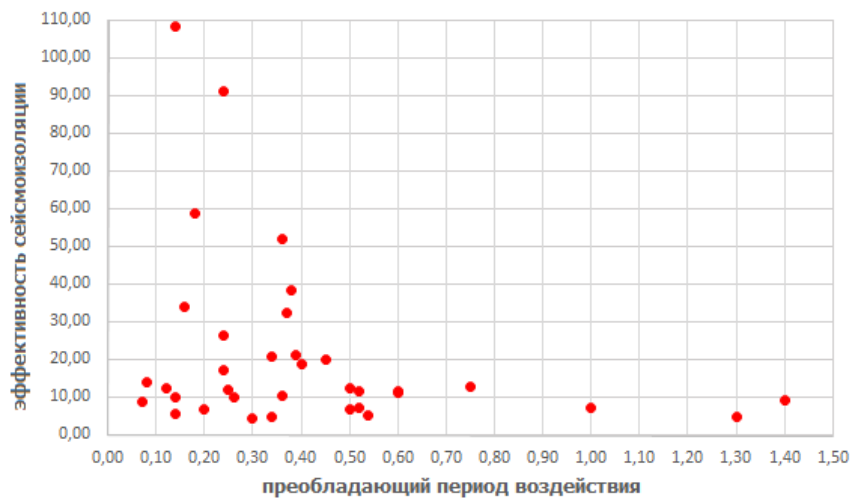


Рис. 4.12 – Зависимость эффективности применения сейсмоизоляции для 9-этажного здания в зависимости от преобладающего на акселерограмме периода воздействия

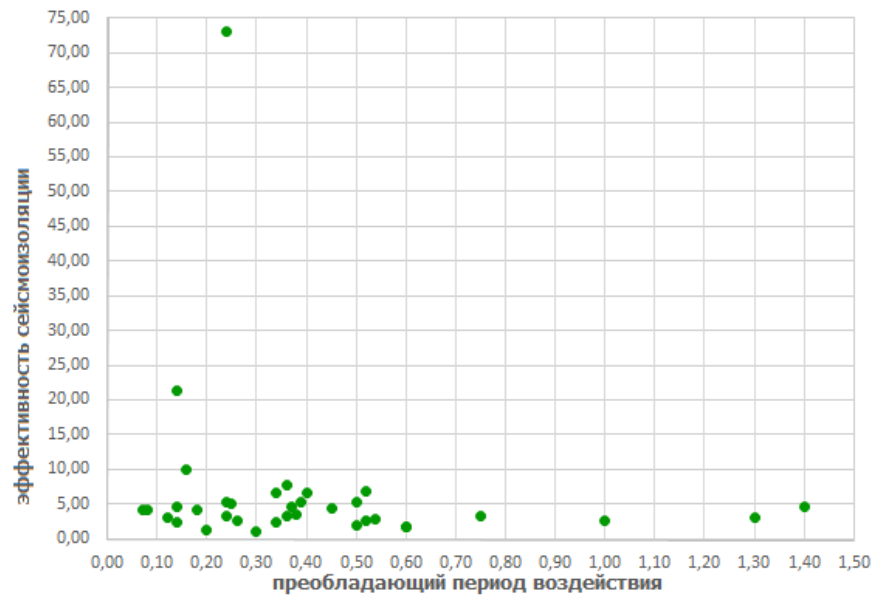


Рис. 4.13 – Зависимость эффективности применения сейсмоизоляции для 12-этажного здания в зависимости от преобладающего на акселерограмме периода воздействия

Этот вывод неоднократно отмечался в работах Савинова О.А. [63], Сандович Т.А. [67], Долгой А.А., Уздина А.М. [79]. Однако мы вынуждены обращаться к нему в связи с практикой проектирования, складывающейся в РФ. Наши нормы допускают проведение расчетов на одну акселерограмму. Как следует из выполненных расчетов, такой результат может скорее дезинформировать инженера об эффективности применения сейсмоизоляции. В проекте СП по расчету и проектированию сейсмоизоляции требуется использовать минимум три акселерограммы. Это намного лучше, чем одна. Но известны теоретические исследования [82] указывают на необходимость использования порядка 300 акселерограмм для 95-процентной достоверности результата и порядка 100 акселерограмм для 90-процентной достоверности. В связи с этим особое значение приобретает использование предлагаемых модельных воздействий, обеспечивающих консервативные результаты расчета.

Также следует отметить, что эффективность применения сейсмоизоляции при расчете на модельные воздействия не имеет такого разброса и ее среднее значение значительно ниже. Такой вывод можно сделать из таблицы 4.13, в

которую сведен расчет эффективности применения сейсмоизоляции для 12-этажного здания.

Таблица 4.13 – Эффект применения сейсмоизоляции для двенадцатиэтажного здания при расчете на синтетические воздействия

Наименование воздействия	Здание	Момент по подошве фундамента	Эффективность применения сейсмоизоляции
annaev-uzdin	без сейсмоизоляции	5 635 587	3,17
	с сейсмоизоляцией	1776 339	
А. Долгая	без сейсмоизоляции	5 031 671	5,13
	с сейсмоизоляцией	980 000	
Предлагаемое воздействие	без сейсмоизоляции	6 605 361	2,8
	с сейсмоизоляцией	2 360 000	
Средняя эффективность применения сейсмоизоляции			3,7

Это связано с тем, синтетическое воздействие подбирается опасным для каждого сооружения, т.е. генерируются отдельно акселерограммы для сооружений с сейсмоизоляцией и для сооружения без нее (т.к. они имеют разные частоты собственных колебаний), в то время как акселерограмма прошлого землетрясения может иметь частоту, опасную для несейсмоизолированного сооружения, однако эта же частота может оказаться не опасной для сооружения с сейсмоизоляцией. Также возможна и обратная ситуация: преобладающая частота реального воздействия может оказаться опасной для сейсмоизолированного сооружения и не опасной для сооружения без сейсмоизоляции.

## 4.2 Особенности задания воздействия и расчета нелинейных систем сейсмоизоляции

### 4.2.1 Методика расчета

Особенностью нелинейной системы является отсутствие резонансной частоты, связанное с многозначностью значений амплитудно-частотной характеристики (АЧХ). АЧХ могут иметь достаточно причудливую форму – рис.

4.14 [42].

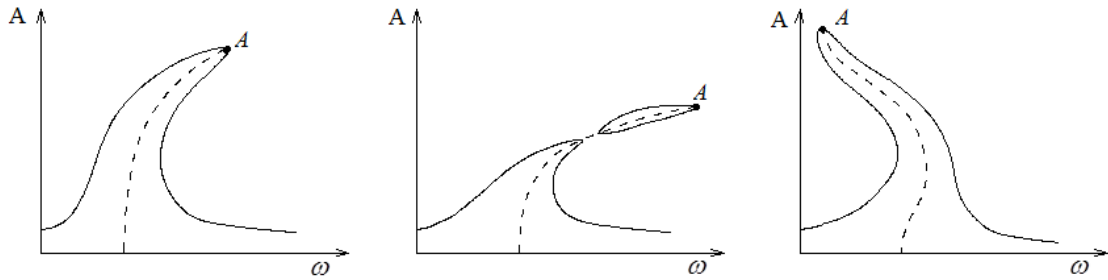


Рис. 4.14 – Возможные виды АЧХ нелинейных систем

На это обстоятельство указывалось в ряде публикаций, посвященных выбору опасной частоты сейсмического воздействия [82]. При этом рекомендовалось строить АЧХ системы и выбирать наиболее опасную точку (точка  $A$  на АЧХ, приведенных на рис. 4.14). Однако в упомянутых работах не указано, что вид АЧХ зависит от амплитуды воздействия. Например, в системах с вязким сопротивлением и ДСТ при слабых воздействиях демпфер закрыт и система работает линейно и имеет резонансную частоту. Система при умеренных воздействиях даже без вязкого сопротивления имеет конечную амплитуду, а точка  $A$  расположена между собственными частотами с открытым и закрытым ДСТ. При сильных воздействиях и отсутствии вязкого сопротивления система имеет бесконечный резонанс, совпадающий с собственной частотой колебаний системы без ДСТ. Этот результат подробно описан в монографии [32]. На первый взгляд это обстоятельство делает задачу поиска опасной частоты весьма проблематичной, поскольку требуется построение набора АЧХ при различных амплитудах воздействия, причем фактическая амплитуда воздействия заранее неизвестна.

Для корректного решения поставленной задачи предлагается записать исходное уравнение колебаний для одномассной системы в безразмерных ускорениях:

$$m\ddot{q} + Q + cq = -m\ddot{y}_0, \quad (4.2)$$

где  $m$  – масса системы,  $q$  – смещение,  $c$  – жесткость,  $\ddot{y}_0$  – акселерограмма задаваемого воздействия,  $Q$  – сила нелинейного сопротивления демпфера.

Предварительно силу нелинейного сопротивления демпфера  $Q$  представим в виде суммы сил вязкого и сухого трения, что было сделано в параграфе 2.2:

$$Q = b|\dot{q}|^\alpha \text{sign}(\dot{q}) \cong (\beta|\dot{q}| + F)\text{sign}(\dot{q}), \quad (4.3)$$

здесь  $b$  и  $\alpha$  – характеристики демпфера,  $\beta$  – коэффициент вязкого трения,  $F$  – сила сухого трения. Величины указанных параметров связаны между собой выражениями:

$$\begin{aligned} \beta &= \alpha b; \\ F &= b(1 - \alpha). \end{aligned} \quad (4.4)$$

Тогда уравнение (4.2) примет вид:

$$m\ddot{q} + (\beta|\dot{q}| + F)\text{sign}(\dot{q}) + cq = -m\ddot{y}_0 \quad (4.5)$$

или, после раскрытия скобок и деления на массу  $m$ :

$$\ddot{q} + \frac{\beta}{m}\dot{q} + \frac{F}{m}\text{sign}(\dot{q}) + \frac{c}{m}q = -\ddot{y}_0. \quad (4.6)$$

С учетом того, что  $\frac{\beta}{m} = \gamma k$ ;  $\frac{F}{m} = fg$  и  $\frac{c}{m} = k^2$  уравнение (4.6) можно привести к виду:

$$\ddot{q} + \gamma k\dot{q} + fg\text{sign}(\dot{q}) + k^2q = -\ddot{y}_0. \quad (4.7)$$

где  $k$  – частота колебаний системы,  $f$  – коэффициент сухого трения,  $\gamma$  – коэффициент упругого сопротивления.

Далее уравнение (4.7) записывается в безразмерных ускорениях по методике, приведенной в [39]. Осуществляется переход к безразмерным смещениям

$\xi = \frac{q}{AgT^2}$  и безразмерному времени  $\frac{d}{dt} = \frac{d}{d\tau} \cdot \frac{1}{T}$  (в приведенных зависимостях  $T$  –

период колебаний,  $A$  – ускорение расчетного воздействия в долях ускорения свободного падения  $g$ ). При этом уравнение колебаний одномассной системы приобретает вид

$$\ddot{\xi} + 2\pi\gamma\dot{\xi} + 4\pi^2\xi - f_{\text{отн}} \cdot \text{sign}(\dot{\xi}) = -T^2\ddot{y}_0, \quad (4.8)$$

где  $f_{\text{отн}} = \frac{f}{A}$  – относительный коэффициент сухого трения,  $\ddot{y}_0 = \frac{\ddot{y}_0}{Ag}$  – безразмерное ускорение задаваемого воздействия.

Значения коэффициентов  $f$  и  $\gamma$  вычисляются по следующим формулам:

$$\gamma = \frac{\alpha \cdot b}{m \cdot k}; \quad (4.9)$$

$$f = \frac{b(1-\alpha)}{m \cdot g}. \quad (4.10)$$

Преимуществом предлагаемой формы записи уравнений колебаний является то, что она уже не зависит от амплитуды. В соответствии с безразмерным уравнением можно построить АЧХ землетрясений в виде зависимости безразмерных ускорений или смещений от безразмерной частоты при различных значениях относительного коэффициента трения (рис. 4.15). По построенным АЧХ получаем зависимость опасной частоты от относительного коэффициента трения (рис. 4.16).

Далее принимается в расчет тот факт, что амплитуда воздействия зависит от преобладающей частоты воздействия [30, 60]. Эта зависимость приведена на рис. 4.17.

Задача состоит в том, чтобы подобрать такое воздействие, преобладающая частота которого является резонансной для сооружения.

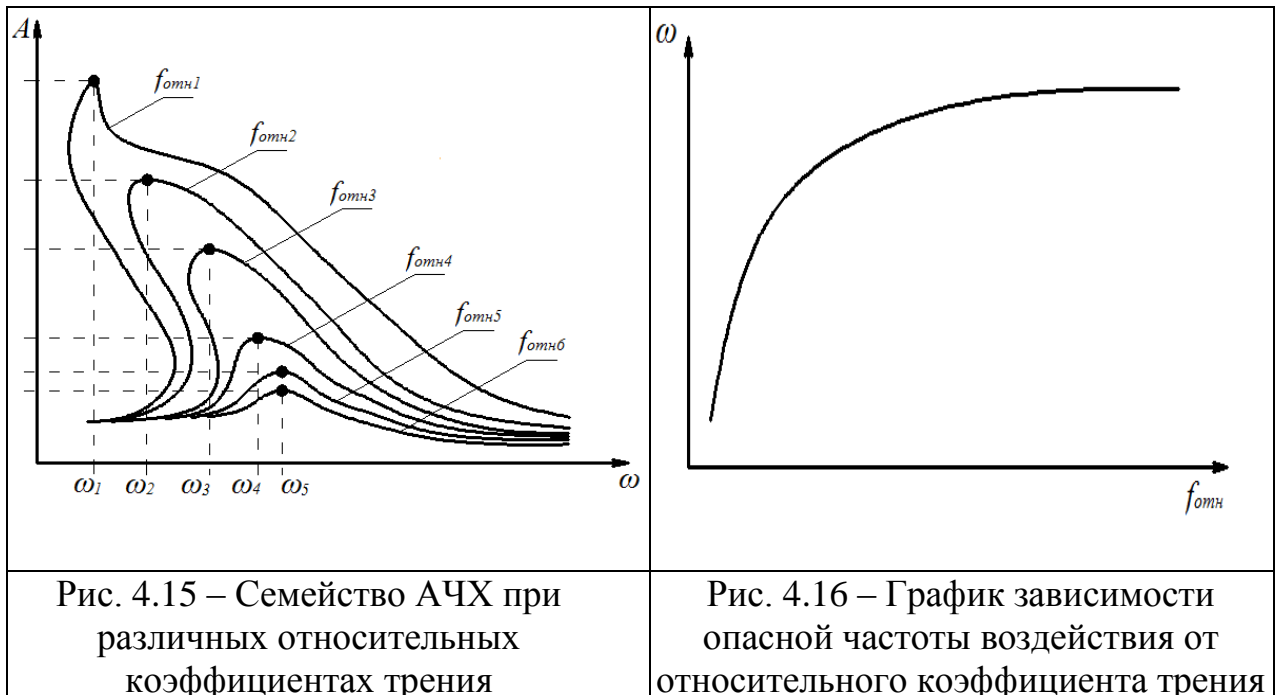




Рис. 4.17 – Зависимость амплитуды воздействия от преобладающей частоты воздействия

Далее предлагаемый расчет носит итерационный характер. Порядок расчета следующий.

1. Для начального приближения принимается в качестве опасной частоты частота линейной системы.
2. По графику  $\omega(f_{отн})$  определяется относительный коэффициент трения.
3. По найденному в п. 2 относительному коэффициенту трения вычисляется амплитуда воздействия.
4. По вычисленной в п. 3 амплитуде воздействия по графику  $A(\omega)$  снова определяется частота воздействия.

П. 2-4 необходимо повторять до тех пор, пока найденная в п.4 опасная частота воздействия не совпадет с опасной частотой воздействия, вычисленной на предыдущем шаге.

Схема итерационного расчета показана на рис. 4.18.

5. По найденной опасной частоте генерируется воздействие.
6. Выполняется расчет системы на сгенерированное воздействие.



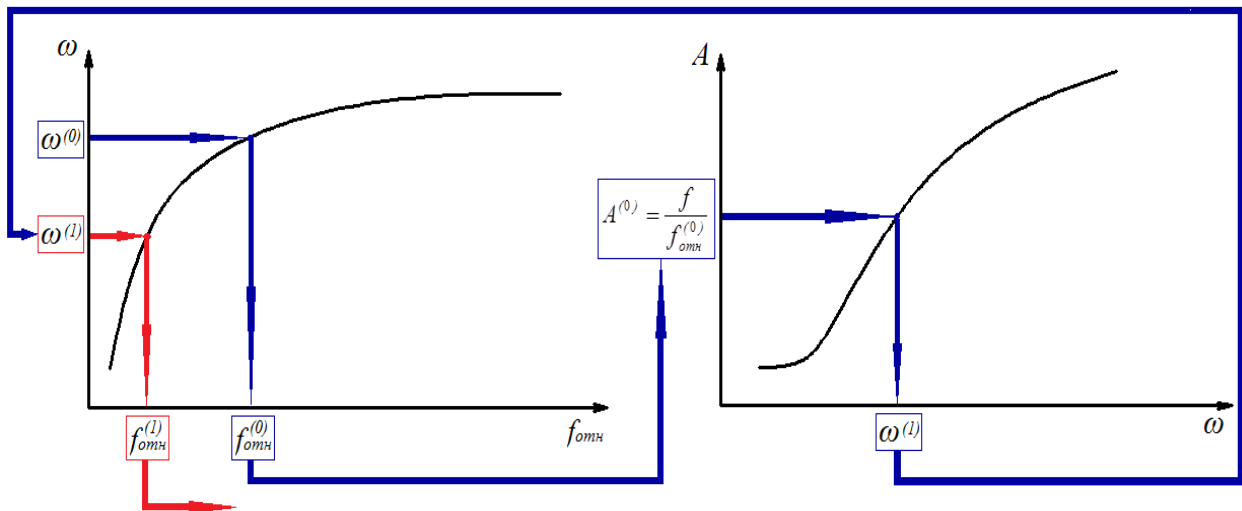


Рис. 4.18. Схема итерационного расчета.

#### 4.2.2 Пример подбора опасной акселерограммы для нелинейной системы.

В качестве примера был рассмотрен проект моста для олимпийских объектов в г. Сочи. Мост снабжен упруго-скользящей сейсмоизолирующей опорной частью и вязким демпфером. Принципиальная схема моста показана на рис. 4.19. Упруго-скользящая опорная часть состоит из упругого элемента в виде гибкого столика и фрикционно-подвижного соединения (ФПС), соединяющего столик с пролетным строением. ФПС является жестким соединением до тех пор, пока нагрузка не превысила силу трения в ФПС. При превышении нагрузкой предельного значения пролетное строение связано с опорой только силой трения. Пролетное строение железобетонное неразрезное, характеризуется большим собственным весом и большой инерционной сейсмической нагрузкой, которая практически полностью передается на опору с сейсмоизолирующей опорной частью. На других трех опорах установлены подвижные опорные части, причем на опоре 2 установлен демпфер, воспринимающий часть нагрузки. Поскольку трение в подвижных опорных частях мало, то для расчета опоры 1 горизонтальными реакциями промежуточных опор можно пренебречь.

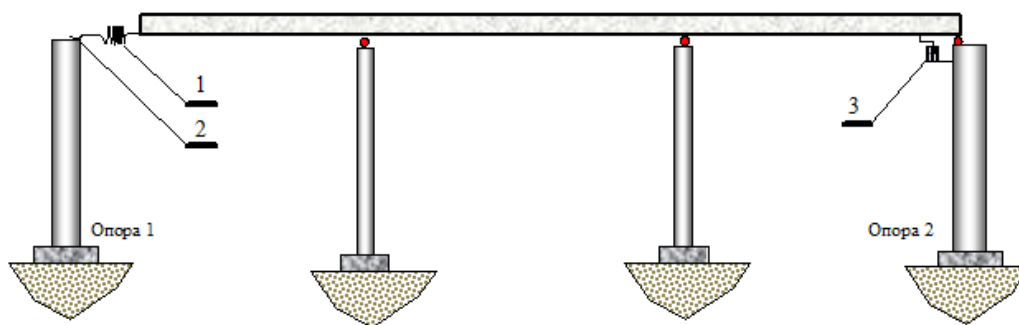


Рис. 4.19 – Принципиальная схема установки сейсмозащитных устройств:

1 – упругий элемент (гибкий столик); 2 – ФПС; 3 – демпфер

Для проведения расчетов приняты следующие исходные данные:

- податливость опоры №1  $\delta=9.26551 \cdot 10^{-7}$  кН/м;
- период основного тона опоры №1  $T=0.261$  с;
- податливость опоры №2  $\delta=1.686217 \cdot 10^{-6}$  кН/м;
- период основного тона опоры №2  $T=0.237$  с;
- масса пролетного строения  $M_{\text{span}}=1136$  т;
- жесткость сейсмоизолирующего элемента  $C=130000$  кН/м.

Коэффициент вязкого демпфирования принят для выбранных демпферов равным  $2 \cdot 789=1578$  кН/м.

Расчетная схема для качественного анализа эффективности принятой системы защиты приведена на рис. 4.20.

Схема включает 9 элементов. Массы опор приведены к их верху, исходя из сохранения их жесткости и периода колебаний. При этом величины масс составили

$$M_{\text{left}}=608.262 \text{ т} ; M_{\text{right}}= 199.289 \text{ т.}$$

В расчетную схему дополнительно введены два упругих элемента, объединяющие систему в момент проскальзывания ФПС. Жесткость элементов принята малой, и они введены для того, чтобы в процессе вычислений матрица жесткости не становилась особенной. Жесткости элементов приняты равными  $C_{\text{right}}=200$  кН/м;  $C_{\text{left}}=145$  кН/м. С одной стороны, эти жесткости не влияют на

колебания системы. Период основного тона колебаний системы при открытых демпферах составляет при принятых жесткостях около 12 секунд. С другой стороны, у них есть физический смысл. Так, принятое значение  $C_{\text{left}}$  соответствует паспортным данным жесткости демпфера при низких частотах. Коэффициенты неупругого сопротивления в введенных упругих элементах приняты равными 0.1.

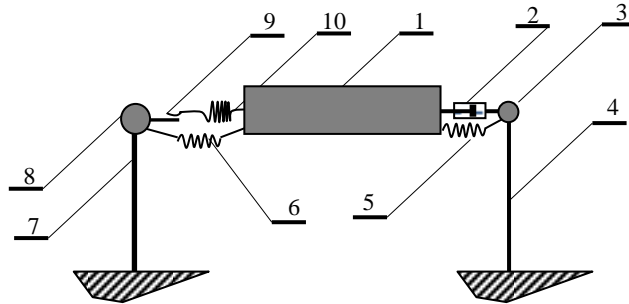


Рис. 4.20 – Расчетная схема для качественного анализа эффективности принятой системы защиты:

1 – масса пролетного строения  $M_{\text{span}}$ ; 2 – вязкий демпфер с коэффициентом вязкого демпфирования  $b$ ; 3 – масса правой опоры  $M_{\text{right}}$ ; 4 – жесткость правой опоры  $C_{\text{pier}}^{(\text{right})}$ ; 5 – вспомогательная жесткость  $C_{\text{right}}=200$  кН/м; 6 – вспомогательная жесткость  $C_{\text{left}}=145$  кН/м; 7 – жесткость левой опоры  $C_{\text{pier}}^{(\text{left})}$ ; 8 – масса левой опоры  $M_{\text{left}}$ ; 9 – ФПС; 10 – упругий элемент

Рассматриваемая система имеет три степени свободы. Ее уравнение движения имеет вид:

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{Y}} + \mathbf{B}_v\dot{\mathbf{Y}} + \mathbf{B}_h\tilde{\mathbf{Y}} + \mathbf{C}\mathbf{Y} = -\mathbf{M}\ddot{\mathbf{Y}}_0 + \mathbf{Q}_1 + \mathbf{Q}_2, \quad (4.11)$$

где  $\mathbf{M}$  – матрица инерции;  $\mathbf{B}_v$  – матрица вязкого демпфирования;  $\mathbf{B}_h$  – матрица гистерезисного демпфирования;  $\mathbf{C}$  – матрица жесткости;  $\mathbf{Q}_1$  – вектор сил трения в открытых ДСТ;  $\mathbf{Q}_2$  – вектор сил, вызванных остаточными смещениями в закрытых ДСТ.

Матрица инерции (масс) системы имеет вид

$$\mathbf{M} = \begin{bmatrix} M_{\text{span}}, & M_{\text{left}}, & M_{\text{right}} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1136, & 608.262, & 199.289 \end{bmatrix}$$

В зависимости от того, открыт или закрыт ДСТ, моделирующий ФПС, система может находиться в одном из двух состояний. В обоих состояниях имеет

место вязкое демпфирование в демпфере на правой опоре. Оба состояния характеризуются матрицей вязкого демпфирования.

$$\mathbf{V}_v = \begin{Bmatrix} b & 0 & -b \\ 0 & 0 & 0 \\ -b & 0 & b \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 1580 & 0 & -1580 \\ 0 & 0 & 0 \\ -1580 & 0 & 1580 \end{Bmatrix}$$

В начальном состоянии система характеризуется следующими матрицами жесткости  $\mathbf{C}^{(1)}$  и гистерезисного демпфирования  $\mathbf{V}_h^{(1)}$ :

$$\mathbf{C}^{(1)} = \begin{pmatrix} C_{\text{left}} + C_{\text{right}} + C_{\text{fd}} & -C_{\text{left}} - C_{\text{fd}} & -C_{\text{right}} \\ -C_{\text{left}} - C_{\text{fd}} & C_{\text{left}} + C_{\text{pierL}} + C_{\text{fd}} & \mathbf{0} \\ -C_{\text{right}} & \mathbf{0} & C_{\text{right}} + C_{\text{pierR}} \end{pmatrix}$$

$$\mathbf{V}_h^{(1)} = \begin{pmatrix} C_{\text{left}} \cdot \gamma_{\text{left}} + C_{\text{right}} \cdot \gamma_{\text{right}} + C_{\text{fd}} \cdot \gamma_{\text{fd}} & -C_{\text{left}} \cdot \gamma_{\text{left}} - C_{\text{fd}} \cdot \gamma_{\text{fd}} & -C_{\text{right}} \cdot \gamma_{\text{right}} \\ -C_{\text{left}} \cdot \gamma_{\text{left}} - C_{\text{fd}} \cdot \gamma_{\text{fd}} & C_{\text{left}} \cdot \gamma_{\text{left}} + C_{\text{pierL}} \cdot \gamma_{\text{pier}} + C_{\text{fd}} \cdot \gamma_{\text{fd}} & \mathbf{0} \\ -C_{\text{right}} \cdot \gamma_{\text{right}} & \mathbf{0} & C_{\text{right}} \cdot \gamma_{\text{right}} + C_{\text{pierR}} \cdot \gamma_{\text{pier}} \end{pmatrix}$$

Периоды колебаний и частоты при закрытом ФПС составили

$$\mathbf{T} = [0.928; 0.261; 0.237]; \quad \mathbf{K} = [6.77; 24.08; 26.501]$$

При открытом ФПС система характеризуется следующими матрицами жесткости  $\mathbf{C}^{(0)}$  и гистерезисного демпфирования  $\mathbf{V}_h^{(0)}$ :

$$\mathbf{C}^{(0)} = \begin{pmatrix} C_{\text{left}} + C_{\text{right}} & -C_{\text{left}} & -C_{\text{right}} \\ -C_{\text{left}} & C_{\text{left}} + C_{\text{pierL}} & \mathbf{0} \\ -C_{\text{right}} & \mathbf{0} & C_{\text{right}} + C_{\text{pierR}} \end{pmatrix}$$

$$\mathbf{V}_h^{(0)} = \begin{pmatrix} C_{\text{left}} \cdot \gamma_{\text{left}} + C_{\text{right}} \cdot \gamma_{\text{right}} & -C_{\text{left}} \cdot \gamma_{\text{left}} & -C_{\text{right}} \cdot \gamma_{\text{right}} \\ -C_{\text{left}} \cdot \gamma_{\text{left}} & C_{\text{left}} \cdot \gamma_{\text{left}} + C_{\text{pierL}} \cdot \gamma_{\text{pier}} & \mathbf{0} \\ -C_{\text{right}} \cdot \gamma_{\text{right}} & \mathbf{0} & C_{\text{right}} \cdot \gamma_{\text{right}} + C_{\text{pierR}} \cdot \gamma_{\text{pier}} \end{pmatrix}$$

Периоды колебаний и частоты при открытом ФПС составили

$$\mathbf{T} = [9.078; 0.237; 0.293]; \quad \mathbf{K} = [0.692; 26.501; 21.474]$$

Спектр демпфирования составил

$$\mathbf{\Gamma}_0 = [0.82, 0.207, 0.1]; \quad \mathbf{\Gamma}_1 = [0.172, 0.1, 0.207].$$

Усилие проскальзывания в ФПС принято равным 2200 кН.

Сила трения в системе равна 1800 кН.

В зависимости от того, открыт, или закрыт ДСТ, моделирующий ФПС, система может находиться в одном из двух состояний. В обоих состояниях имеет

место вязкое демпфирование в демпфере на правой опоре.

Для перехода к безразмерному воздействию уравнение (4.11) было записано в безразмерных ускорениях, поделив обе части уравнения на пиковое ускорение  $A_g$ . Тогда в качестве смещения будет выступать размерная величина, измеряемая в  $c^2$ . Однако, как и в уравнениях с одной степенью свободы, которые удалось обезразмерить полностью, в рассматриваемой системе уравнений фигурирует нормированная акселерограмма и относительный коэффициент трения.

По результатам расчета были построены АЧХ пролетного строения и левой опоры моста, расчетная схема которого описана выше, при разных значениях относительного коэффициента трения, которые были получены изменением величины  $A$  – ускорения в долях от ускорения свободного падения. АЧХ построены для следующих значений:  $A=0,1$ ;  $A=0,2$ ;  $A=0,4$ .

Для построения АЧХ были приняты следующие значения относительного коэффициента трения:

$$f_{отн,1} = \frac{f}{A_1} = \frac{F_{mp}}{m \cdot g \cdot A_1} = \frac{1800}{1136 \cdot 9,81 \cdot 0,1} = 1,615;$$

$$f_{отн,2} = \frac{f}{A_2} = \frac{F_{mp}}{m \cdot g \cdot A_2} = \frac{1800}{1136 \cdot 9,81 \cdot 0,2} = 0,807;$$

$$f_{отн,3} = \frac{f}{A_3} = \frac{F_{mp}}{m \cdot g \cdot A_3} = \frac{1800}{1136 \cdot 9,81 \cdot 0,4} = 0,404.$$

Расчеты были выполнены в программе «drakon» для расчета систем с демпферами сухого трения (ДСТ). Программа разработана А.А. Долгой и И.О. Кузнецовой под руководством А.М. Уздина [28]. В основу программы положено представление системы с ДСТ в виде кусочно-линейной системы релейного типа. В такой системе каждый ДСТ может находиться в одном из двух состояний: открыт (состояние 0) или закрыт (состояние 1). Вектор  $V_s$ , состоящий из нулей и единиц,  $i$ -тый элемент которого определяет состояние  $i$ -того демпфера, называется вектором состояния системы. Если рассматривать этот вектор как двоичное представление числа, то его можно считать номером состояния системы. Например, система, включающая три ДСТ, может характеризоваться

восемью состояниями. В состоянии 0  $V_s=(0; 0; 0)$  – все демпферы открыты. В состоянии 7  $V_s=(1; 1; 1)$  – все демпферы закрыты. Для каждого состояния системы определяются собственные частоты и формы колебаний, которые определяют движение системы в данном состоянии. Интегрирование начинается в состоянии, когда все демпферы закрыты. В качестве шага интегрирования принимается шаг цифровки акселерограммы. В рамках одного шага цифровки на отрезке времени  $[t_k; t_{k+1}]$  воздействие аппроксимируется линейной зависимостью

$$\ddot{y}_0 = \ddot{y}_0^{(k)} + \frac{\tau}{H} \ddot{y}_0^{(k+1)} \quad (4.12).$$

На отрезке интегрирования решение записывается в виде интеграла Дюамеля [84]. При использовании формулы (4.12) интеграл Дюамеля может быть представлен аналитической формулой, т. е. в конце интегрирования получается точное решение. В конце шага интегрирования осуществляется проверка смены состояния каждого ДСТ. Для закрытого демпфера условие открытия  $N > F_{mp}$ , где  $N$  – усилие в демпфере,  $F_{mp}$  – сила трения в демпфере. Для открытого демпфера условием закрытия является смена знака взаимной скорости узлов системы, соединенных демпфером. Данная методика и упомянутая программа были апробированы во ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева и НИИ мостов в период с 1990г. по 2010г. При участии автора по указанной программе проведены расчеты систем сейсмозащиты 15 мостов при проектировании олимпийских объектов в г. Сочи.

Полученные графики приведены на рис. 4.21, 4.22.

В соответствии с полученными АЧХ построен график зависимости опасной частоты воздействия  $\omega$  от относительного коэффициента трения  $f_{отн}$  (рис. 4.23, 4.24).

Подбор опасных частот для пролетного строения сведен в таблицу 4.14.

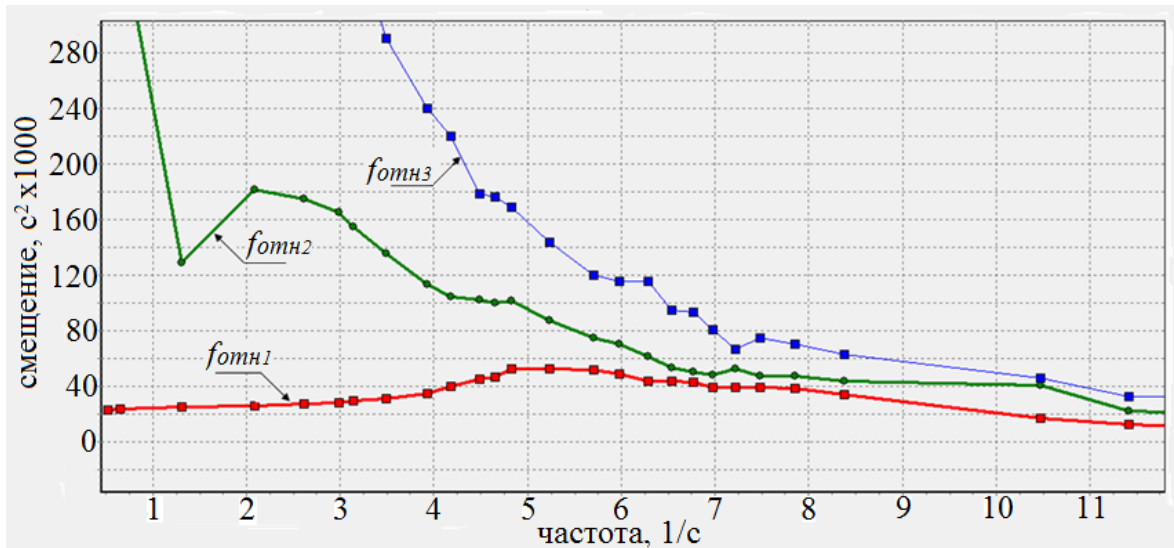


Рис. 4.21 – АЧХ пролетного строения

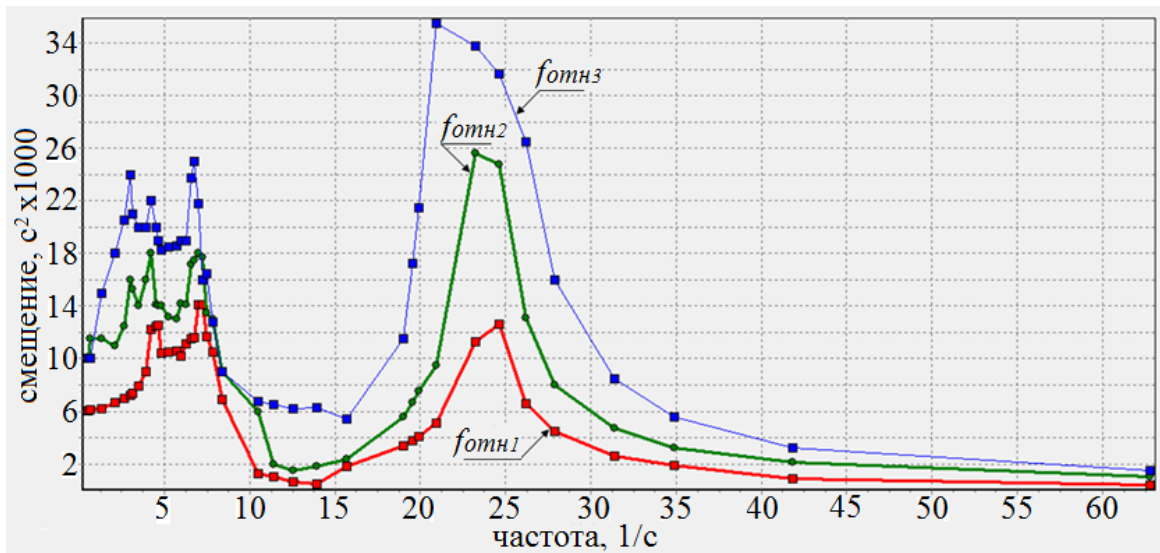
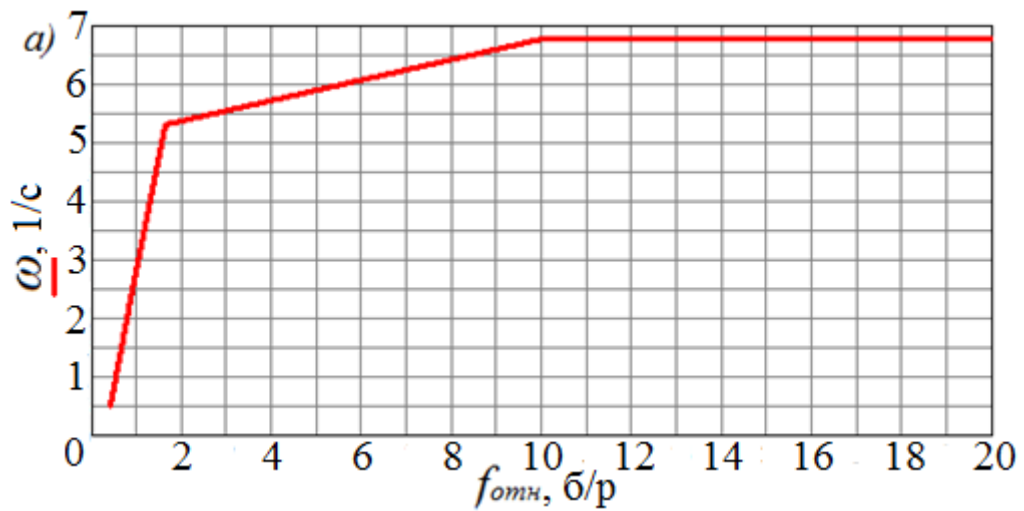


Рис. 4.22 – АЧХ левой опоры



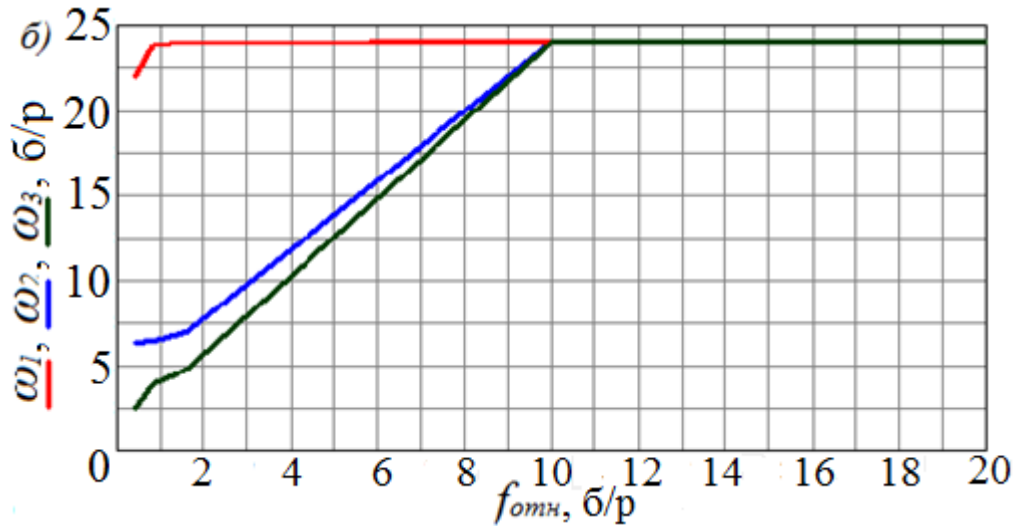


Рис. 4.23 – График зависимости опасной частоты воздействия от относительного коэффициента трения: а) – для определения опасной частоты пролетного строения, б) – для определения опасных частот левой опоры;  $\omega_1$  – опасная частота «правого пика» АЧХ;  $\omega_2$  – опасная частота правой вершины «левого пика» АЧХ;  $\omega_3$  – опасная частота левой вершины «левого пика» АЧХ.

Таблица 4.14 – Итерационный подбор опасной для пролетного строения частоты воздействия.

№ итерации	Опасная частота воздействия (п. 1)	Опасный период воздействия	Предполагаемая амплитуда воздействия для площадки с сейсмичностью 8, 9, 10	Относительный коэффициент трения	Опасная частота воздействия (п. 4)
1	5,3	1,185	0,4417	3,65	5,7
2	5,7	1,102	0,4672	3,46	5,65
3	5,65	1,111	0,4644	3,47	5,65

Таким образом, опасная частота воздействия для пролетного строения рассматриваемого сооружения составляет 5,65 рад/с.

Далее по методике, предложенной в настоящей диссертации, было сгенерировано воздействие с преобладающей опасной частотой  $\omega=5,65$  рад/с.

После этого были выполнены расчеты смещения пролетного строения относительно опор на разные воздействия: на синтетическое воздействие, сгенерированное по указанной методике (span5acc), и на записанные акселерограммы разрушительных землетрясений прошлых лет (HOLLISTER2-9,



HOLLISTER1-9, Tabas74, Tabas2). Полученные смещения сведены в таблицу 4.15.

Таблица 4.15 – Смещения пролетного строения относительно опор при различных сейсмических воздействиях.

Наименование воздействия	Смещение пролетного строения относительно опор, м
span5acc	0,391
Tabas2	0,315
Tabas74	0,254
HOLLISTER1-9	0,18
HOLLISTER2-9	0,065

Аналогичный расчет выполнен для левой опоры моста. Подбор опасных частот сведен в таблицу 4.16. Полученные смещения приведены в таблице 4.17.

Таким образом показано, что максимальные значения смещений пролетного строения, а также смещения и ускорения левой опоры не соответствуют частоте их колебаний в закрытом состоянии. С уменьшением значения  $f_{отн}$  опасная (резонансная) для рассматриваемого сооружения частота уменьшается. Воздействие, сгенерированное для сооружения по частоте, найденной по приведенному алгоритму, является более опасной для рассматриваемого сооружения, чем ряд сильнейших землетрясений прошлых лет.

Таблица 4.16 – Итерационный подбор опасной частоты воздействия для левой опоры моста.

№ итерации	Опасная частота воздействия (п. 1)	Опасный период воздействия	Предполагаемая амплитуда воздействия для площадки с сейсмичностью 8, 9, 10	Относительный коэффициент трения	Опасная частота воздействия (п.4)
«правый пик»					
1	24	0,262	1,131	0,143	21
2	21	0,3	1,06	0,152	21
правая вершина «левого пика»					
1	7	0,897	0,538	0,3	6,5
2	6,5	0,966	0,511	0,31	6,5
левая вершина «левого пика»					
1	4,8	1,308	0,419	0,385	2,5
2	2,5	2,512	0,328	0,492	3
3	3	2,093	0,341	0,474	2,9
4	2,9	2,165	0,338	0,478	2,9

Таблица 4.17 – Смещения и ускорения левой опоры при различных сейсмических воздействиях.

Наименование воздействия	Смещение м	Ускорение, м/с <sup>2</sup>
Tabas2	0,028	15,1
Tabas74	0,03	16,3
HOLLISTER2-9	0,012	4,65
HOLLISTER1-9	0,016	9
Акселерограмма 1, сгенерированная по опасной частоте «правого пика»	0,04	21,8
Акселерограмма 2, сгенерированная по опасной частоте «правого пика»	0,095	45,8
Акселерограмма, сгенерированная по опасной частоте для правой вершины «левого пика»	0,04	15,5
Акселерограмма, сгенерированная по опасной частоте для левой вершины «левого пика»	0,033	12,4

#### Выводы по главе 4

1. Анализ результатов выполненных расчетов ряда сооружений на пакет акселерограмм землетрясений прошлых лет и на синтетические акселерограммы, сгенерированные по известным методикам, показал, что

- оценка эффективности сейсмоизоляции при использовании акселерограмм прошлых землетрясений характеризуется большим разбросом, иногда в 100 и более раз, поэтому сейсмоизолированные системы нельзя рассчитывать с помощью ограниченного набора акселерограмм прошлых землетрясений, а необходимо использовать модели воздействия, обеспечивающие консервативную оценку эффективности систем сейсмоизоляции;

- сгенерированные по предлагаемой методике акселерограммы являются для сооружения более опасными, чем акселерограммы прошлых землетрясений (в работе использовалось 34 записи разрушительных землетрясений).

2. Разработан итерационный алгоритм поиска опасных частот для нелинейных систем сейсмоизоляции, необходимых для генерации расчетного воздействия.

## ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Выполненные в диссертационной работе исследования позволяют сделать следующие общие выводы и рекомендации.

1. Анализ состояния исследуемого вопроса показал, что в практике проектирования сложилась ситуация, затрудняющая применение сейсмоизоляции для защиты зданий и сооружений, а именно

- нормативная ЛСМ не позволяет учесть нелинейные особенности сейсмоизоляции;
- расчетные акселерограммы генерируются при изысканиях для площадки строительства и становятся доступными тогда, когда проектная работа должна быть завершена.

2. Получены формулы для определения эквивалентных жесткости и демпфирования в системе с маятниковыми опорами и гидравлическим демпфером путем гармонической линеаризации их фактических параметров. Линеаризованную систему можно рассчитывать с использованием ЛСМ, если ввести к сейсмическим силам поправки  $K_{\psi}$ , зависящие от параметров демпфирования по формам колебаний.

3. Разработана математическая модель для замены в расчетной схеме сооружения реального демпфера двумя демпферами: сухого и вязкого трения. После такой замены система превращается в кусочно-линейную релейного типа, что дает возможность реализовать ее динамический расчет с помощью известных программных средств.

4. Построен асимптотический портрет уравнения колебаний системы с демпферами сухого и вязкого трения, на котором выделены области значений параметров демпферов, где возможно использование упрощенных (укороченных) уравнений колебаний.

5. Выполнен анализ уравнения движения системы с маятниковыми опорами и гидравлическим демпфером при одновременном действии вертикальной и горизонтальной компонент сейсмического воздействия. В результате анализа установлены необходимые параметры демпфирования, исключаящие

возможность параметрического резонанса в рассматриваемой системе.

6. Выполненный анализ кинематических, спектральных и энергетических характеристик сейсмического воздействия показал, что указанные характеристики имеют значительный разброс, но в целом зависят от преобладающей частоты сейсмического воздействия.

7. Разработана новая модель сейсмического воздействия для расчета сооружения, которая строится применительно к рассматриваемому сооружению, но позволяет дополнительно учесть некоторые особенности возможных очагов землетрясений (магнитуду, эпицентральное расстояние, глубину очага).

8. Разработана программа на языке C++ в среде Windows XP для реализации предложенной модели воздействия.

9. Анализ результатов выполненных расчетов ряда сооружений на пакет акселерограмм землетрясений прошлых лет и на синтетические акселерограммы, сгенерированные по известным методикам, показал, что использование предлагаемой модели воздействия дает результаты в запас прочности сооружения.

10. Разработан итерационный алгоритм поиска опасных частот для нелинейных систем сейсмоизоляции, необходимых для задания расчетной модели сейсмического воздействия

11. Рекомендации к практическому применению:

- полученные в диссертации результаты могут быть использованы при проектировании сейсмоизолированных сооружений, выборе параметров сейсмозащитных устройств и оценке их эффективности;

- предлагаемая модель сейсмического воздействия может быть использована при типовом проектировании, так как предусматривает эксплуатацию сейсмоизолированного сооружения в любых сейсмогеологических условиях.

12. Предложения о возможных направлениях дальнейших исследований:

- развитие нормативной базы сейсмостойкого строительства с учетом выполненных исследований;

- распространение предложенных методов расчета на системы сейсмозащиты, не рассмотренные в настоящей диссертации.

## 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 / А.Д. Абакаров // Расчет и проектирование зданий для сейсмостойких районов. – М.:Наука. – 1988. – С. 108 – 114.
2. Авидон, Г.Э. Анализ работы сейсмоизолирующих фундаментов на опорных элементах с отрицательной жесткостью / Г.Э. Авидон, Г.В. Давыдова, Ф.А. Доронин, Е.А. Карлина, А.М. Уздин // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 2009. – №3. – С. 15-21.
3. Айзенберг, Я.М. Исследования адаптивных систем сейсмозащиты и методов сейсмоизоляции (Координационное совещание, Алма Ата, март, 1979) / Я.М. Айзенберг // Сейсмостойкое строительство. – 1980. – Вып. 1. – С. 32-34.
4. Айзенберг, Я.М. Реабилитация сейсмостойкости зданий с гибким нижним этажом / Я.М. Айзенберг // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. – 2001. – №5. – С. 3-6.
5. Айзенберг, Я.М. Сооружения с выключающимися связями для сейсмических районов / Я.М. Айзенберг // – М.:Стройиздат. – 1976. – 229 с.
6. Айзенберг, Я.М. Генерирование расчетного ансамбля синтетических акселерограмм и исследование влияния их параметров на сейсмическую реакцию сооружения. / Я.М. Айзенберг., К.Ю. Залилов // Расчет и проектирование зданий для сейсмоопасных районов. – М.:Наука. – 1988. – С. 5-14.
7. Айзенберг, Я.М. О критериях предельных состояний и диаграммах "восстанавливающая сила-перемещения" при расчетах на сейсмические воздействия / Я.М. Айзенберг, Л.Ш. Килимник // В сборнике «Сейсмостойкость зданий и инженерных сооружений». – М.:Стройиздат. – 1972. – С. 46-61.
8. Айзенберг, Я.М. Адаптивные системы сейсмической защиты сооружения / Я.М. Айзенберг, А.И. Нейман, А.Д. Абакаров, М.М. Деглина, Т.Л. Чачуа // – М.:Наука. – 1978. – 246 с.

9. Айзенберг, Я.М. Эффективные системы сейсмоизоляции. Исследования, проектирование, строительство / Я.М. Айзенберг, В.И. Смирнов, С.И. Бычков, Ю.А. Сутырин // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. – 2002. – №1. – С. 31-37.

10. Альберт, И.У. Сейсмозащитные фундаменты реакторных отделений АЭС / И.У. Альберт, Б.Д. Кауфман, О.А. Савинов, А.М. Уздин // – М.:Информэнерго – 1988. – 64 с.

11. Аубакиров, А.Т. Особенности задания сейсмического воздействия для обоснования проекта сейсмоизолирующих фундаментов / А.Т. Аубакиров // – Известия ВНИИГ. – 1989. – Т. 212. – С.102-109.

12. Белаш, Т.А. Использование энергопоглотителей сухого трения в системах сейсмозащиты зданий и сооружений / Т.А. Белаш, И.У. Альберт // Экспресс-информация ВНИИИС. Сер.14. Сейсмостойкое строительство. – Вып. 5. – 1995. – С. 35-42.

13. Белаш, Т.А. Сейсмоизоляция. Современное состояние. / Т.А. Белаш, В.С. Беляев, А.М. Уздин, А.А. Ермошин, И.О. Кузнецова // В сборнике «Избранные статьи профессора О.А.Савинова и ключевые доклады, представленные на четвертые Савиновские чтения». – С-Пб.: Изд. ЗАО «Ленинградский Промстройпроект». – 2004. – С. 95-128.

14. Белаш, Т.А. Оптимизация параметров трения сейсмоизолирующих фундаментов на нескальных основаниях / Т.А. Белаш, А.А. Долгая, А.М. Уздин // Экспресс-информация ВНИИИС. Сер.14. Сейсмостойкое строительство. – Вып.4. – 1996. – С. 46-50.

15. Белаш, Т.А. Железнодорожные здания для районов с особыми природно-климатическими условиями и техногенными воздействиями / Т.А. Белаш, А.М. Уздин. – М.: ГОУ «Учебно-методический центр по образованию на железнодорожном транспорте», 2007. – 372 с.

16. Бидерман, В.Л. Теория механических колебаний / В.Л. Бидерман. – М.: Высшая школа, 1980. – 408 с.

17. Болотин, В.В. Применение статистических методов для оценки прочности конструкций при сейсмических воздействиях / В.В. Болотин // Инженерный сборник АН СССР. – Т. 27. – 1959. – С. 58-69.

18. Бохонский, А.И. Применение пластических связей-ограничителей в системе сейсмоизоляции зданий / А.И. Бохонский // Экспресс-информация ВНИИИС. Сер.14. Сейсмостойкое строительство. – 1978. – Вып.4. – С. 31-35.

19. Бриске, Р. Сейсмостойкость сооружений / Р. Бриске. – М.: Гос. научно-техническое изд. строительной индустрии и судостроения, 1932. – 83 с.

20. Вернадский, В.И. Труды Ломоносова в минералогии и геологии / В.И. Вернадский // Труды по истории науки в России, 1988. – 134 с.

21. Верхолин, В.В. Асимптотический анализ уравнений колебаний сейсмоизолированной системы с демпфером сухого трения и его приложения / В.В. Верхолин, Б.Н. Квасников, Е.А. Рулевич, А.М. Уздин // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. – 2004. – №1. – С. 32-36.

22. Ветошкин, В.А. Вопросы практического использования современных методов расчетов энергооборудования на сейсмостойкость / В.А. Ветошкин, В.В. Костарев, А.Ю. Щукин // Труды ЦКТИ. – 1984. – Вып. 212. – С. 3-13.

23. Вибрации в технике. Справочник. В 6-ти т. Т.2. Колебания нелинейных механических систем / Под ред. И.И. Блехмана. – М.: Машиностроение, 1979. – 351 с.

24. Воробьева, К.В. Оценка влияния демпфирования на величину сейсмического риска сейсмоизолированных сооружений. / К.В. Воробьева, Б.В. Костенко, О.П. Нестерова, Дурсенева Н.В. // Природные и техногенные риски. Безопасность сооружений. – 2013. – №4 – С.43-47.

25. Гиман, Л.Н. Об одной форме представления сейсмического воздействия для оценки корреляции колебаний точек дневной поверхности при расчете многоопорных конструкций / Л.Н. Гиман, А.М. Уздин // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. – 2006. – №2. – С. 22-25.

26. Гольденблат, И.И. Современные проблемы науки о сейсмостойком строительстве / И.И. Гольденблат, Н.А. Николаенко, С.В. Поляков // В сб.

«Совершенствование методов расчетов и конструирования зданий и сооружений, возводимых в сейсмических районах». – М.: ЦНТИ по гражданскому строительству и архитектуре. – 1976. – С.9-15.

27. Гольденблат, И.И. Модели сейсмостойкости сооружений / И.И. Гольденблат, Н.А. Николаенко, С.В. Поляков, С.В. Ульянов // М. Стройиздат. – 1979. – С. 251.

28. Гордеев, Ю.В. Моделирование устройств специальной сейсмозащиты кусочно-линейными системами / Ю.В. Гордеев, И.О. Кузнецова // Э. – И. Сейсмостойкое строительство. Вып. 4. 1996. – С. 37-41.

29. Давыдова, Г.В. Генерация расчетных акселерограмм для оценки сейсмического риска / Г.В. Давыдова, С.В. Огнева, А.М. Уздин, М.Ю. Федорова // Природные и техногенные риски. Безопасность сооружений. – 2011. – №4. – С. 42-47.

30. Долгая, А.А. Моделирование сейсмического воздействия коротким временным процессом / А.А. Долгая // Э. – И. ВНИИТПИ. Сер. «Сейсмостойкое строительство» Вып. 5-6. 1994. – С.56-63.

31. Долгая, А.А. Статистический анализ интенсивности по Ариасу и скорости для реальных землетрясений / А.А. Долгая, А.В. Индейкин // Сейсмостойкое строительство. – 2002. – № 2. – С. 32-33.

32. Долгая, А.А. Теория диссипативных систем / А.А. Долгая, А.В. Индейкин, А.М. Уздин. – СПб.: ПГУПС, 1999. – 99 с.

33. Долгая, А.А. Применение теории виброперемещения к анализу смещений зданий с сейсмоизолирующим поясом / А.А. Долгая // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. – 1998. – №2. – С. 29-32.

34. Елисеев, О.Н. Сейсмостойкое строительство / О.Н. Елисеев, А.М. Уздин. – СПб.: Изд. ПВВИСУ, 1997. – 371 с.

35. Завриев, К.С. Основы теории сейсмостойкости зданий и сооружений / К.С. Завриев и др. // М.: Стройиздат, 1970. – 224 с.

36. Ильясов, И.Б. О системном подходе к анализу динамического взаимодействия «сооружение-фундамент-основание» при расчете сейсмостойких



сооружений / И.Б. Ильясов, А.М. Уздин // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 2014. – №3. – С. 10-16.

37. Ильясов, И.Б. Развитие нормативной базы сейсмостойкого транспортного строительства в Туркменистане / И.Б. Ильясов // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. – 2012. – №5. – С. 23-26.

38. Карцивадзе, Г.Н. Сейсмостойкость дорожных искусственных сооружений / Г.Н. Карцивадзе. – М.: Транспорт, 1974. – 260 с.

39. Квасников, Б.Н. Использование асимптотического метода построения "укороченных" уравнений сейсмических колебаний сооружений на кинематических фундаментах / Б.Н. Квасников, С.Н. Коузах // Экспресс-информация ВНИИИС. Сер.14. Сейсмостойкое строительство. – 1996. – Вып.4. – С. 50-55.

40. Килимник, Л.Ш. Методы целенаправленного проектирования в сейсмостойком строительстве / Л.Ш. Килимник. – М.: Наука, 1985. – 155 с.

41. Кириков, Б.А. Древнейшие и новейшие сейсмостойкие конструкции / Б.А. Кириков. – М.: Наука, 1990. – 71 с.

42. Коловский, М.З. Нелинейная теория виброзащитных систем / М.З. Коловский. – М.: Наука, 1966. – 317 с.

43. Коренев, Б.Г., Оптимальные параметры динамического гасителя колебаний при воздействиях типа сейсмического / Б.Г. Коренев, В.С. Поляков // Сейсмостойкое строительство. – 1977. – Вып.3. – С. 37-42.

44. Корчинский, И.Л. Кардинальные вопросы сейсмостойкого строительства / И.Л. Корчинский, Т.Ж. Жунусов. Алма-Ата.:Казпромстойниипроект, 1988. – 131 с.

45. Корчинский, И.Л. Основы проектирования зданий в сейсмических районах / И.Л. Корчинский и др. – М.: Госстройиздат, 1961. – 488 с.

46. Корчинский, И.Л. Расчет сооружений на сейсмические воздействия / И.Л. Корчинский // Научное сообщение ЦНИПС. М. Гос.изд. по строительству и архитектуре. – 1954. – 76 с.

47. Костарев, В.В. Обеспечение сейсмостойкости и повышения надежности и ресурса трубопроводов с использованием технологии высоковязкого демпфера / Д.Ю. Павлов, П.С. Васильев, А.Ю. Щукин, А.М. Берковский // Труды заседания рабочей группы международного общества по системам сейсмозащиты (ASSISi), 2011. – С. 31-35.

48. Курбацкий, Е.Н. Сейсмоизолирующие устройства для мостов / Е.Н. Курбацкий. – М.: МГУПС, 2010. – 73 с.

49. Курзанов, А.В. Натурные исследования трехэтажного фрагмента и пятиэтажного здания на сейсмоизолирующих опорах / А.В. Курзанов, А.М. Ахмедов // Экспресс-информация ВНИИС. Сер.14. Сейсмостойкое строительство. – 1994. – Вып.2-3. – С. 24-32.

50. Медведев, С.В. Инженерная сейсмология / С.В. Медведев. – М.: Гос. Изд. по строительству и архитектуре, 1962. – 284 с.

51. Назаров, А.Г. Метод инженерного анализа сейсмических сил / А.Г. Назаров. – Ереван: Издательство АН Арм. ССР, 1959. – 141 с.

52. Назаров, Ю.П. Динамика и сейсмостойкость сооружений / Ю.П. Назаров, Н.А. Николаенко. – М.: Стройиздат, 1988 – 312 с.

53. Назин, В.В. Индустриализация строительства сооружений сейсмостойкой конструкции / В.В. Назин. – Киев: Будивельник, 1977. – 90 с.

54. Напетваридзе, Ш.Г. Вопросы усовершенствования существующей методики определения сейсмической нагрузки / Ш.Г. Напетваридзе // Сейсмостойкость сооружений. – Тбилиси: Мецниерба, 1965. – С. 5-36.

55. Немчинов, Ю.И. Проектирование зданий с заданным уровнем обеспечения сейсмостойкости / Ю.И. Немчинов, Н.Г. Марьенков, А.К. Хавкин, К.Н. Бабик. – Киев: 2012. – 384 с.

56. Ньюмарк, Н. Основы сейсмостойкого строительства / Н. Ньюмарк, Э. Розенблюэт. – М.: Стройиздат, 1980. – 343 с.

57. Петров, А.А. Оценка сейсмостойкости конструкций на основе использования энергетической меры воздействия / А.А. Петров // Э. – И.

«Строительство и архитектура. Сейсмостойкое строительство». – М.: ВНИИТПИ, 1993. – Вып.6. – С. 2-7.

58. Поляков, С.В. Проектирование сейсмостойких зданий/ С.В. Поляков и др. – М.: Стройиздат, 1971. – 256 с.

59. Поляков, С.В. Карпатское землетрясение 4 марта 1977 года и его последствия на территории СРР / С.В. Поляков, Я.М. Айзенберг, А.М. Жаров, А.В. Черкашин // Сейсмостойкое строительство. – 1977. – №8. – С. 39-43.

60. Рекомендации по заданию сейсмических воздействий для расчета зданий разной степени ответственности. – Петропавловск-Камчатский: КамЦентр, 1996. – 12 с.

61. Рутман, Ю.Л. Анализ возможностей применения энергетического критерия SAV для расчета сейсмостойкости сооружения / Ю.Л. Рутман, Э. Симборт // IX Всеукраинская научно-техническая конференция «Строительство в сейсмических районах Украины». – Киев: ДП НДГБК, 2012. – С. 618-625.

62. Рутман, Ю.Л. Маятниковые сейсмоизолирующие опоры. Конструкция, расчет, эксперимент / Ю.Л. Рутман // Инженерно-строительный журнал. – 2012. – №1. – С. 31-36.

63. Савинов, О.А. Сейсмоизоляция сооружений (концепция, принципа устройства, особенности расчета) / О.А. Савинов // Избранные статьи и доклады «Динамические проблемы строительной техники» – С.-Пб: 1993. – С.155-178.

64. Савинов, О.А. О возможности использования упрощенных расчетных схем при выборе параметров систем сейсмоизоляции сооружений / О.А. Савинов, И.У. Альберт, Т.А. Сандович // Известия ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева. Динамика и сейсмостойкость энергетических сооружений. – 1983. – Т.166 – С. 31-39.

65. Савинов, О.А. Оптимизация параметров сейсмоизолирующего фундамента с демпфером сухого трения и упругопластическим ограничителем перемещений / О.А. Савинов, В.В. Сахарова // Сейсмостойкое строительство. – 1985. – №1. – С.1-7.

66. Савинов, О.А. Многокаскадное демпфирование сейсмоизолирующих фундаментов АЭС / О.А. Савинов, В.В. Сахарова, А.М. Уздин // Известия ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева. – 1989. – Т. 212. – С. 115-121.

67. Сандович, Т.А. Некоторые особенности сейсмоизолирующего кинематического фундамента Ю.Д. Черепинского / Т.А. Сандович, И.У. Альберт, А.М. Уздин // Научно-тех. реф. сб. ЦНИИС. Серия 14. Сейсмостойкое строительство. Вып. 1. – 1993. – С. 32-36.

68. Сахаров, О.А. К вопросу задания сейсмического воздействия при многоуровневом проектировании сейсмостойких конструкций / О.А. Сахаров // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. – 2004. – №4. – С. 7-9.

69. Сейсмическая сотрясаемость территории СССР / Под ред. Ю.В. Ризниченко. – М.: Наука, 1979. – 92 с.

70. СП 14.13330.2011. Строительство в сейсмических районах. Актуализированная редакция СНиП II-7-81\*. – М.: Минрегион России, 2010. – 83 с.

71. Справочник по специальным функциям с формами графиками и математическими таблицами / Под ред. М. Абрамович, И. Стиган. – М.: Наука, 1979. – 830 с.

72. СНиП II-7-81\*. Строительство в сейсмических районах. – М.: Госстрой России, 2000. – 318 с.

73. СНиП II-7-81. Строительство в сейсмических районах. – М.: Стройиздат, 1982. – 49 с.

74. Тимошенко, С.П. Колебания в инженерном деле / С.П. Тимошенко. – М.: Наука, 1967. – 444 с.

75. Уздин, А.М. Задание сейсмического воздействия. Взгляд инженера-строителя / А.М. Уздин // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. – 2005. – №1. – С. 27-31.

76. Уздин, А.М. Сейсмоизоляция железнодорожных мостов в Сочи / А.М. Уздин, Т.В. Жгутова, И.О. Кузнецова, С.А. Шульман // Труды заседания рабочей

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

77. Уздин, А.М. Задание смещений при расчете сейсмостойкости сооружений и построении шкал балльности / А.М. Уздин, Л.Н. Гиман // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. – 2005. – №5. – С. 12-16.

78. Уздин, А.М. Фундаменты в сейсмически опасных районах / А.М. Уздин, Г.В. Давыдова // В сб. Труды юбилейной конференции, посвященной 50-летию РОМГГиФ. Том 2. – М.: РОМГГиФ, 2007. – С. 190-196.

79. Уздин, А.М. Расчет элементов и оптимизация параметров сейсмоизолирующих фундаментов / А.М. Уздин, А.А. Долгая. – М.: ВНИИТПИ, 1997. – 76 с.

80. Уздин, А.М. Сейсмостойкость мостов / А.М. Уздин, И.О. Кузнецова. – Саарбрюкен (Германия): Palmarium, 2014. – 450 с.

81. Уздин, А.М. Оценка сейсмостойкости специальных демпфированных систем / А.М. Уздин, М.Ю. Федорова, Н.В. Дурсенева // VI Поляховские чтения. Международная конференция по механике, посвященная 95-летию со дня рождения С.В. Валландера. Избранные труды. – СПб, 2012. – С. 52-53.

82. Уздин, А.М. Сейсмостойкие конструкции транспортных зданий и сооружений / А.М. Уздин, С.В. Елизаров, Т.А. Белаш. – М.: ФГБОУ Учебно-методический центр по образованию на железнодорожном транспорте, 2012. – 500 с.

83. Уздин, А.М., Методика расчета кусочно-линейных систем на сейсмические воздействия / А.М. Уздин, И.О. Ирзахметова // Э. – И. ВНИИТПИ. Сер. «Сейсмостойкое строительство». Вып. 5-6. – 1994. – С. 63-69.

84. Уздин, А.М., Основы теории сейсмостойкости и сейсмостойкого строительства зданий и сооружений / А.М. Уздин, Т.А. Сандович, Самих Амин Аль-Насер-Мохомад. – СПб.: Изд. ВНИИГ, 1993. – 175 с.

85. Уздин, А.М. Простая модель сейсмического воздействия для динамического расчета сооружений / А.М. Уздин, Б.И. Ильясов, Г. Аннаев, Т.В.

Жгутова, О.А. Сахаров // Природные и техногенные риски. Безопасность сооружений. – 2014. – №1. – С. 24-27.

86. Уломов, В.И. Новый комплекс карт общего сейсмического районирования территории Российской Федерации (ОСР-2012) / В.И. Уломов, М.И. Богданов // Инженерные изыскания. – 2013. – №8. – С.30-39.

87. Хайбинь, Ван. Краткий обзор китайских норм по сейсмостойкому строительству автодорожных мостов / Ван Хайбинь // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. – 2009. – №2. – С. 49-51.

88. Цейтлин, А.И. Об учете внутреннего трения в нормативных документах по динамическому расчету сооружений / А.И. Цейтлин // Строительная механика и расчет сооружений. – 1981. – №4. – С. 33-38.

89. Черепинский, Ю.Д. Сейсмоизоляция жилых зданий / Ю.Д. Черепинский. – Алма-Аты, 2003. – 157 с.

90. Черепинский, Ю.Д. Активная сейсмозащита зданий и сооружений / Ю.Д. Черепинский, Т.Ж. Жунусов, И.Г. Горвиц. – Алма-Ата: КазНИИНТИ, 1985. – 32 с.

91. Чуднецов, В.П. Здания с сейсмоизоляционным скользящим поясом и упругими ограничителями перемещений / В.П. Чуднецов, Л.Л. Солдатова // Экспресс-информация ВНИИИС. Сер.14. Сейсмостойкое строительство. Вып.5. – 1979. – С. 1-3.

92. Яременко, А.П. Оценка социального риска при использовании отечественных норм сейсмостойкого строительства / А.П. Яременко // Сейсмостойкое строительство. – 2000. – №2. – С. 8-9.

93. Яременко, В.Г. Выбор оптимальных параметров систем динамической сейсмоизоляции при представлении сейсмического воздействия в виде "белого шума" / В.Г. Яременко // Сейсмостойкое строительство. – 1983. – Вып.1. – С. 18-21.

94. Яременко, В.Г. Классификация систем динамической сейсмоизоляции зданий / В.Г. Яременко // Экспресс-информация ВНИИИС. Сер.14. Сейсмостойкое строительство. Вып.10. – 1981. – С.19-22.

95. Яременко, В.Г. Современные системы защиты зданий и сооружений от землетрясений / В.Г. Яременко. – Киев: РДЭНТП, 1990. – 19 с.
96. Ahmadi, H.R. Current research at MRPRA related to seismic isolation of buildings. / H.R. Ahmadi, K.N.G. Fuller, A.H. Muhr // Isolation, energy dissipation and control of vibrations of structures. Proceedings of the International Post-SMiRT Conference Seminar Capri (Napoli), Italy. – 1993. – P. 191-229.
97. Aiken, I.D. The application of viscoelastic dampers to seismically resistant structures / I.D. Aiken, J.M. Kelly, P. Mahmoodi // Proceedings of Fourth U.S. National conference on Earthquake Engineering. – 1990. – Vol.3. – P.459-468.
98. Akiyama, H. State-of-the-art in the world on seismic isolation of buildings based on the results of the international workshop held in Tokyo in April 1992 most recent developments for buildings and bridges in Japan / H. Akiyama // Isolation, energy dissipation and control of vibrations of structures. Proceedings of the International Post-SMiRT Conference Seminar Capri (Napoli), Italy. – 1993. – P. 3-26.
99. Biot, M.A. Theory of elastic systems under transient loading with an application to earthquake proof buildings / M.A. Biot // Proceedings of the National Academy of Science, USA. – 1933. – Vol.19. – P. 262-268.
100. Blakeley, R.W.G. Recommendations for the design and construction of base isolated structures / R.W.G. Blakeley, A.W. Charleson ets. // Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering. – 1979. – Vol.12, № 2. – P. 136-157.
101. Blaschke, H. Dynamische Erdbebensicherung von Bauwerken / H. Blaschke, W. Novak, O. Seipel // Schweizerische Bauzeitung. – 1970. – №T-30. – С. 692-697.
102. Bonacina, G. Seismic isolation of non-nuclear power plants in Italy / G. Bonacina, M. Forni, ets. // Isolation, energy dissipation and control of vibrations of structures. Proceedings of the International Post-SMiRT Conference Seminar Capri (Napoli), Italy. – 1993. – P. 389-400.
103. Coladant, Ch. Durability and ageing of elastomeric bearings in France / Ch. Coladant // Isolation, energy dissipation and control of vibrations of structures.

Proceedings of the International Post-SMiRT Conference Seminar Capri (Napoli), Italy. – 1993. – P.145-160.

104. Deflosse, G. Protection contre les seismes / G. Deflosse // Neuf Architectures Nouvelles. – 1977. – 66. – P. 40-41.

105. Derchan, C.I. Vibration isolation and earthquake protection of buildings by natural rubber mountings / C.I. Derchan, L.R. Wooton, S.B.B. Leeroyd // NR Technology. – 1980. – Vol.6. – Part2. – P. 21-33.

106. Derham, C.J. A seismic isolation system for nuclear plant / C.J. Derham, J.M. Kelly // Vibr. Nucl. Plant. Proc. Int. Conf., Keswick. – 1978. – Vol.2. – P. 981-992.

107. Dolgaya, A.A. The resistant control of base isolated structure with friction damper / A.A. Dolgaya, A.M. Uzdin // Proceedings of the fourth European conference on structural dynamics. – Vol.1. – P. 519-524.

108. Dolgaya, A.A. Earthquake accelerations for construction calculating with different responsibility degrees / A.A. Dolgaya, A.V. Indeykin, A.M. Uzdin // Structural Dynamics – EURO DYN'96, Balkema, Rotterdam. – 1996. – P.143-147.

109. Dowric, D.J. Earthquake resistant Design for Engineers and architects / D.J. Dowric. – New York: John Wiley & Sons, 1987. – 540 p.

110. Durseneva, N.V. Peculiarities of Calculating Bridges with Seismic Isolation Including Spherical Bearings and Hydraulic Dampers in Russia / N.V. Durseneva, A.V. Indeykin, I.O. Kuznetsova, A.M. Uzdin, M.Yu. Fedorova // Journal of Civil Engineering and Architecture. – 2015. Vol. 9, № 4. – P. 401-409.

111. Eurocode 8. Design of structures for earthquake resistance. prEN 1998. – 1:2003 (E). – Part 2. – 15 p.

112. Eurocode 8. Design of structures for earthquake resistance. prEN 1998. – 2:200X. – Part 2. – 23 p.

113. Fardis, M.N. Code developments in earthquake engineering / M.N. Fardis // Published by Elsevier Science Ltd. 12<sup>th</sup> European Conference on Earthquake Engineering. Paper Reference 845. – 2002.

114. Jonson, G.R. Short duration Analytic Earthquake / G.R. Jonson, H.R. Epstein // Proc. of the ASCE. – 1976. – Vol.102. – № ST5. – P.993-1001.



115. Jurkovski, D. Vibration base isolation development and application / D. Jurkovski, Z. Racikevic // 10th European Conference on Earthquake Engineering, Duma (ed.). Balkema, Rotterdam. – Vol.1. – P. 667-676.

116. Kelly, J.M. Earthquake resistant design with rubber. Springer.1997, Kelly, J.M. Earthquake resistant design with rubber / J.M. Kelly. – London: Springer-Verl., 1997. – 243 p.

117. Kelly, J.M. Recent developments on isolation of civil buildings in the United States / J.M. Kelly // Isolation, energy dissipation and control of vibrations of structures. Proceedings of the International Post-SMiRT Conference Seminar Capri (Napoli), Italy. – 1993. – P.173-189.

118. Mazzolani, F.M. Most recent developments and applications of seismic isolation of civil buildings in Italy / F.M. Mazzolani, G. Serino // Isolation, energy dissipation and control of vibrations of structures. Proceedings of the International Post-SMiRT Conference Seminar Capri (Napoli), Italy. – 1993. – P. 71-110.

119. Omori, F. Seismic Experiments on the Fracturing and Overturning of Columns / F. Omori // Publ. Earthquake Invest. Comm. in foreign Languages, № 4. Tokyo. – 1900.

120. Park, R. and Paulay, T., Reinforced Concrete Structures, New York, John Wiley & Sons, – 1975.

121. Pavot, B. Aseismic bearing pads / B. Pavot, E. Po Pus // "Triboi. Int.". – 1979. – 3. – P. 107 – 111.

122. Renault, J. Premiere application des appuis antiseismiques a friction, la centrale nucleaire de Kolberg / J. Renault, M. Richle, B. Pavot // Annales de l'institut technique du batiment et des travaux publics, 1979. – №371. – 74 p.

123. Robinson, W.N. An extrusion energy absorber suitable for the protection of structures during an earthquake / W.N. Robinson, L.R. Greenbank // Earthquake engineering and structural dynamics. – 1976. –Vol.4. –3. – P. 251-259.

124. Skinner, R.I. An introduction to seismic isolation / R.I. Skinner, W.H. Robinson, G.H. McVerry. – New Zealand: John Wiley & Sons, 1993. – 353 p.

125. Skinner, R.I. Hysteretic dampers for earthquake-resistance structures / R.I. Skinner, J.M. Kelly, A.Y. Heine // Earthquake Eng. Struct. Dyn. – 1975. – Vol.3. – 3. – P. 287-296.

126. Smith, D. Rubber mounts insulate whole reactor from 0.6g earthquakes / D. Smith // Nuclear Eng. Int. – 1977. – Vol.22. – № 262. – P. 45-47.

127. Uzdin, A.M. Why the overdamped isolation is better than the underdamped one / A.M. Uzdin, G.V. Davidova // 10-th World Conference on Seismic Isolation, Energy Dissipation and Active Vibrations Control of Structures, Istanbul, Turkey. – 2007. – CD – №GA15.

128. Uzdin, A.M. Setting the Level of Design Acceleration on the Basis of the Energy Theory of Earthquake Engineering / A.M. Uzdin, L.N. Dmitrovskaya, O.A. Sakharov // Fourteen European Conference on Earthquake Engineering, Macedonia, Ochrid. – 2010. – P. 98.