

Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение
высшего образования

«ПЕТЕРБУРГСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ УНИВЕРСИТЕТ
ПУТЕЙ СООБЩЕНИЯ ИМПЕРАТОРА АЛЕКСАНДРА I»

На правах рукописи

ЖЕМЧУГОВ-ГИТМАН ДМИТРИЙ МИХАЙЛОВИЧ

**РАЗВИТИЕ ЛИНЕЙНО-СПЕКТРАЛЬНОГО МЕТОДА РАСЧЕТА
СЕЙСМОСТОЙКОСТИ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ**

Специальность: 2.1.9 Строительная механика

Диссертация

на соискание ученой степени кандидата технических наук

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

Санкт-Петербург – 2025

Содержание

Введение.....		4
Глава 1.	Анализ исследуемого вопроса.....	14
1.1.	Краткий очерк развития современных методов расчета на сейсмическое воздействие.....	14
1.2.	Особенности современной линейно-спектрального метода оценки сейсмостойкости.....	29
1.3.	Критерии сейсмостойкости сооружений.....	44
1.4.	Цель и методы исследования.....	48
Глава 2.	Задание сейсмического воздействия при использовании ЛСМ ...	50
2.1.	Общие подходы к заданию сейсмического воздействия по ЛСМ ...	50
2.2.	Увязка PGA со спектральными кривыми.....	55
2.3.	Особенности задания сейсмического воздействия по ЛСМ при многоуровневом проектировании.....	64
2.4.	Выводы по главе 2.....	68
Глава 3.	Совершенствование системы коэффициентов в ЛСМ	70
3.1.	Учет демпфирования.....	70
3.2.	Учет повреждений.....	82
3.3.	Расширенный и упрощенный наборы коэффициентов для универсального варианта ЛСМ.....	91
3.4.	Выводы по главе 3.....	94
Глава 4.	Применение предложений к расчету сооружений.....	96
4.1.	Анализ результатов расчетов по предлагаемому методу и по действующим нормам для объектов массового строительства.....	96
4.1.1.	Общие положения.....	96

4.1.2.	Оценка интенсивности сейсмической нагрузки	96
4.1.1.	Оценка сейсмической нагрузки на 4-х этажное кирпичное здание.	97
4.1.1.	Оценка сейсмической нагрузки на крупнопанельное 9-ти этажного здания	105
4.1.1.	Выводы по результатам расчетов типовых зданий	109
4.2.	Расчет системы с неоднородным демпфированием	112
4.3.	Расчет системы с прогнозированием неоднородных повреждений	117
4.3.1.	Общие положения учета повреждений	117
4.3.1.	Расчетный случай 1. Однородное распределение повреждений. ..	119
4.3.1.	Расчетный случай 2. Неоднородное распределение повреждений.	122
4.3.2.	Расчетный случай 3. Учет сейсмоизоляции и сейсмогашения.....	124
4.3.1.	Выводы по результатам расчета моста с учетом повреждений	127
4.4.	Выводы по главе 4.....	128
Заключение		129
Библиографический список.....		131
Приложение 1. Пример расчета системы с неоднородным демпфированием		145
Приложение 2. Внедрение работы		163

Введение

Актуальность темы исследования. Современные руководящие документы Российской Федерации в области сейсмостойкого строительства требуют производить расчет сооружений на сейсмическое воздействие по линейно-спектральному методу (ЛСМ). Это требование распространяется на основные виды сооружений и на все уровни ответственности. Таким образом, ЛСМ играет ключевую роль при оценке сейсмостойкости сооружений.

Основные положения ЛСМ в руководящих документах были заложены более 70 лет назад и за это время метод расчета не претерпел значимых изменений, тогда как методы и цели проектирования сейсмостойких конструкций существенно изменились.

Важно подчеркнуть, что в первых руководящих документах по сейсмостойкости основной динамической схемой была жестко заземленная консоль, имеющая минимально допустимое число степеней свободы. Современная модернизация экономической, информационной, строительной, проектной и архитектурной отраслей привела к появлению сложных пространственных конструкций, для которых расчетная схема в виде консоли абсолютно не применима. Современное развитие компьютерной техники позволяет строить математические модели с тысячами степеней свободы, которые детальнее описывают поведение таких сложных сооружений. В последние 20 лет начали широко применяться специальные методы сейсмозащиты: сейсмоизоляция и сейсмогашение. Очевидно, что трансформация технических решений и динамической модели должна инициировать обновление метода расчета на сейсмостойкость.

Современные методы сейсмостойкого строительства ориентируются на многоуровневое проектирование сооружений. Основная задача сейсмостойкого строительства, которая традиционно заключалась в обеспечении устойчивости сооружения к сильному землетрясению без разрушений, теперь смещается в сторону анализа поведения конструкции при воздействиях разной интенсивности

и соответствующем уровне повреждений. Этот подход, известный за рубежом как Performance Based Seismic Design (PBSD), подразумевает проектирование ожидаемого поведения сооружения. Таким образом, смена парадигмы проектирования закономерно требует обновления концептуальных положений ЛСМ.

Таким образом, модернизация ЛСМ представляет собой исключительно актуальную задачу.

Степень разработанности темы исследования.

Общие принципы расчета сооружений на сейсмические воздействия формулировались преимущественно в XX веке. Различные подходы и методы расчета сейсмостойкости описаны в работах Ф. Омори, Р. Сано, М. А. Био, Дж. У. Хаузенера, Н. М. Ньюмарка, В. Дж. Холла, А. Шибаты, М. Созена, П. Гюлькана, Т. Полэя, Р. Парка, М. Дж. Пристли, К. С. Завриева, И. Л. Корчинского, Я. М. Айзенберга, В. В. Болотина, М. Ф. Барштейна, И. И. Гольденבלата, Н. А. Николаенко, Ш. Г. Напетваридзе, А. Д. Абакарова, А. Г. Тяпина, А. М. Уздина, Ю. Л. Рутмана, В. Т. Рассказовского, Э. Е. Хачияна, Ю. П. Назарова, Е. В. Позняк, О. А. Савинова, Т. Ж. Жунусова, С. В. Полякова, Е. Н. Курбацкого, и многих других исследователей.

Основной вклад в развитие линейно-спектрального метода расчета внесли за рубежом: М. А. Био, Дж. У. Хаузенер, Н. М. Ньюмарк, В. Дж. Холл, Д. Хадсон, Дж. Алфорд, Р. Мартел, в России и СССР – И. Л. Корчинский, А. Г. Назаров, И. И. Голденблат, С. В. Поляков, О. А. Савинов, Е. Н. Курбацкий.

Характерной особенностью сейсмостойкого проектирования является необходимость задания уровня воздействия землетрясения, выраженная в первых исследованиях в виде сейсмического коэффициента. Верификация получаемых результатов осуществлялась при помощи сравнения результатов расчета на динамическое воздействие с результатами произошедших катастроф. На основе

этих данных формировались первые нормативные документы по сейсмостойкости — прообразы современных строительных норм.

Вопросами задания сейсмического воздействия в своих работах занимались: Ф. Омори, Р. Сано, К. Сюехиро, Дж. Боммер, А. Эльнашай, Н. М. Ньюмарк, В. Дж. Холл, М. Дж. Н. Пристли, М. Дж. Ковальски, Т. Полэй, А. Чопра, Г. Гоэль, В. И. Уломов, О. А. Савинов, А. Д. Абакаров, И. Л. Корчинский, К. С. Завриев, М. Ф. Барштейн, А. А. Петров, Ш. Г. Напетваридзе, А. М. Уздин, С. В. Прокопович и многие другие.

Для анализа линейно-спектрального метода расчета сейсмостойкости необходимо учитывать уровень развития математических методов на этапе его становления. В то время вычислительная техника только зарождалась, и расчёты выполнялись на упрощённых моделях — например, на консоли с малым числом степеней свободы. Из-за сложности учёта сейсмического воздействия усилия корректировались интегральными коэффициентами. Они позволяли оценить общий уровень повреждений, но не отражали их распределение по конструкции. Наиболее очевидный при этом всем путь — распределение усилий пропорционально упругой жесткости элементов, однако при анализе нелинейных систем выявилось, что такой подход не является корректным. Распределение усилий в упругопластической модели характеризуется сложностью и зависит от многих факторов, включая геометрию, материалы и степень повреждений. Современные математические модели включают десятки тысяч конечных элементов и сложные конструктивные решения. Их анализ требует более точного подхода, чем применение единых интегральных коэффициентов. Разработкой более сложных моделей, учитывающих неравномерное распределение повреждений, занимались: А. Шибата, М. Созен, П. Гюлькан, Т. Такеда, Н. Нильсен, С. Фриман, П. Фаджфар, А. Чопра, Г. Гоэль, Дж. Боммер, Э. Симборт, Ю. Л. Рутман, А. М. Уздин, А. В. Соснин, М. И. Андреев, О. В. Мкртычев, О. В. Кабанцев, Г. А. Джинчвелашвили, Н. В. Островская и другие.

Сегодняшнее развитие нормативных документов, в частности на Западе, требует от проектировщиков реализации многоуровневого проектирования с целью оптимизации затрат на последствия землетрясений. Данное требование обуславливает необходимость обновления некоторых специфических подходов определения сейсмостойкости сооружения по ЛСМ. Исследования, изучающие многоуровневое сейсмостойкое проектирование отображены в работах Дж. Боммера, А. Эльнашай, М. Дж. Н. Пристли, М. Дж. Ковальски, Т. Полэя, С. Фримана, П. Фаджфара, А. Чопры, Г. Гоэля, А. М. Уздина, Ш. Ш. Назаровой, А. В. Соснина и других исследователей.

Цель исследования – усовершенствовать линейно-спектральный метод расчета сейсмостойкости для современных методов и целей проектирования.

Для достижения поставленной цели решены следующие задачи:

1. Проанализировать развитие методов расчета сейсмостойкости и, в частности, ЛСМ.
2. Предложить способ задания интенсивности сейсмического воздействия для расчетов по ЛСМ
3. Пересмотреть и теоретически обосновать коэффициенты, входящие в ЛСМ
4. Разработать предложение по учету неоднородного распределения повреждений и сопоставить полученные результаты по ЛСМ с результатами расчета прямым динамическим методом
5. Выполнить расчеты сооружений, иллюстрирующие применение предложенного метода оценки сейсмостойкости.

Объект исследования: Расчет сейсмостойкости сооружений

Предмет исследования: Линейно-спектральный метод расчета сейсмостойкости

Область исследования соответствует паспорту научной специальности ВАК: 2.1.9. – Строительная механика, направление соответствует следующим пунктам паспорта специальности:

п. 7 «Теория и методы расчета сооружений в экстремальных ситуациях (землетрясения, ураганы, взрывы и так далее)»

п. 12 «Исследование и моделирование нагрузок и воздействий на здания и сооружения»

Научная новизна:

1. Разработан новый вариант линейно-спектрального метода (ЛСМ) расчета сейсмостойкости, в котором спектральная кривая формируется на принципиально новой основе — как произведение независимо определяемых функций: коэффициента динамичности $\beta(\xi)$, зависящего от демпфирования в системе, и формообразующей функции $PGA(T)$, задающей зависимость пикового ускорения от преобладающего периода воздействия.
2. На основе обработки базы данных около 200 акселерограмм сильных землетрясений получена новая аппроксимирующая зависимость для пиковых ускорений основания от периода $PGA(T)$, которая обеспечивает соответствие кинематических параметров (PGA , PGV , PGD) требованиям современной шкалы ШСИ-17 и устраняет существующее противоречие с нормативным документом СП 14.13330.2018.
3. Теоретически обоснована и апробирована новая зависимость для коэффициента динамичности β от затухания. Данный подход устраняет необходимость в применении условного коэффициента $K\psi$ и позволяет напрямую учитывать демпфирование по формам колебаний, в том числе неоднородное.
4. В рамках ЛСМ адаптирована и развита методика дифференцированного учета неоднородного распределения повреждений, основанная на задании коэффициентов пластичности μ для отдельных элементов и последующей линейзации расчетной схемы. Это позволяет отказаться от единого коэффициента K_1 , моделировать заданные сценарии поведения сооружений, учитывать совокупное влияние различных механизмов демпфирования и приближает результаты ЛСМ к данным нелинейного динамического анализа.

5. Доказана эффективность предложенного метода для решения современных задач проектирования, включая многоуровневый анализ (PBSD) и расчет систем с сейсмоизоляцией и демпфированием, что расширяет область применения ЛСМ за рамки, ограниченные действующими нормами.

Теоретическая значимость заключается в разработке нового варианта ЛСМ, основанного на зависимости пиковых ускорений грунта основания PGA от спектрального состава воздействия, а также в предложении способа моделирования неоднородных повреждений.

Практическая значимость заключается в расширении функционального назначения ЛСМ, что позволяет применять его для проектирования современных сложных систем, включая сооружения с неоднородным демпфированием, сейсмоизоляцией, а также для реализации многоуровневого проектирования в соответствии с современными требованиями сейсмостойкости.

Методология и методы исследования:

Методологической основой исследования является системный подход к модернизации ЛСМ, реализованный через три последовательных этапа: аналитический, расчетно-аналитический и верификационный. На аналитическом этапе применялись методы анализа и обобщения научной литературы и нормативной базы. Расчетно-аналитический этап базировался на комплексном применении методов строительной механики и теории колебаний для формирования динамических расчетных схем, методов математической статистики и регрессионного анализа для обработки базы акселерограмм, а также математического моделирования и метода конечных элементов для верификации предложенных решений. На завершающем верификационном этапе использовались методы сравнительного анализа, обеспечившие сопоставление полученных результатов с данными других авторов, положениями нормативных документов, последствиями реальных землетрясений и результатами прямого динамического расчета.

Положения, выносимые на защиту:

1. Новый вариант линейно-спектрального метода расчета сейсмостойкости, в котором спектральная кривая формируется как произведение независимо определяемых функций коэффициента динамичности $\beta(\xi)$ и формообразующей функции $PGA(T)$;
2. Аппроксимирующая зависимость пиковых ускорений основания от периода $PGA(T)$, полученная на основе обработки базы акселерограмм и обеспечивающая соответствие кинематических параметров требованиям шкалы ШСИ-17;
3. Зависимость коэффициента динамичности от затухания $\beta(\xi)$ для сейсмического воздействия, устраняющая необходимость в применении условного коэффициента K_ψ и позволяющая учитывать демпфирование по формам колебаний;
4. Методика дифференцированного учета повреждений в ЛСМ на основе задания коэффициентов пластичности μ для отдельных элементов, позволяющая моделировать сценарии разрушения и комплексно учитывать различные механизмы демпфирования;
5. Сбалансированная система расчетных коэффициентов для практического применения усовершенствованного ЛСМ.

Степень достоверности основных положений диссертационной работы обеспечивается последовательной верификацией результатов, включающей сопоставление с последствиями известных землетрясений, корреляцию с данными нелинейного динамического анализа, согласованность с результатами обработки базы акселерограмм сильных землетрясений, а также соответствие исследованиям ведущих специалистов и положениям нормативных документов.

Апробация работы:

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

— Всероссийская научно-практическая конференции с международным участием «Строительство и архитектура: теория и практика сейсмической безопасности» в г. Махачкала., 14-16 марта 2023 года;

— LXXXIII Всероссийская научно-техническая конференция студентов, аспирантов и молодых ученых «Транспорт: проблемы, идеи, перспективы» в г. Санкт-Петербург, 17-24 апреля 2023 г.

— Международная научно-практическая конференция, посвященная 160-летию кафедры «Механика и прочность материалов и конструкций» и 170-летию Механической лаборатории имени профессора Н. А. Белелюбского в г. Санкт-Петербург, 22-23 мая 2024 года

— IX Международной конференции «Опасные природные и техногенные процессы в горных регионах: модели, системы, технологии» в г. Владикавказ, 6-9 октября 2024 г.,

— LXXXV Всероссийской научно-технической конференции студентов, аспирантов и молодых ученых «Транспорт: проблемы, идеи, перспективы» в г. Санкт-Петербург, 14-16 апреля 2025 г.

— III Национальная (всероссийская) научно-техническая конференция «Перспективы современного строительства» в г. Санкт-Петербург, 21-23 апреля 2025 г.

Личное участие в получении результатов работы

Результаты диссертационной работы получены соискателем лично, а именно:

1. Проанализировано развитие методов расчета сейсмостойкости и, в частности, ЛСМ;
2. Предложен способ задания интенсивности сейсмического воздействия для расчетов по ЛСМ;
3. Пересмотрены и теоретически обоснованы коэффициенты, входящие в ЛСМ;

4. Разработано предложение по учету неоднородного распределения повреждений и проведено сопоставление полученных результатов по ЛСМ с результатами расчета прямым динамическим методом;
5. Выполнены расчеты сооружений, иллюстрирующие применение предложенного метода оценки сейсмостойкости.

Публикации

Результаты основных исследований по теме диссертации были опубликованы в 7 научных статьях, среди которых 5 – в рецензируемых изданиях из перечня журналов ВАК.

Внедрение научных результатов диссертации:

Результаты исследования внедрены в проектную деятельность ООО «ГРАМОС» (г. Санкт-Петербург) при разработке технических решений сейсмозащиты мостов на автомобильной дороге А289 Краснодар – Славянск-на-Кубани – Темрюк – автомобильная дорога А290 Новороссийск – Керчь в условиях ограниченных исходных данных о сейсмичности площадки строительства, о чем получен Акт о внедрении.

Структура и объем диссертационной работы

Диссертационная работа изложена на 163 страницах печатного текста, состоит из введения, 4 глав, заключения, списка литературы, включающего 145 источников, в том числе 61 на иностранном языке. В работе представлено 62 рисунка, 18 таблиц и 76 формул.

Во введении обоснована актуальность диссертационной работы, сформулированы цель и задачи исследования, определена научная и практическая значимость диссертационной работы.

В первой главе представлен обзор методов расчета инженерных сооружений. Показана краткая история развития линейно-спектральной теории расчета в нашей стране и за рубежом. Проиллюстрировано изменение критериев сейсмостойкости

сооружений, выраженное в появлении многоуровневого проектирования. По анализу рассмотренного материала определены цель и методы исследования.

Во второй главе рассмотрены вопросы задания интенсивности сейсмического воздействия. Описана функция, аппроксимирующая пиковые ускорения основания в соответствии с ШСИ-17. Для построения функции использованы данные 9-балльных землетрясений. Описано задание сейсмического воздействия при многоуровневом проектировании.

В третьей главе последовательно рассмотрены основные коэффициенты, входящие в ЛСМ. Пересмотрен коэффициент динамичности, учитывающий демпфирование в системе. Описан способ учета неоднородных повреждений при проектировании конструкций.

В четвертой главе последовательно рассмотрены примеры, иллюстрирующие характерные особенности изменений в ЛСМ. В первом примере получены результаты, демонстрирующие преимущество предлагаемого метода с традиционным подходом при расчете зданий массовой застройки. Во втором примере иллюстрируется распределение демпфирования в системе и показано, что даже для высоких гибких сооружений коэффициент, учитывающий демпфирование K_{ψ} может в определенных случаях быть и менее 1. В третьем примере проиллюстрирован метод учета неоднородных повреждений в конструкции по ЛСМ, а также показан пример расчета сейсмоизолированного сооружения по ЛСМ. Полученные результаты проверены расчетом прямым динамическим методом.

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

Глава 1. Анализ исследуемого вопроса

1.1. Краткий очерк развития современных методов расчета на сейсмическое воздействие

Первые работы, касающиеся сейсмостойкого строительства, были выполнены английскими учеными Р. Хуком в XVIII веке и Т. Юнгом в начале XIX века [24]. Если Р. Хуком рассматривались геологические аспекты землетрясений, то в работе Т. Юнга приводится первая библиография исследований, связанных с землетрясениями.

В начале XIX века к воздействию землетрясений на сооружения возрос интерес у английских инженеров-механиков. Первопроходцами в сейсмостойком строительстве были Р. Маллет, Д. Милн, Д. Эйвинг и Т. Грэй.

Стоит отметить, что в то время не было четких разграничений между науками сейсмостойкого строительства и сейсмологией. Термин «сейсмология», что в переводе с греческого означает «учение о землетрясениях», был впервые введен Р. Маллетом. В начале своего появления эта наука решала задачи, которые в современном понимании следует считать задачами сейсмостойкого строительства – исследование колебаний земли и оценка повреждений сооружений от землетрясений. В то же время Р. Маллетом определены такие фундаментальные понятия современной сейсмологии, как эпицентральное и фокусное расстояние и т.д.

Английские ученые Милн, Эйвинг и Грэй, работавшие в Токио совместно с японскими учеными С. Секия и Ф. Омори, считаются основателями современной сейсмологии. Японское сейсмологическое общество было организовано в 1880 году и стало предвестником национальных сообществ сейсмостойкого проектирования.

Последующие сильные землетрясения Ноби в Японии в 1891 г (более 7 тыс. погибших и 17 тыс. пострадавших), землетрясение в Сан-Франциско в 1906 г. (более 3 тыс. погибших и 225 тыс. пострадавших) и Мессинское землетрясение в

Италии в 1908 г. (более 70 тыс. погибших) в значительной степени повлияли на развитие инженерных методов защиты сооружений от землетрясений.

Определяющим параметром, который характеризует интенсивность воздействия и по сей день является сейсмический коэффициент K . В современной трактовке он определяется как ускорение грунтового основания (англ. Peak ground acceleration, PGA) в долях от силы тяжести. В расчетах используется абсолютное значение ускорения, или его представление в долях от ускорения свободного падения g . Считается, что после Мессинского землетрясения в рекомендациях для проектирования зданий и сооружений в сейсмических районах, впервые предлагается учитывать сейсмическое воздействие в виде горизонтальной нагрузки интенсивностью, связанной с весом сооружения [18]. На основании данного подхода был впоследствии предложен статический метод расчета сооружений на воздействие землетрясения.

Первым инженерным расчетным методом считается статический метод, предложенный Ф. Омори [37] и Р. Сано [47]. Указанный инженерный метод определения сейсмической нагрузки связывал интенсивность горизонтального воздействия на сооружение с весом сооружения, взятым с сейсмическим коэффициентом.

$$S = m \cdot K \cdot g, \quad (1)$$

где S – сейсмическая нагрузка, m – масса сооружения; K – сейсмический коэффициент.

Первый расчетный метод явился концептуальным прорывом в сейсмостойком строительстве, однако обладал существенным недостатком. Воздействие от землетрясения на сооружение носит динамический характер, а формула (1) не учитывает динамическую характеристику сооружения – здание предполагается абсолютно жестким. Недоучет динамического поведения конструкции приводит к существенной недооценке сейсмического воздействия на сооружение.

В начале XX века руководящие строительные документы только начинали появляться. В 1919 г. появились первые японские нормативные документы [61], которые описывали общие подходы к проектированию и расчету сооружений, однако не содержали рекомендаций по заданию расчетных горизонтальных нагрузок – ветрового и сейсмического воздействия.

До появления первых строительных нормативных документов, для сейсмостойкого проектирования инженеры принимали различные значения сейсмического коэффициента. В литературе известны значения от 0,07 до 0,15-0,3 [38]. Значения сейсмических коэффициентов в том числе определялись через рассмотрение опрокидывающего момента, показанного на рисунке 1.1.

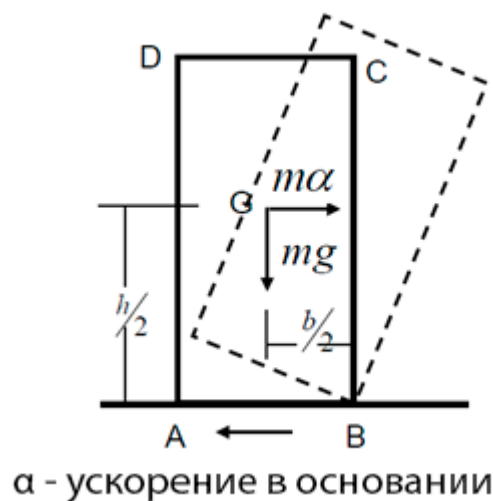


Рисунок 1.1 Определение сейсмической нагрузки через опрокидывающий момент

После анализа повреждений, вызванных Великим землетрясением в Канто в 1923 (более 140 тыс. погибших и 4 млн. пострадавших) выявлена необходимость нормативного утверждения общих правил для расчета зданий и сооружений на сейсмические воздействия. И таким образом, в 1924 году, впервые в мире, в Японских строительных документах рекомендовано значение сейсмического коэффициента при расчете по статическому методу 0,1 [38]. Впоследствии эта величина интенсивности сейсмического воздействия будет принята в большинстве нормативных документов. При этом расчетное значение сейсмического

коэффициента принималось с учетом коэффициента надежности по материалу 3, что соответствовало полному сейсмическому ускорению 0.3g.

Исследователи того времени четко понимали, что недоучет динамических характеристик рассчитываемых сооружений является значительным упущением при оценке их сейсмостойкости. Вопрос о недоучете динамического воздействия в статической теории расчета сейсмостойкости решался директивным ограничением жесткости конструкции, для которых применима статическая теория. Японские исследователи определяли граничную величину периода не более 0,5 с. Для высоких гибких сооружений с учетом их повышенного динамического отклика, предлагалось увеличить статическую нагрузку, путем введения повышающего коэффициента, возрастающего по высоте сооружения до максимального значения 2 [63].

В то же время японскими учеными, в частности профессором Мононобэ, выполнялись исследования, направленные на применение **динамических методов расчета** для оценки сейсмостойкости сооружений [29, 28].

Первые научные изыскания, связанные с поведением осцилляторов с различным периодом собственных колебаний при малом демпфировании выполнены японским исследователем К. Сюехиро на платформе со значениями собственных периодов колебаний от 0,22 до 1,81с [53]. В этом исследовании впервые анализируется специфика поведения сооружений различной жесткости во время динамического воздействия.

Первый полноценный расчетный метод, учитывающий динамические свойства сейсмического воздействия предложен К. С. Завриевым в 1928 г [82]. Он предлагал рассматривать воздействие от землетрясения в виде гармонического незатухающего колебания по закону косинуса. Общий вид сейсмической нагрузки по предложению Завриева иллюстрирует формула (2). Несмотря на то, что данное предложение учитывало жесткость расчетной схемы при определении нагрузки,

дальнейшего развития оно не получило вплоть до середины прошлого века ввиду недостаточной изученности проблемы [63].

$$S = \beta \cdot m \cdot K \cdot g, \quad (2)$$

где β – коэффициент динамичности, равный отношению перемещения в динамической задаче к соответствующей статической нагрузке.

Возможность полноценно учитывать динамические свойства сооружений появилась с введением **линейно-спектрального метода (ЛСМ)** определения усилий, основы которого были заложены М. А. Био [6, 7] в 1933 году. Ввиду того, что ЛСМ является предметом настоящей работы, детальный исторический обзор сведен во второй параграф настоящей главы.

С развитием компьютерной техники в 1950-х годах значительно расширились возможности анализа упругопластических систем, физическая нелинейность которых обусловлена свойствами материала. Так, в 1959 году Н.М. Ньюмарком [31] предложен численный метод решения уравнений движения, существенно расширяющий возможности применения **прямого динамического метода расчета** сейсмостойкости (англ. Time-history Seismic analysis).

Общий вид основного дифференциального уравнения движения показан в (3).

$$M \cdot \ddot{Y} + B \cdot \dot{Y} + C \cdot Y = -M \cdot \ddot{Y}_0, \quad (3)$$

где M – матрица масс, B – матрица демпфирования, C – матрица жесткости, Y – матрица смещения, \ddot{Y} – матрица ускорения, \dot{Y} – матрица скорости, \ddot{Y}_0 – динамическое воздействие в виде заданного ускорения.

В 50-70-е годы, с учетом развития метода предельного равновесия для расчета железобетонных конструкций, увеличивается интерес ученых исследователей к вопросам нелинейного поведения строительных конструкций. Так, в 1964 году впервые продемонстрировано влияние продольной арматуры на

поведение железобетонных конструкций под динамическим воздействием [2]. Впоследствии, с учетом формирования экспериментальной базы поведения конструкций под циклическими и динамическими нагрузками, разрабатываются нелинейные модели работы конструкций. Такие модели применимы для расчета сооружений на сейсмическое воздействие с физической нелинейностью материала. Примерами таких моделей являются модели Клафа в 1966 г. [15], Такеды в 1970 г. [55], Кента и Парка в 1971 г. [26].

Прямой динамический расчет обладает безусловными достоинствами, поскольку позволяет учитывать любой закон неупругой деформации, геометрическую и конструктивную нелинейность, а также рассчитывать системы со сложными законами демпфирования.

В то же время недостатком данного метода является огромное число вычислений, связанное с необходимостью расчета не на одно воздействие, а на целый ансамбль воздействий с различными опасными периодами. Такой анализ весьма трудоемок для регулярного проектирования.

Примерно в то же время исследователями проводятся попытки заменить ресурсоемкий динамический метод расчета на квазистатические методы, связанные с ЛСМ и качественно учитывающие образование неупругих деформаций в конструкции.

Известны исследования 1970-1976 годов оценки сейсмостойкости сооружений, выполненные А. Шибатой, М. Созеном, П. Гюльканом [23, 52] при помощи предложенного ими Substitute-structure method (с англ. Метод замещенной конструкции). Они использовали тот факт, что при получении элементом конструктивных повреждений, с одной стороны происходит увеличение деформаций относительно начального упругого поведения конструкции, и с другой стороны при циклических нагрузках реализуется петля гистерезиса, что приводит к рассеиванию энергии за цикл колебаний. Исследователями предлагается заменить нелинейное поведение конструктивного элемента на эквивалентное

линейное. Общий вид нагружения элемента проиллюстрирован на рисунке 1.3. Работа такого элемента характеризуется секущей жесткостью K_e по формуле (4) и повышенным демпфированием ξ_e по формуле (5) из-за повреждений. При том, что описанная методика корректировки параметров конструктивного элемента может применяться дифференцированно для каждого элемента в конструкции, имеется возможность прогнозирования сложных механизмов повреждений. Определение усилий далее выполняется по спектральному методу, а учет демпфирования в системе применяется пропорционально энергии деформаций. Описанный подход значительно повлиял на формирование нелинейного статического метода расчета на сейсмостойкость. Он используется, в частности, для расчета сооружений с сейсмоизоляцией из РОЧ [113].

$$K_e = \frac{K_{in}}{\mu}, \quad (4)$$

где K_e – секущая жесткость конструктивного элемента, K_{in} – начальная жесткость конструктивного элемента, μ - коэффициент уровня повреждений.

$$\xi_e = \xi_0 + \xi_h, \quad (5)$$

где ξ_e – эффективный коэффициент демпфирования в долях от критического для конструктивного элемента, ξ_0 – начальный коэффициент демпфирования в долях от критического для конструктивного элемента, ξ_h - коэффициент демпфирования, характеризующий гистерезисное рассеяние энергии в эквивалентном линейном стержне в долях от критического для конструктивного элемента.

В отечественной практике исследования, связанные с применением методов линеаризации в системах сейсмоизоляции проводились Ю. Л. Рутманом, Н. В. Островской в работах [107, 108]

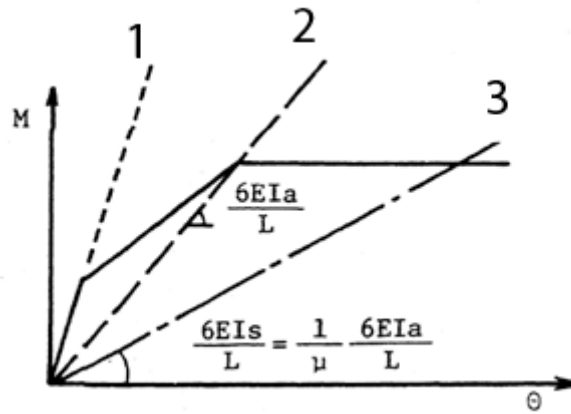


Рисунок 1.2 Секунная жёсткость железобетонного элемента в эквивалентной линейной модели. 1 – жесткость до образования трещин, 2 – жесткость после образования трещин, 3 – секундная жесткость в окрестности повреждений μ

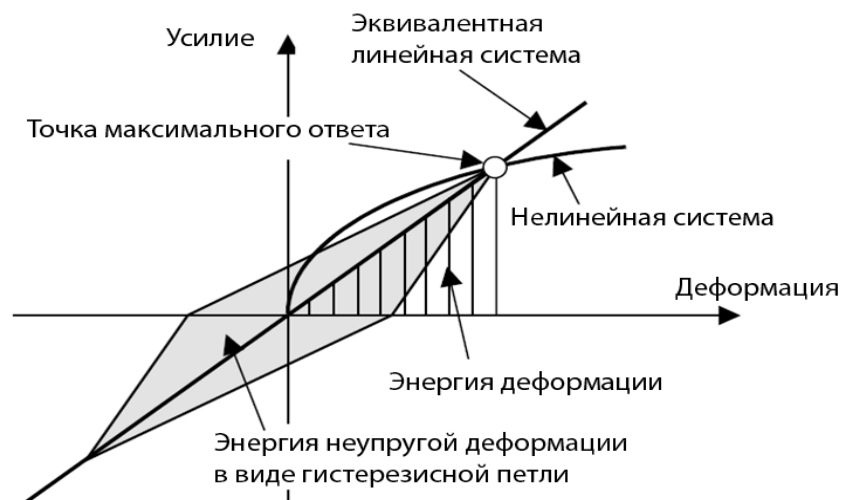


Рисунок 1.3 Учет эквивалентного демпфирования для упругопластической системы

Описанные исследования привели к пониманию следующего принципа: предельное состояние одного конструктивного элемента в сооружении не характеризует предельное состояние сооружения в целом. Этот принцип был детально проработан в исследованиях за авторством новозеландских исследователей Т. Полэя, Р. Парка и М. Дж. Н. Пристли [54, 40, 39], посвящённых Capacity design (англ. проектирование под заданный механизм разрушения).

Преимущество отдается применению принципа «weak-beam, strong-column» (с англ. «слабые» балки, прочные колонны) поскольку гистерезисное рассеивание в ригелях и балках без продольной силы выше, чем в обжатых колоннах.

Предполагаемые модели образования пластических шарниров при землетрясениях анализируются методами, использующие pushover анализ (с англ. Нелинейный статический метод).

Сам по себе pushover представляет собой метод построения диаграммы нелинейного деформирования сооружения под нагрузкой. Нелинейными статическими методами следует называть методы построения спектров несущей способности сооружения. К ним относятся: метод Capacity spectrum (с англ. Метод спектра несущей способности) за авторством С. Фримана в 1998 г. [20]; построенные на его базе метод N2 за авторством П. Фаджфара в 2000 г. [17]; Modal pushover analysis (с англ. нелинейный статический метод с учетом нескольких форм собственных колебаний) за авторством А. Чопры и Г. Гоэля в 2002 г. [13, 14]; и Adaptive Capacity Spectrum method (ACSM, с англ. Метод адаптивного построения спектра несущей способности) [1, 12].

В отечественной практике исследованиями нелинейного статического метода занимались А. В. Соснин [125], Г. А. Джинчвелашвили и С. В. Булушев [78, 79], А. В. Колесников [78]. Оценка повреждений строительных конструкций из каменной кладки оценивалась в работах О. В. Кабанцева [84]

Сущность метода построения спектра несущей способности состоит в том, что рассматривается плоская модель сооружения с учетом пластических шарниров в элементах под воздействием усилий от землетрясений по основной форме собственных колебаний. По результатам физически нелинейного расчета с постепенным наращиванием сейсмической нагрузки формируется график поведения конструкции в осях «усилие в основании»-«перемещение». Этот процесс графически показан на рисунке 1.4. Затем построенная кривая преобразуется в кривую несущей способности в осях «Спектр ускорений»-«Спектр

смещений» (спектр S_a-S_d). Фактически в методе расчетная модель заменяется на эквивалентную одномассовую систему с эффективными характеристиками (период колебаний T_e и затухание ξ_e), соответствующими смещениям. Затем кривая несущей способности сопоставляется с нормативной кривой спектрального ускорения, построенной с учётом эффективного демпфирования. И полученная точка пересечений графиков и есть искомая точка состояния, что показано на рисунке 1.5.

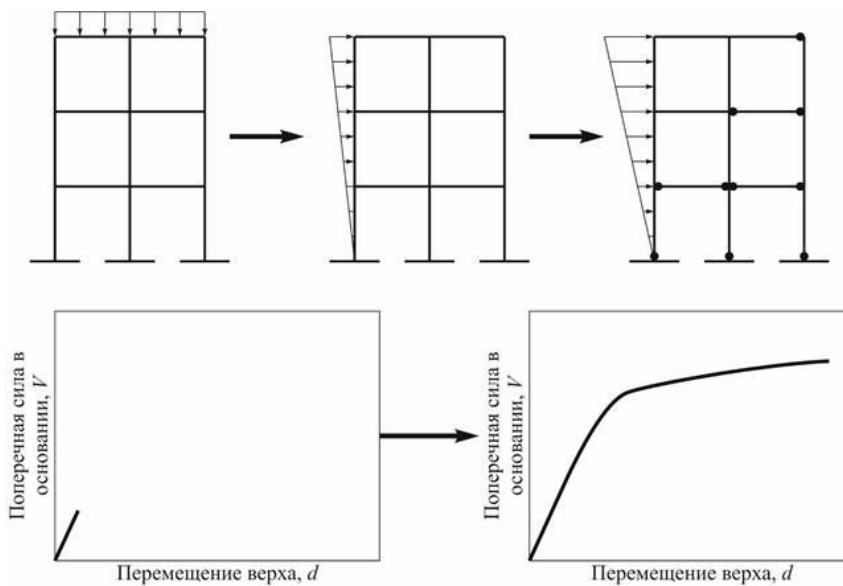


Рисунок 1.4 Процесс построения кривой несущей способности сооружения

Метод N2 отличается тем, что повреждение сооружения рассматривается в терминах коэффициента пластичности μ , а не в терминах эквивалентного вязкого демпфирования.

Из названия понятно, что нелинейный статический метод с учетом нескольких форм собственных колебаний пытается решить основную проблему N2 метода – учет воздействия только по основной форме собственных колебаний. В нем исследователи попытались разделить выполнение расчет по формам колебаний и учесть суммарный эффект пропорционально модальным массам.

Метод адаптивного построения спектра несущей способности подходит к расчету многомассовой системы с другой стороны – исследователями предлагается на каждом шаге нагружения представлять многомассовую систему как отдельную

одномассовую систему со своими характеристиками, таким образом учитывая изменение поведения конструкции относительно упругого.

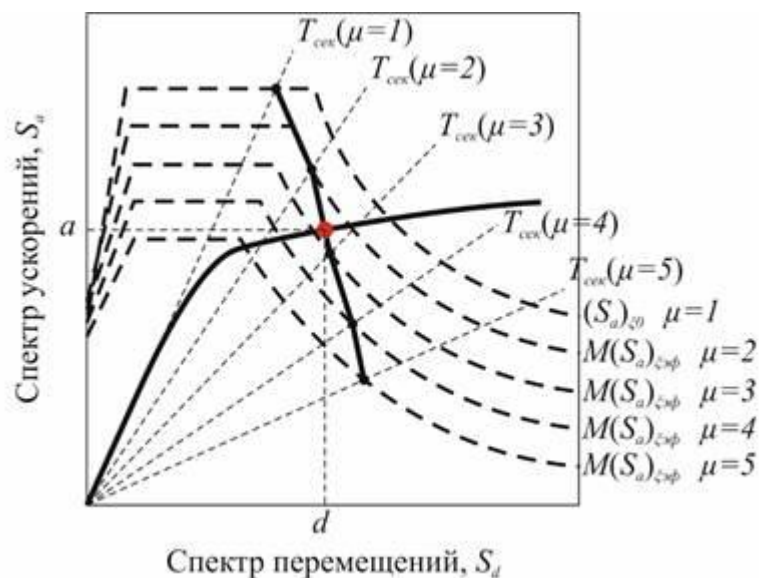


Рисунок 1.5 Определение точки состояния

В конце XX века, обозначился ряд существенных недостатков сложившейся методологии сейсмостойкого проектирования. Почти все имеющиеся методы основаны на определении сейсмического воздействия, опираясь на внешнюю нагрузку на сооружение (англ. Force-based seismic design) При этом они не решают следующих концептуальных проблем [43, 44, 41]:

- Начальная жесткость неизвестна на стадии проектирования и разработки концептуальных решений.
- Распределение повреждений, пропорциональное начальной жесткости в системе, не соответствует действительности ввиду наличия хрупких элементов, которые выходят из строя раньше всех.
- Уровень допустимых повреждений не является функцией конструктивного типа. Он зависит от геометрии конструкции и от резервов несущей способности до начала землетрясения.

С целью решения описанных проблем исследователи М. Дж. Н. Пристли, М. Дж. Ковальски предложили direct displacement -based seismic design (DDBD, с англ. **Метод сейсмостойкого проектирования, основанный на смещениях**). Этот

метод противопоставляется существующим методам Force-based seismic design (с англ. Метод сейсмостойкого проектирования, основанный на усилиях). Общая концепция метода показана на рисунке 1.6. Как и в нелинейном статическом методе, сооружение заменяется на эквивалентную одномассовую систему. Она характеризуется секущей жесткостью K_e (которая пока неизвестна) в области максимального бокового смещения Δ_e от поперечного сейсмического воздействия и эффективным демпфированием ξ_e (равным сумме начального демпфирования в материале ξ_0 и гистерезисного демпфирования от упругопластической работы конструктивных элементов ξ_{gist}). Далее определяется соответствующий период замещенной одномассовой системы T_e по спектрам ответа смещений, построенных для различного уровня демпфирования ξ_e и находится жесткость этой системы K_e по формуле (6). В конечном счете, горизонтальная сейсмическая нагрузка находится по формуле (7).

$$K_e = \frac{4 \cdot \pi^2 \cdot m_e}{T_e^2}, \quad (6)$$

$$F = K_e \cdot \Delta_e, \quad (7)$$

где m_e – эффективная модальная масса по общей форме колебаний сооружения, F – горизонтальная сейсмическая сила в уровне эквивалентной высоты H_e .

При распределении усилий внутри жесткости системы авторами предлагается распределять усилия пропорционально секущей жесткости сечения, соответствующей максимальному уровню бокового смещения Δ_e . Также приводятся некоторые механизмы регулирования опорных моментов для учета упругопластического распределения усилий в базах.

Ввиду того, что в DDBD методе анализируются линеаризованные системы в окрестности максимальных деформаций, этим эквивалентным системам могут соответствовать большие эффективные периоды колебаний T_e вплоть до 5-10 с. Это условие потребовало модификации кривых спектра ответа ускорений, поскольку

раньше не было причины иметь спектр ответа ускорений и смещений для таких гибких конструкций. Поэтому в период с конца XX века до начала XXI века были проведены исследования по детализации спектра ответа ускорений с учетом спектра ответа смещений. Показательными исследованиями является работы Дж. Боммера и А. Эльнашай [10, 9] в которых даны конкретные предложение для построения спектра ответа ускорений и смещений, которые впоследствии были реализованы в современных европейский нормативных документах в области сейсмостойкого регулирования EC8 [16].

Взятые идеи вернулись к концептуальным подходам Н. М. Ньюмарка и В. Дж. Холла при построении спектров ответа для расчета [32]. По их предположениям, спектры характеризуются характерными участками:

- Зона постоянных спектральных ускорений;
- Зона постоянных спектральных скоростей;
- Зона постоянных спектральных смещений.

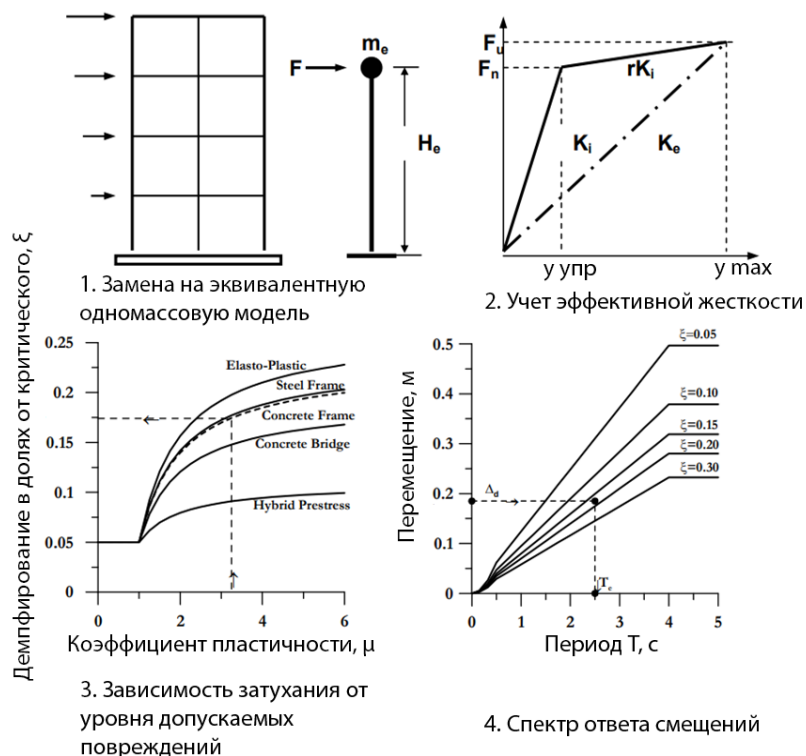


Рисунок 1.6 Концепция DDDBD метода сейсмостойкого проектирования по данным [41]

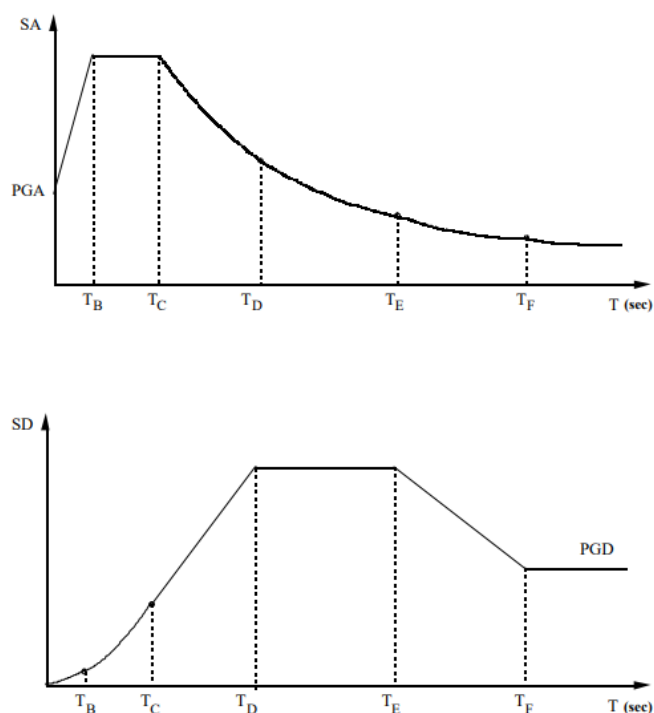


Рисунок 1.7 Спектр ответа ускорений (сверху) смещений (снизу) для расчета сооружений. T_B – T_F – характерные периоды, определяемые по нормативным документам, характеризующие участки спектров ответа.

Отдельно выделяются **вероятностные (или статистические) методы** расчета сейсмостойкости. Они получили свое активное развитие с 50-х годов прошлого века. Их исследованием в своих работах занимались Я. М. Айзенберг, В. В. Болотин [68, 69, 70, 71], М. Ф. Барштейн [65, 66], И. И. Гольденблат [72, 73, 74, 75], Н.А. Николаенко [73, 74, 103, 104, 105], Ш. Г. Напетваридзе [102, 101], А. Д. Абакаров [102] Петров А.А. [110] и А. Кюригян [27]. Расчетное сейсмическое воздействие моделировалось как случайная нагрузка с заданными вероятностными параметрами. Однако ввиду сложности связи вероятностных параметров и кинематических характеристик по формам колебаний, этот метод расчета на данный момент используется только в научных целях.

Отдельным направлением развития методов расчета является **энергетический метод расчета** сооружений на сейсмические воздействия. Энергетическим методом занимались А. А. Ариас [4], Р. Арайа [3], И. И.

Гольденблат [74], А.А. Петров [107], Ю. Л. Рутман [120, 118], А. М. Уздин [137, 136, 135, 57], А. Дж. Шивуа [142], О. В. Мкртычев [94], С.В. Прокопович [114, 135, 57] и др. Он базируется на сопоставлении энергии землетрясения и предельную энергию, которое может выдержать рассматриваемое сооружение (энергоемкость) [106]. Для анализа интенсивности сейсмического воздействия используются такие характеристики, как интенсивность по Ариасу, SED, CAV. А устойчивость здания на сейсмическое воздействие характеризуется работой сил сопротивления, сил инерции и сил упругости.

Отдельным направлением развития методов расчета является **волновая теория сейсмостойкости**. Она развивалась в СССР во второй половине XX века. Исследованием волновой теории сейсмостойкости занимались последователи К. С. Завриева [82, 101], В. Т. Рассказовского [116, 117], Э. Е. Хачияна [139, 140], ЦНИИСК им. В. А. Кучеренко в лице Ю. П. Назарова [95, 96, 97], Ю. Н. Жука, Ю. В. Панасенко [98] и Е. В. Позняк [98, 111, 143, 144], А. П. Сеницын [122, 123], Е. Н. Курбацкий [91]. Волновая теория рассматривает поведение пространственного сооружения, взаимодействующего с основанием с учетом волнового характера распределения сейсмического воздействия (англ. Soil-Structure interaction, SSI).

Важной особенностью поведения пространственных конструкций при землетрясении является появление крутильных форм колебаний, возбуждение которых требует специфических параметров сейсмического воздействия, которые не удастся получить только по анализу поступательных компонент акселерограммы. Крутильные формы в сооружениях порождают дополнительные инерционные нагрузки на крайние рамы регулярных конструкций, а также приводят к появлению крутящих моментов в регулярных конструкциях, которые могут быть недоучтены без учета ротационных компонент сейсмического воздействия.

Резюмируя краткий обзор развития методов расчета на сейсмостойкость, можно сказать, что основным способом оценки сейсмостойкости сооружений в настоящее время является ЛСМ. Этот метод с одной стороны позволяет учесть

динамические свойства сооружений, а с другой стороны – хорошо реализуется на ЭВМ и включен в основные программные средства, используемые при проектировании. В связи с этим спектральному методу уделен отдельный параграф диссертационной работы.

1.2. Особенности современной линейно-спектрального метода оценки сейсмостойкости

Началом развитие линейно-спектрального метода расчета сейсмостойкости следует считать работы американских исследователей М. А. Био [6, 7], Г. В. Хаузнера, Р. Р. Мартеля и Дж. Л. Альфорда [21]. В своей диссертации на соискание докторской степени М. А. Био в 1932 г. под руководством Фон Кармана предложил спектральный метод решения уравнений движения [6, 7]. Им предлагалось для систем с конечным числом степеней свободы рассматривать разложение движения по формам колебаний, для которых по каждой форме можно определить максимальное значение инерционных сил. Инерционные силы принимались по спектральной кривой. Спектральная кривая задает функцию максимальных ускорений одномассового осциллятора от периода колебаний при определенном затухании. Усилия определялись независимо по формам колебаний. Результирующее воздействие находилось суммированием усилий по формам колебаний определенным образом. В отечественной литературе данный метод встречается под названиями линейно-спектральный метод (теория) сейсмостойкости. Этот метод определения внутренних усилий стал базовым для сооружений разного типа благодаря простоте программной реализации и закреплён в российских нормативных документах по сейсмостойкому проектированию [126, 129].

С последующим развитием науки и техники появилась возможность получать записи сильных воздействий. Обработка и анализ воздействий в перспективе позволило создать более общее представление о специфике динамического воздействия. В 30-40-е годы XX века исследователи обработали и оцифровали записи землетрясений в США: Лонг Бич (Калифорния) в 1933 году

(около 120 чел. погибших); в Хелене (Монтана) в 1935 году (2 чел. погибло); Ферндале (Калифорния) в 1938 году; Эль-Центро (Южная Калифорния) в 1940 году (9 погибших). Впоследствии первые два землетрясения послужили основой для построения М. А. Био и Дж. Хаузнером первого спектра ответа ускорений акселерограммы [8].

На основе полученных данных формулируются общие принципы оценки сейсмической нагрузки для проектируемых сооружений. Устанавливается, что сейсмическая нагрузка зависит от затухания в сооружении, в том числе от гистерезисного из-за упругопластического поведения конструктивных элементов в сооружении и что сейсмическая нагрузка падает с ростом периода собственных колебаний сооружения [50, 51]. Уже в то время ученые, анализируя поведение сооружений, задумывались о специфике взаимодействия сооружения с основанием при сейсмическом воздействии [49]. Эта область исследования в современной трактовке обозначается в иностранной литературе как SSI (Soil-Structure Interaction или взаимодействие сооружения с основанием).

В СССР в 40-50-е годы выпускаются общие строительные нормативные документы, регламентирующие требования сейсмостойкого проектирования [132, 115]. Интенсивность воздействия описывается балльностью по шкале ОСТ ВКС 4537 и в нормах имеются карты сейсмического районирования. В нормативных документах того времени максимальный коэффициент сейсмичности для 9-балльного землетрясения характеризуется величиной 0,1 (ускорением 0.1g). В нормах [132, 115] все еще регламентируется статический метод расчета сооружений, однако в документах 51 года [115] учтена попытка учета специфики динамического воздействия на сооружения различного типа через дополнительный коэффициент α .

На основании исследований И. Л. Корчинского [87, 88, 89] в 1957 г. выпускаются первые строительные нормативные документы в области сейсмостойкого проектирования в СССР СН 8-57 [130], требующие определения периодов и форм собственных колебаний для проведения динамического расчета.

Расчетная схема в данной работе представляет собой многомассовую консоль и показана на рисунке 1.8, а принятый коэффициент динамичности показан на рисунке 1.9. Расчетная сейсмическая нагрузка определялась по формуле (8). Можно смело утверждать, что заложенный в данных нормативных документах подход является прообразом современных актуальных нормативных документов в области сейсмостойкого проектирования на территории РФ.

$$S_i = \beta_i \cdot m \cdot K \cdot g \cdot \eta_i, \quad (8)$$

где i – номер формы колебаний; η_i – коэффициент влияния формы колебаний.

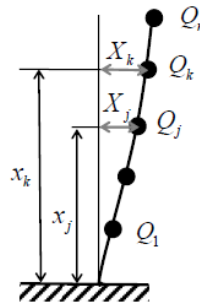


Рисунок 1.8 Расчетная динамическая модель по СП-8-57

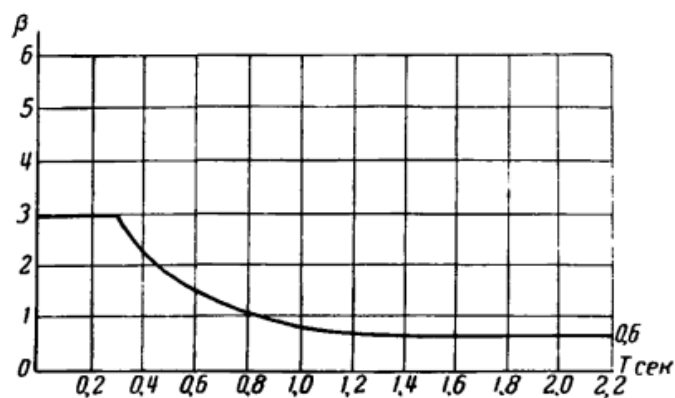


Рисунок 1.9 Коэффициент динамичности β в зависимости от периода колебаний сооружения T по СН 8-57

Анализируя упругопластические системы, в 1960 г. Н. М. Ньюмарк и А. С. Велетсос исследуют зависимость поведения линейно-упругих и упругопластических систем с одной степенью свободы и приходят к выводу, что упругопластический отклик системы можно заменить на упругий отклик с коэффициентом, различным для высокочастотных и низкочастотных сооружений [60]. Полученные результаты связаны с коэффициентом пластичности, определяемым по формуле (9). Предложенное позволяет учитывать в линейно-спектральном методе оценки сейсмостойкости упругопластическое поведение системы, характерное для редких, но сильных воздействий от землетрясений. Таким образом, описано обоснование несоответствию интенсивности сейсмического воздействия в шкале балльности и сейсмическому коэффициенту, принимаемому для проектирования зданий и сооружений, который всегда меньше.

$$\mu = \frac{y_{\max}}{y_y}, \quad (9)$$

где μ - коэффициент пластичности; y_{\max} - максимальная деформация в упругопластической системе, y_y - деформация, соответствующая концу упругой деформации.

В своей работе [60] Н. М. Ньюмарк и А. С. Велетсос предложили варианты учета неупругих деформаций при построении спектра ответа ускорений, то есть предложили учитывать неупругий характер поведения конструкции при задании воздействия. Такие спектры получили название Constant-ductility Response spectrum (Спектр ответа при постоянной пластичности), пример такого спектра проиллюстрирован на рисунке 1.10.

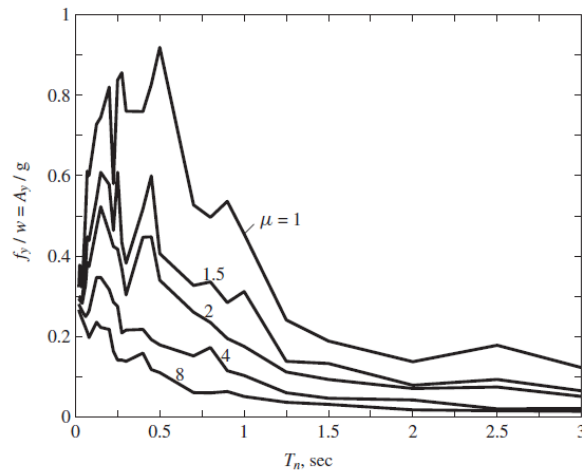


Рисунок 1.10 Спектр ответа ускорений при разной пластичности для акселерограммы Эль-Центро при демпфировании 5% от критического

Развитие методики анализа повреждений впоследствии нашло отражение в виде коэффициента коррекции сейсмической нагрузки, зависящего от конструктивной схемы. Различные значения описанного коэффициента впервые появились в руководящих документах по сейсмостойкому проектированию, известных как Blue Book [48] (с англ. «Синяя книга») (SEAOC) в 1957 г. (обновлена в 1959 г.) в Калифорнии. В частности, для сооружений со стеновой конструктивной схемой $K=1.33$, для связевой – $K=0.8$, а для стальных рам с жесткими узлами – $K=0.67$ и $K=1$ для остальных конструктивных схем. Описанный подход получил широкое развитие в современных нормативных документах. С учетом пересмотра всех коэффициентов, определяющих сейсмическую нагрузку, в отечественной практике этот коэффициент обозначается как K_1 , а в западной литературе обозначается как R .

В Blue Book декларируются важные принципы проектирования сейсмостойких сооружений:

- Сооружение должно выдерживать слабые землетрясения без повреждений;

- Сооружение должно выдерживать средние землетрясения с незначительным уровнем повреждений и которое можно продолжать эксплуатировать после ремонта;
- Сооружение должно выдерживать сильные землетрясения без обрушения.

Эти принципы в целом обозначают новый подход к проектированию сейсмостойких сооружений – performance based seismic design (с англ. сейсмостойкое проектирование на заданные уровни предельных состояний). Более подробно вопросы уровней воздействия описываются в 3 параграфе настоящей главы.

Совокупность нововведений, внесённых в Blue Book проиллюстрирована на рисунке 1.11. Считается, что сооружения с прочной, но хрупкой конструктивной схемой, будут одинаково вести себя во время слабых и сильных землетрясений, а поведение сооружений с возможностью частичных повреждений, не сопровождающихся потерей несущей способности, будет иметь различный отклик в зависимости от интенсивности землетрясения.

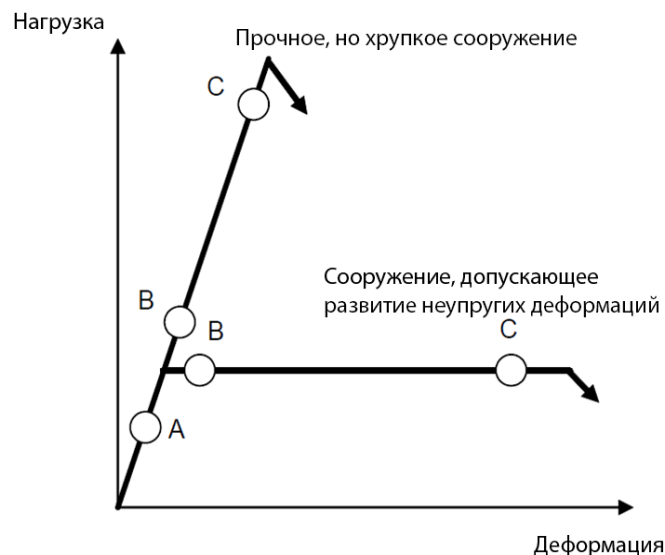


Рисунок 1.11 Предельные состояния для пластичных и жестких сооружений. А – Частое, но слабое воздействие землетрясения, В – землетрясение средней интенсивности и повторяемости, С – редкое разрушительное землетрясение

В 1981 нормативный документ, декларирующий правила сейсмостойкого проектирования СССР, был обновлен и получил обозначение СНиП II-7-81 «Строительство в сейсмических районах» [124]. В разработке данного нормативного документа принимали участие: О. А. Савинов, В. И. Уломов, В. И. Ойзерман, В. И. Бунэ, Н. Д. Красников, Г. С. Шестоперов и др. Работа выполнялась под руководством С. В. Полякова [112]. Этот документ содержал ряд значимых отличий от всех предыдущих в области сейсмостойкого проектирования.

Формула для определения сейсмической нагрузки по СНиП II-7-81 теперь выглядела следующим образом:

$$S_{ik} = Q_k \cdot A \cdot \beta_i \cdot K_{\psi} \cdot K_1 \cdot K_k \cdot \eta_{ik}, \quad (10)$$

где k – узел многомассовой системы, Q_k – вес сооружения, отнесенный к точке k , A – коэффициент сейсмической интенсивности, β_i – коэффициент динамичности по i -той форме собственных колебаний, K_{ψ} – коэффициент отклонения демпфирования в сооружении от базового, K_1 – коэффициент, учитывающий допускаемые повреждения зданий и сооружений, K_k – коэффициент, учитывающий конструктивное решение здания.

Важным изменением стало многократное увеличение сейсмического коэффициента. В новых СНиП он был обозначен через A и для 9-балльного землетрясения составил 0,4. Причиной этому стало введение макросейсмической шкалы MSK-64 [93], в которой PGA для 9-балльных землетрясений принималось равным 0.4g. При этом формально коэффициент сейсмической интенсивности вырос в 4 раза относительно предыдущих норм. Однако увеличение пиковых ускорений компенсировалось введением понижающего коэффициента K_1 , который для большинства сооружений составлял 0.25, что нивелировало эффект от увеличения сейсмического коэффициента.

Дополнительно введены коэффициенты K_k и K_{ψ} , учитывающие конструктивное решение здания и затухание в рассчитываемом сооружении.

Претерпел изменения также и коэффициент динамичности β_i , показанный на рисунке 1.12. Теперь кривые динамичности дифференцированы для различных видов грунтовых условий как по форме, так и по максимальному значению коэффициента.



Рисунок 1.12 Коэффициент динамичности β_i по СНиП II-7-81.

Суммарные усилия по формам колебаний определялись по формуле (10) и суммировались по правилу корня из суммы квадратов (англ. SRSS). Полученные усилия суммируются с остальными расчетными воздействиями и позволяют использовать принцип суперпозиции действия сил для формирования расчетных комбинаций нагрузок.

Современные строительные нормы Российской Федерации СП 14.13330.2018 [126] являются актуализированной редакцией СНиП II-7-81*. В них в целом сохранены общие подходы. Изменился вид кривой динамического коэффициента β , показанный на рисунке 1.13. Теперь он начинается с 1, что соответствует отсутствию динамического эффекта для абсолютно жестких сооружений с $T \rightarrow 0$, а максимальное значение составляет 2,5. При этом более подробно раскрыт коэффициент K_1 для разных конструктивных типов зданий, но исключен коэффициент K_k . В СП 14 добавлен коэффициент учета ответственности сооружения K_0 , который для разных видов расчетов измеряется в диапазоне от 0,8

до 2. На данный момент сейсмический коэффициент A заменен на пиковое ускорение в уровне основания или PGA.

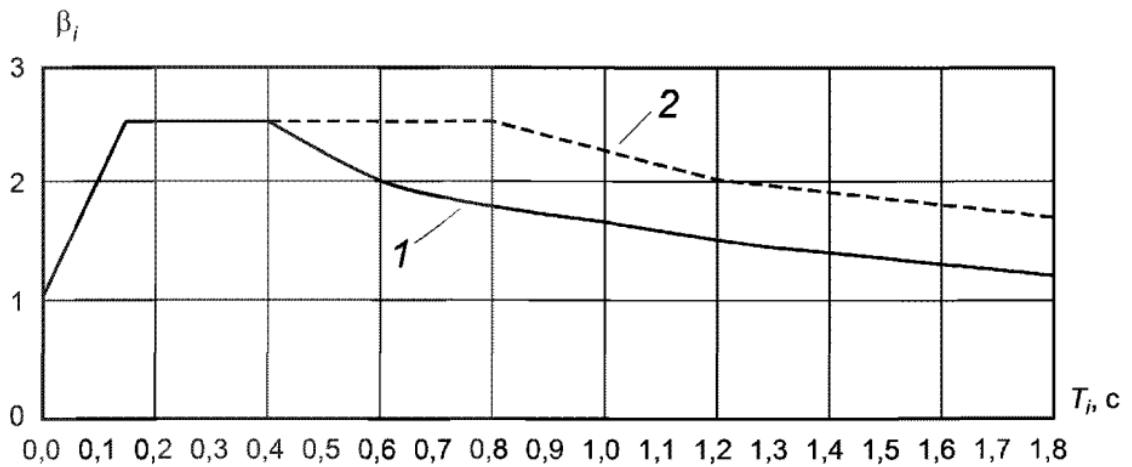


Рисунок 1.13 Коэффициент динамичности β_i по СП 14.13330.2018. 1 – плотные скальные грунты, 2- рыхлые пески и глины.

Данный нормативный документ развивает расчетные возможности оценки сейсмостойкости конструкции – позволяет учитывать методы предельного равновесия, а также использование прямого динамического метода для расчета на синтезированные или реальные записи движения. Для ответственных сооружений предпринята попытка регламентировать два способа расчета, однако она не подходит под концепцию performance based seismic design, а просто требует проверки заложенных конструктивных решений более сложными расчетными методами.

В 2019 году коллективом авторов под руководством Ю. П. Назарова была предпринята попытка модернизации СП 14.13330.2019 [127]. Данный нормативный документ содержал ряд существенных разработок основных положений сейсмостойкого проектирования:

1. Используются уточненные карты ОСР-2016 года;
2. Расчетная модель требуется быть пространственной с учетом не только поступательных компонент сейсмической нагрузки, но и ротационной. Не допускается применение консольной динамической модели для проектирования современных сооружений.;

3. В дополнение к рассмотренным уровням предельных состояний требуется выполнять проверку конструкции на устойчивость против прогрессирующего обрушения;
4. Требуется определять опасное направление сейсмического воздействия на основании анализа форм собственных колебаний расчетной схемы.

Однако ввиду разногласий у разработчиков и исследователей, данный нормативный документ не был рекомендован к дальнейшему применению в проектировании.

Достаточно важным в опыте отечественного транспортного строительства является введение свода правил на проектирование транспортных сооружений в сейсмических районах [129]. Документы присущи особенности сейсмостойкого проектирования для транспортных сооружений, в том числе правила учета подвижной нагрузки, задание коэффициента допускаемых повреждений K_1 для определенного класса сейсмостойкости мостов, а также более сложный учет геологических факторов при задании сейсмического воздействия. Важным отличием является возможность задания K_ψ в зависимости от затухания по форме колебаний по формуле (11). Данная зависимость заимствована из Калифорнийских сейсмических норм [11] и дает широкую возможность для расчета систем с неоднородным демпфированием.

$$K_\psi = \frac{1.5}{40 \cdot \xi + 1} + 0.5 \quad (11)$$

В недавнее время были предпосылки к гармонизации нормативных документов стран бывшего СССР с целью частичного или полного перехода на европейскую систему нормативных документов, это касалось и регулирующих документов в области сейсмостойкого строительства. Большинство стран СНГ перешли на Еврокоды, однако для Российской Федерации этот процесс был временно приостановлен. Далее описана специфика европейских стандартов сейсмостойкости EC8 [16].

В общем случае рассматривается двухуровневое сейсмостойкое проектирование:

1. Максимальное расчетное землетрясение с 10% вероятностью превышения раз в 50 лет, что соответствует периоду повторяемости воздействия $1/475$;
2. Ограничение повреждений при землетрясениях средней интенсивности с 10% повторяемостью раз в 10 лет, что соответствует периоду повторяемости воздействия $1/95$.

В рассматриваемых нормах также учитывается уровень ответственности сооружения, величина которого находится в диапазоне от 0.8 для неответственных сооружений до 1.4 для особо ответственных сооружений. Еврокоды регламентируют применение нескольких вариантов спектров – форма 1 и форма 2. При этом форма 1 рекомендуется к использованию на общей основе, а форма 2 – магнитуд менее 5.5.

Коэффициенты динамичности на постсоветском пространстве в западной литературе и исследования обозначаются как нормированные спектры ответа ускорений. Имеются определенные возражения, обозначающие неточность применяемых в отечественной литературе терминологии [90, 92, 133]. Ввиду того, что термин коэффициент динамичности является устоявшимся и закреплён в нормативных документах, в данной работе он будет применяться наравне с нормированным спектром ответа ускорений.

В отличие от СП 14, форма спектра ответа в EC8 характеризуется 2 переломами, делящих спектр на участки постоянного спектрального ускорения, спектральной скорости и спектрального смещения. Вид упругого спектра для расчета показан на рисунке 1.14. На форму спектра также влияет фактор грунтовых условий, корректируя максимальную амплитуду спектральных ускорений для расчета. В дополнение ко всему, в приложениях имеются данные по построению спектра ответа смещений вплоть до периода колебаний в 12 с. для возможности применения процедур расчета, основанных на смещениях.

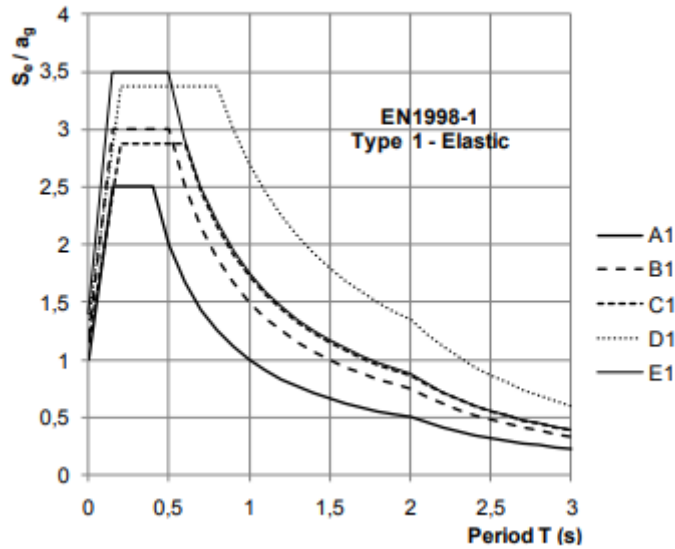


Рисунок 1.14 Рекомендуемые формы упругого спектра ответа ускорений для формы спектра №1 в зависимости от грунтовых условий по EN1998-1

Учет демпфирования, отличного от базового, которое принято за 0,05 в долях от критического осуществляется через коэффициент η , имеющий аналогичный смысл, как K_ψ в отечественной литературе.

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{5 + \xi}} \geq 0.55, \quad (12)$$

где η – коэффициент отклонения демпфирования от базового, ξ – демпфирование в процентах от критического.

Для учета образования повреждений в конструкции на снижение сейсмической нагрузки вводится коэффициент поведения q (англ. Behavior factor). Он является неким аналогом коэффициента K_1 , который уменьшает расчетные сейсмические нагрузки на рассматриваемое здание или сооружение, что проиллюстрировано на рисунке 1.15.

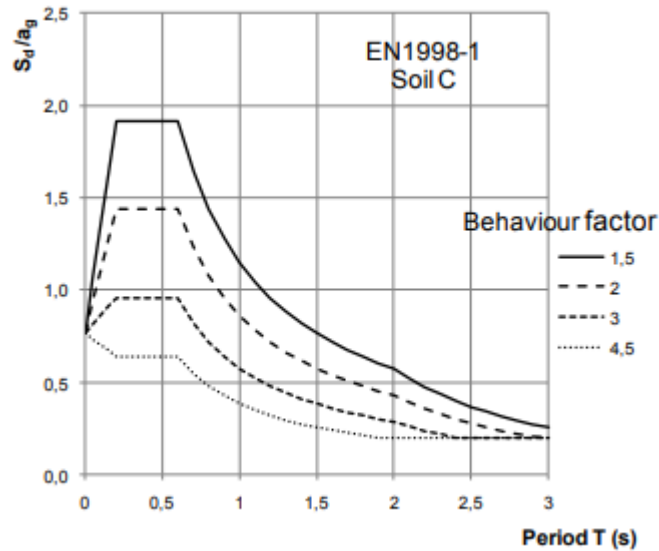


Рисунок 1.15 Расчетный спектр для различных значений коэффициента поведения q для типа грунтовых условий C

Интенсивности и параметры сейсмического воздействия в США нормированы в ASCE 7-16 [5]. Документом нормированы коэффициенты модификации спектра R , отнесенные к конструктивному решению здания, которые даны с обширными рекомендациями. Общий вид спектра ответа показан на рисунке 1.16. Нормативными документами регламентированы правила проведения расчета прямым динамическим методом, а также сейсмоизолированных систем и сооружений с повышенным демпфированием.

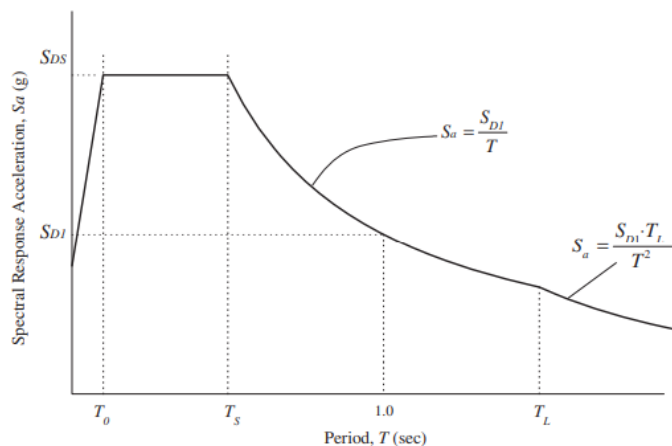


Рисунок 1.16 Общий вид спектра ответа ускорений по ASCE 7-16

Требования по сейсмостойкому проектированию достаточно подробно изложены в Калифорнийских нормативных документах. В данном случае

анализировались документы в области сейсмостойкого транспортного строительства [11]. В них определены нормируемые уровни повреждаемости, соответствующие многоуровневому проектированию, даны конкретные рекомендации по назначению неупругих шарниров, обеспечивающие рассеивание энергии в конструктивной схеме, определены деформационные критерии и предельные уровни неупругих деформация, и определены жесткостные характеристики конструктивных элементов, которые должны приниматься в расчет, а также описаны нюансы математического моделирования мостов. Спектры ответа ускорений и смещений для расчетов по линейно-спектральному методу приведены на рисунке 1.17.

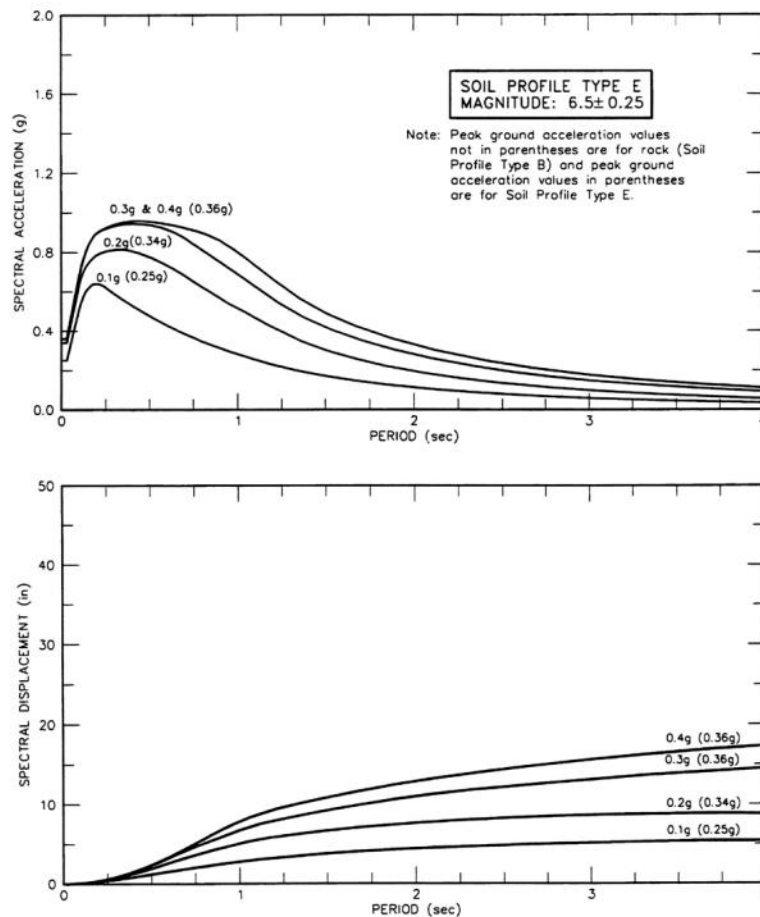


Рисунок 1.17 Кривые спектральных ускорений (вверху) и смещений (внизу) для грунтов типа Е по калифорнийским нормативам сейсмостойкого проектирования

Отдельно следует выделить узбекские нормативные документы в области сейсмостойкого проектирования [86]. Несмотря на то, что КМК 2.01.03-19 наследует некоторые принципы советского СНиП II-7-81, имеются концептуальные отличия, которые следует выделить.

Первое и самое главное отличие – рассматривается 1 и 2 группы предельных состояний, что соответствует двухуровневому сейсмостойкому проектированию. В связи с трагическими последствиями землетрясения в Ташкенте в 1966 г. (8 погибших и 300 тыс. потерпевших) предусмотрена возможность использования предыдущих землетрясений для расчета прямым динамическим методом. В расчетах также фигурирует повторяемость землетрясений, влияющая на интенсивность сейсмического воздействия через коэффициент K_p . График коэффициента динамичности построен для 9-балльного землетрясения и показан на рисунке 1.18.

Однако самым принципиальным отличием является дифференцированный учет повреждений в проектируемой конструкции. При определении сейсмической нагрузки по линейно-спектральному методу КМК по формуле (13) отсутствует коэффициент, учитывающий допускаемые повреждения в конструкции. Все дело в том, что он заложен в конструктивной проверке через коэффициент редукиции r , который учитывается при суммировании нагрузок по формам колебаний. Это позволяет проектировщику дифференцированно назначать различный уровень повреждений в конструкции.

$$S_{ik} = K_0 \cdot K_n \cdot K_{эм} \cdot K_p \cdot \alpha \cdot Q_k \cdot W_i \cdot K_\delta \cdot \eta_{ik}, \quad (13)$$

где K_0 – коэффициент ответственности, K_p – коэффициент повторяемости, $K_{эм}$ – коэффициент этажности, K_p – коэффициент регулярности, α – коэффициент сейсмической интенсивности, нормированный на 9 баллов, W_i – спектральный коэффициент, K_δ – коэффициент диссипации.

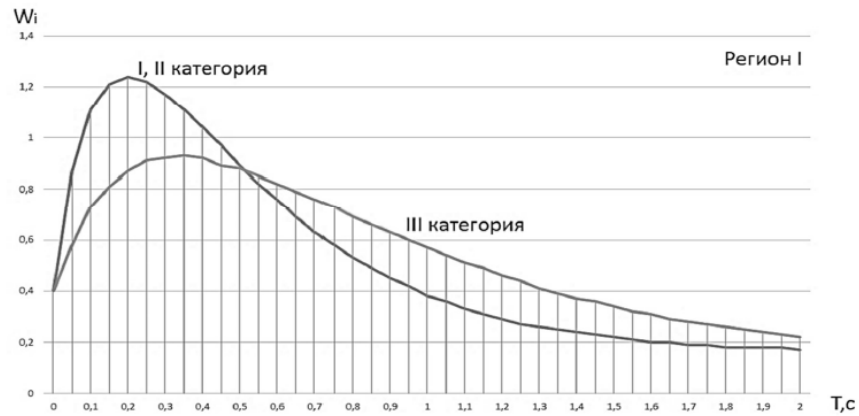


Рисунок 1.18 График коэффициента динамичности для I региона по КМК 2.01.03-19

Как видно из данного раздела, линейно-спектральный метод оценки сейсмостойкости является математическим аппаратом для упрощенного расчета сооружения на сейсмические воздействия. Этот метод ввиду своей простоты являлась основной во всем мире на протяжении почти всего XX века, и остается необходимым и регламентированным во всех стран мира. ЛСМ универсален и адаптируем под пространственные математические модели. Однако на вход ему требуются данные о сейсмическом воздействии. Наиболее рационально получить эти данные – эмпирически, по анализу существующих воздействий с учетом возможных теоретических отклонений. Нетривиальным вопросом является назначение количества расчетных случаев, которые следует рассматривать при проектировании сооружений в сейсмоопасных районах. Этому вопросу и посвящена следующая глава настоящей диссертации.

1.3. Критерии сейсмостойкости сооружений

Описывая сейсмостойкость конструкций, следует определить критерии сейсмостойкости сооружений, поскольку землетрясения бывают разной интенсивности и логично предположить различное поведение сооружения при разной интенсивности землетрясений.

Изначально, когда наука сейсмостойкого проектирования только становилась, основной задачей проектирования сооружения в сейсмоопасном районе было, по-видимому, чтобы при повторном землетрясении такой же силы,

запроектированное здание не должно было полностью разрушиться, тем самым обеспечив сохранность людей. В то же время, накапливая знания о землетрясении определено, что за свой цикл жизни сооружение может воспринимать несколько воздействий разной интенсивностью и вообще говоря, хотелось бы минимизировать уровень повреждений при слабом, но частом колебании основания.

В то же время определено, что различные конструктивные схемы по-разному ведут себя при сильных землетрясениях. Так называемые «пластичные» здания с хорошей рассеивающей способностью за счет реализации неупругих деформаций из-за повреждений могут дорого обойтись не с точки зрения потерь от полного разрушения, а с точки зрения ремонтно-восстановительных работ. Для таких конструкций может оказаться попросту неэффективным ремонт всех повреждений от слабых и умеренных землетрясений, из-за которых здание дешевле снести и построить заново.

Учитывается также экономическая целесообразность не только спасения жизни и ремонтпригодности здания, но и сохранности дорогостоящего оборудования, или такого оборудования, функционирование которого необходимо во время землетрясения, или нарушение нормальной эксплуатации которого может привести к куда большим последствиям, чем результаты землетрясений.

Таким образом, задача сейсмостойкого проектирования существенно усложняется. Теперь есть необходимость не только не допустить полного обрушения здания при землетрясении, но и обеспечить его экономически рациональное поведение при различных уровнях повреждений.

Сложилась неоднозначная ситуация. Несмотря на рост сейсмической нагрузки и развитие методов расчёта, анализ пространственных сооружений зачастую ограничивается линеаризацией модели. Кроме того, из-за сложности анализа динамического поведения зданий при землетрясениях, распространённой практикой остаётся замена многомассовой системы на эквивалентную

одномассовую. При таком количестве упрощений и неопределённостей сложно говорить о надёжности проектирования и оценки повреждений.

Однако в конце прошлого века цели сейсмостойкого строительства в Калифорнии претерпели колоссальное изменение [33]. Основная часть документа состоит из раздела с «seismic performance objectives» (с англ. Целевое поведение конструкций). Установлены 4 основных уровня:

1. Fully operational (с англ. полностью работоспособный) т.е. с незначительными повреждениями;
2. Operational (с англ. работоспособный) т.е. сооружение продолжает функционировать с незначительными перебоями в нормальной эксплуатации;
3. Life Safe (с англ. обеспечение сохранности человеческих жизней) т.е. допускается уровень повреждения вплоть до значительного при условии сохранности человеческих жизней;
4. Near Collapse (с англ. вблизи полного обрушения) т.е. урон сооружению значительный, человеческая жизнь в опасности, однако полного обрушения здания не происходит.

Таким образом и были заложены основы performance based seismic design (с англ. проектирование с учетом нескольких уровней предельных состояний, или короче – многоуровневое проектирование). На рисунке 1.19 показана матрица, связывающая интенсивность воздействий и соответствующий целевой уровень поведения конструкции.

		Earthquake Performance Levels			
		Fully Operational	Operational	Life Safety	Near Collapse
Earthquake Design Level	Frequent (43 years)*		Unacceptable	Unacceptable	Unacceptable
	Occasional (72 years)*	Essential		Unacceptable	Unacceptable
	Rare (475 years)*	Critical	Essential		Unacceptable
	Very Rare (970 years)*		Critical	Essential	

Рисунок 1.19 Матрица многоуровневого проектирования

Основная идея введения многоуровневого проектирования – позволить заказчику экономически обоснованно самостоятельно определять потери (людские, социальные или экономические) при землетрясениях различной интенсивностью (которая связана с ожидаемой повторяемостью воздействия). Описанные целевые поведения сооружений в целом характеризуются уровнем повреждений, которые связываются с затратами на ремонт и рисками для человеческой жизни и сохранности оборудования. Таким образом, при анализе конструкции помимо оценки несущей способности теперь требуется выполнять целевые показатели поведения конструкции.

Обозначенные концепции повлияли и на развитие расчетных методов сейсмостойкого проектирования. Если раньше в force-based design методах (с англ. методах проектирования, основанных на усилиях или «силовое» проектирование) уровень повреждений, как было показано ранее, определялся почти всегда единым коэффициентом допускаемых повреждений, характеризующим систему в целом, то после изменений критериев проектирования такой подход не годится без трансформации части положений [42].

Уровень повреждений в сооружении контролируется по относительным деформациям элементов и перекосам этажей. Таким образом, учёт деформаций и смещений при «силовом» проектировании позволяет решить поставленную задачу.

В данном случае, «деформационное» проектирование, или DDBD, описанное ранее, и зародилось исходя из следующего соображения [42]: если критерии сейсмостойкого проектирования деформационные, то намного проще задаться требуемой деформацией в качестве исходных данных при «деформационном» методе проектирования, чем пытаться обеспечить эти требования при «силовом» методе проектирования.

Таким образом, пересмотр целей сейсмостойкого проектирования требует обновления расчетных методов и переосмысления критериев проектирования в увязке с экономической эффективностью.

1.4. Цель и методы исследования

Изложенный обзор становления расчетных методов теории сейсмостойкости демонстрирует их развитие с учетом накопления знаний о теории повреждаемости сооружений и эмпирических данных о последствиях землетрясений. В обзоре проиллюстрировано, что, по своему существу, ЛСМ является удобным математическим аппаратом, который, ввиду простоты и однозначности ответа, продолжает активно использоваться и сегодня. Однако в ЛСМ применяется система расчетных коэффициентов, которая в значительной мере носит эмпирический характер [134, 67]. Наименьшее обоснование имеет величина PGA, которая задается сейсмологами и за последние 100 лет оценка этой величины для 9-балльного землетрясения возросла в несколько раз. В настоящее время возникло противоречие между ШСИ-17 и СП 14.13330.2018, который опирается на неактуальную шкалу сейсмической интенсивности МСК-64.

Задача стала особенно актуальной в связи с переходом на многоуровневое проектирование, когда PGA требуется рассматривать для различных сценариев поведения конструкции, а не только для предельного состояния.

Из всего вышеизложенного формулируется **цель работы** - усовершенствовать линейно-спектральный метод расчета сейсмостойкости для современных методов и целей проектирования.

Для достижения поставленной цели потребуются решить следующие задачи:

1. Проанализировать развитие методов расчета сейсмостойкости и, в частности, ЛСМ.
2. Предложить способ задания интенсивности сейсмического воздействия для расчетов по ЛСМ
3. Пересмотреть и теоретически обосновать коэффициенты, входящие в ЛСМ
4. Разработать методику учёта неравномерного распределения повреждений в конструкции.
5. Выполнить расчеты сооружений, иллюстрирующие применение предложенного метода оценки сейсмостойкости. Сопоставить результаты расчёта по модифицированному ЛСМ с данными прямого динамического анализа.

Для решения поставленных задач в диссертационной работе использовались методы строительной механики, динамического расчета сооружений, строительных материалов и конструкций, математической статистики, математического моделирования, включая метод конечных элементов. Полученные результаты сопоставлялись с опубликованными результатами других авторов, а также с результатами, представленными в методических рекомендациях и пособиях к нормативным документам.

Глава 2. Задание сейсмического воздействия при использовании ЛСМ

2.1. Общие подходы к заданию сейсмического воздействия по ЛСМ

Сейсмическое воздействие задается при проектировании макросейсмическим баллом. Сейсмический балл I является целочисленной характеристикой интенсивности и принимается на основании карт общего сейсмического районирования (ОСР) и уровня ответственности сооружения. Карты содержат информацию об интенсивности сейсмического воздействия с соответствующим средним интервалом повторяемости землетрясений. Так, по ОСР-2015 картам А соответствует интервал повторяемости примерно 1 раз в 500 лет, карте В – 1 раз в 1000 лет, карте С – 1 раз в 5000 лет.

Высказываются серьезные замечания к изложенному порядку задания воздействия. Возникает парадокс: сооружения в разных районах по картам (баллы I соответственно по картам А-В-С) 8-9-10; 9-9-9 и 9-9-10 имеют одинаковую интенсивность воздействия по карте В, а следовательно, расчетный уровень воздействия для всех этих зон одинаковый. Этот факт не соответствует здравому смыслу, поскольку район с ситуационной сейсмичностью 8-9-9 менее опасен, чем район с ситуационной сейсмичностью 9-9-10.

Сейсмический балл I в свою очередь связан с пиковым ускорением грунта основания (англ. peak ground acceleration, PGA). Ввиду накопления знаний, величина PGA за прошлый век менялась. Если в первых нормативных документах PGA для максимального сейсмического воздействия был принят 0,1g [130], то по данным СНиП 1981 г. он вырос до 0.4g [124], что соответствовало 9-балльному воздействию по MSK 64 [93]. Четырёхкратное увеличение интенсивности воздействия было компенсировано введением коэффициента K_1 , отражающего снижение сейсмической нагрузки за счёт учёта повреждений сооружения.

Общая тенденция роста интенсивности не изменилась, и по данным современной шкалы ШСИ-17 по ГОСТ 57546-2017 [77, 64] PGA для 9-балльного землетрясения дорос уже до 0.7g. Из-за этого возникло противоречие между

заданием интенсивности воздействия и оценкой последствий землетрясения. Если задать интенсивность 0,4g для 9-балльного землетрясения по СП 14.13330, то по шкале ШСИ-17 оно будет оценено лишь как 8-балльное.

С другой стороны, как уже отмечалось в литературе [138, 99], связь PGA только с макросейсмическим баллом I вызывает вопросы. Известны примеры сокрушительных землетрясений, как в Мехико в 1985 г. (15 тыс. погибших и 30 тыс. пострадавших), для которого PGA был менее 0.2g. Основная причина значительных потерь вызвана наличием явных преобладающих периодов на спектре ответа акселерограммы в диапазоне более 1 с, который проиллюстрирован на рисунке 2.1.

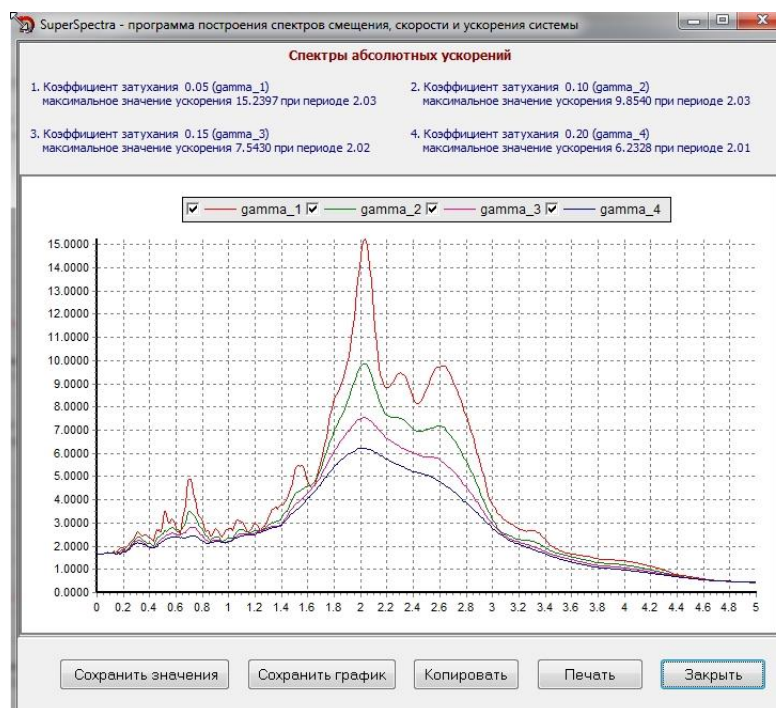


Рисунок 2.1 Спектр ответа ускорений землетрясения в Мехико в 1985 г.

Такие воздействия наиболее опасны для высоких и гибких зданий и сооружений, поскольку именно с ними реализуется резонанс. Из этого следует необходимость задания интенсивности сейсмического воздействия с учетом спектрального состава воздействия. Данное условие предлагается соблюдать обеспечением зависимости PGA и преобладающим периодом воздействия T_{eq} .

Предлагается два варианта определения сейсмической нагрузки по ЛСМ. В случаях, когда имеется достаточная база данных, допустимо построение спектральной кривой с интенсивностью и спектральными характеристиками, определенными на основании региональных сведений или для конкретной площадки строительства. В данном случае в качестве исходных данных для расчета по ЛСМ должен быть определен набор спектральных кривых с соответствующим параметром, характеризующим затухание. На сегодняшний день такой подход используется при проектировании ответственных сооружений – атомных электростанций и больших плотин. Для данного подхода сейсмическая нагрузка определяется по формуле (14).

$$S_{ik} = m_k \cdot SA(\xi_i) \cdot \eta_{ik} \quad (14)$$

Второй — универсальный подход, учитывающий возможность резонансных сейсмических воздействий, должен применяться в условиях ограниченной информации о воздействии и при типовом проектировании. В нем огибающая спектров SA представима в виде произведения двух коэффициентов: коэффициента динамичности β , зависящего от затухания по рассматриваемой форме колебаний и формообразующего множителя $PGA(T)$. Изложенный подход обеспечивает проектирование с определённым запасом прочности.

Для решения описанных задач предлагается применить методы из теории надежности сооружений и сейсмологии. Предлагается величину сейсмического балла I определять в зависимости от ожидаемого периода повторяемости T_p , который связан с расчетным сроком службы сооружения по формуле (15). В такой постановке получается отказаться от использования целочисленного макросейсмического балла, заменив его взаимосвязью с PGA по ШСИ-17 по формуле (16). PGA сделать зависимым от преобладающего периода воздействий T_{eq} по формуле (17), тогда итоговый вид сейсмической нагрузки по ЛСМ примет

вид, показанный в формуле (18). Блок-схема предлагаемого подхода по заданию сейсмической интенсивности проиллюстрирована на рисунке 2.2.

Хотя карты серии ОСР не предусматривали учёт повторяемости сейсмических воздействий, за исключением информации, указанной в самих картах, есть определенные наработки, описанные в работах Уздина А. М., Назаровой Ш. Ш., Сабировой О. Б. [62], позволяющие задать величину макросейсмического балла I , увязанную со сроком службы сооружения T . В работе, ввиду отсутствия иных данных, интенсивность сейсмического воздействия определялась на основе вышеописанных наработок. В любом случае, для проектирования сооружений капитального строительства потребуется более точная оценка интенсивности PGA в зависимости от периода повторяемости землетрясений, которая должны быть определена на основании сейсмологических исследований.

$$\lg(T_n) = a \cdot I + b, \quad (15)$$

$$I(PGA) = 2.5 \cdot \lg(PGA) + 1.89, \quad (16)$$

$$A = f(T_{eq}) = PGA_0 \cdot K_{PGA}(T_{eq}), \quad (17)$$

$$S_{ik} = A \cdot m_k \cdot \beta_i(\xi_i) \cdot \eta_{ik} = PGA_0 \cdot K_{PGA}(T_{eq}) \cdot m_k \cdot \beta_i(\xi_i) \cdot \eta_{ik}, \quad (18)$$

где T_n – период повторяемости воздействия, I – макросейсмический балл, a , b – эмпирические коэффициенты, T_{eq} – преобладающий период воздействия на спектре ответа акселерограммы, PGA_0 – базовое значение пикового ускорения грунта в основании для сооружений с собственным периодом $T=0.4$ с, K_{PGA} – коэффициент, учитывающий распределение пиковых ускорений в зависимости от преобладающего периода воздействия

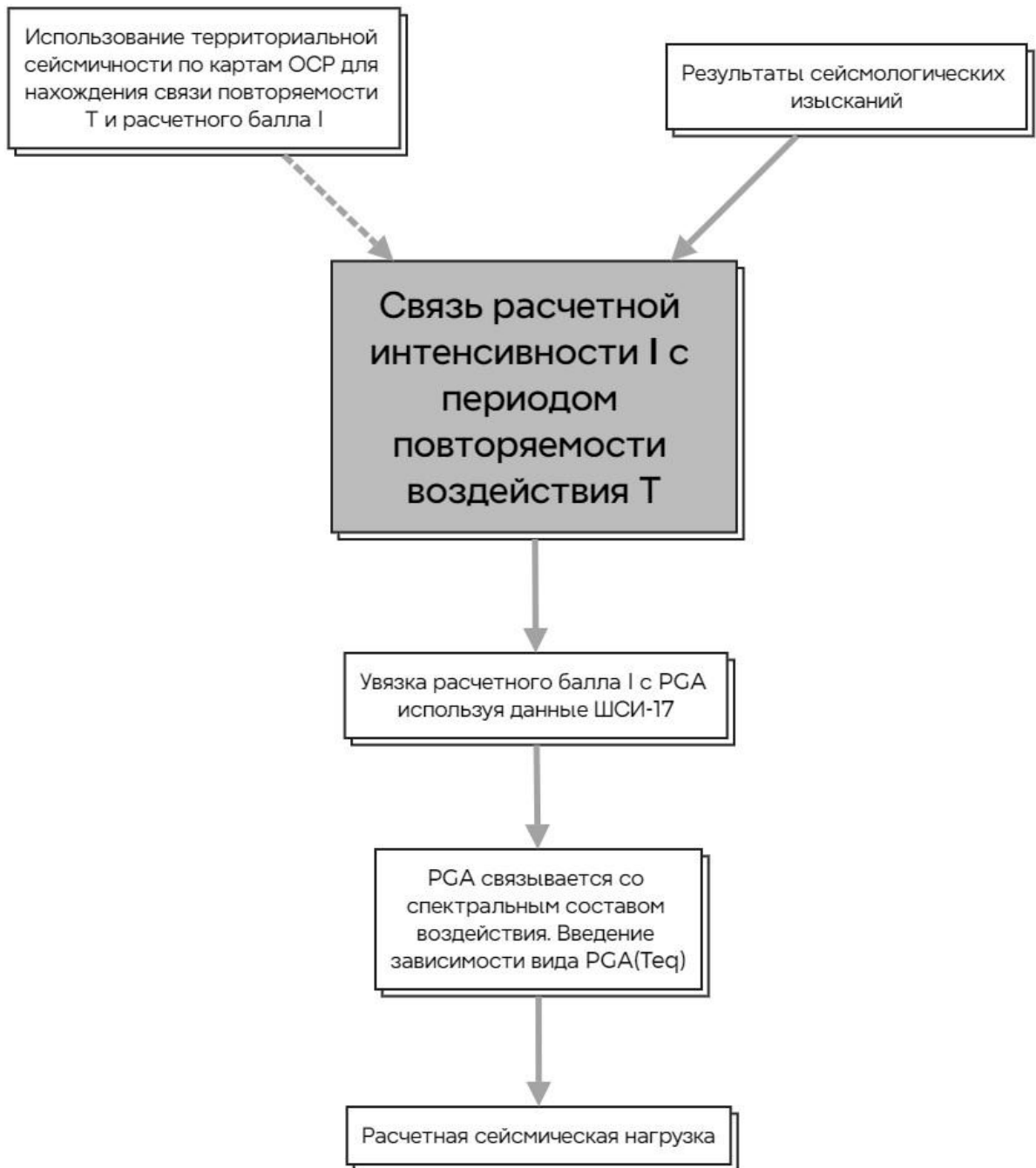


Рисунок 2.2 Схема определения расчетной сейсмической нагрузки

2.2. Увязка PGA со спектральными кривыми

В первом параграфе обозначена необходимость установления связи PGA со спектральной характеристикой воздействия для применения в универсальном варианте ЛСМ, основанном на резонансе. Форма спектральной кривой SA будет в большей степени определяться зависимостью PGA(T) по формуле (19). При этом желательно, чтобы зависимость PGA(T) соответствовала известным зависимостям PGV и PGD, регламентированные в ШСИ-17, а также учитывала требования, предъявляемые к спектрам — ответа ускорений (SA), псевдоскоростей (PSV) и псевдосмещений (PSD), принимаемых для расчета по ЛСМ.

$$SA = PGA(T) \cdot \beta(\xi) \quad (19)$$

Как было определено при развитии методологии DDBD (с англ. метода проектировании, основанного на смещениях) и впоследствии показано в статьях Дж. Боммера и А. Эльнашай [10, 9], форма получаемого спектра ответа ускорений SA должна отвечать определенным требованиям. Ожидаемая форма спектра псевдосмещений PSD, полученная при обработке спектра ответа ускорений по формуле (20) должна соответствовать рассмотренным ниже логическим положениям. а именно обеспечивать переход от спектра смещений к спектрам скоростей и ускорений:

$$PSD = SA \cdot \left(\frac{T}{2 \cdot \pi}\right)^2 = PSV \cdot \frac{T}{2 \cdot \pi}, \quad (20)$$

Для гибкого сооружения с собственным периодом колебаний, стремящимся к бесконечности, значения спектральных смещений основания при землетрясении (PSD) будут равны пиковым смещениям основания PGD, что проиллюстрировано в формуле (21). Для выполнения этого требования необходимо обеспечить зависимость, PGA(T) обратно-пропорциональную квадрату периода колебаний T в одном из слагаемых.

$$PSD(T) = -PGD = const, \quad (21)$$

$$T \rightarrow \infty$$

где PGD – максимальные смещения основания

Первые предположения о зависимости интенсивности землетрясения от частотного состава воздействия были высказаны О. А. Савиновым и Т. А. Сандович (Белаш) при рассмотрении сейсмоизолированных систем [121, 134]. Полноценное описание зависимости получено А. А. Долгой при анализе 8-балльных воздействий [80, 81] и проиллюстрированы на формуле (22) и рисунке 2.3.

$$PGA(T_{eq}) = [a \cdot (e^{-\alpha_1 \cdot T_{eq}} + c \cdot e^{-\alpha_2 \cdot T_{eq}}) + b], \quad (22)$$

где a, b, c, α – параметры, подбираемые по методу наименьших квадратов

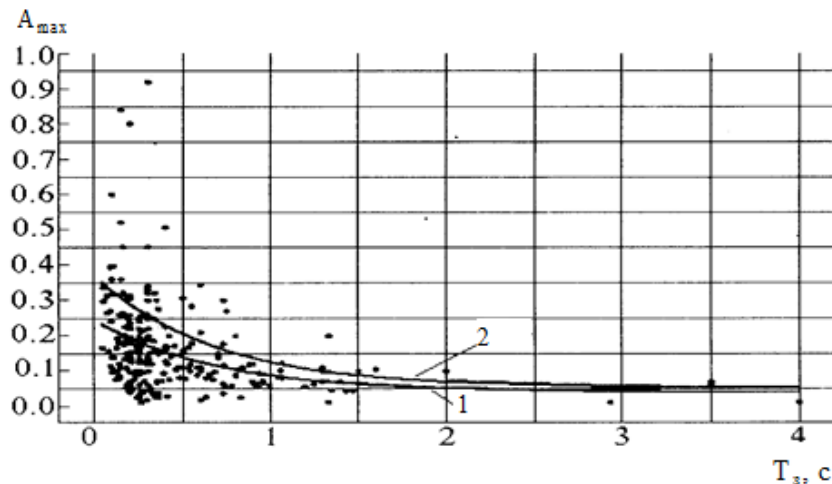


Рисунок 2.3 Зависимость пикового ускорения PGA от преобладающего периода воздействия T_{eq} для 8-балльных землетрясений, полученные А. А. Долгой. 1 – среднее значение аппроксимирующей функции, 2 – среднее значение + 1 стандартное отклонение

Впоследствии эти исследования были продолжены А. М. Уздиным, Н. В. Дурсеновой, О. П. Нестеровой, С. В. Прокоповичем, Ш. Ш. Назаровой [58, 59, 138]. Результаты, полученные Уздиным показаны в формуле (23) и на рис.2.4.

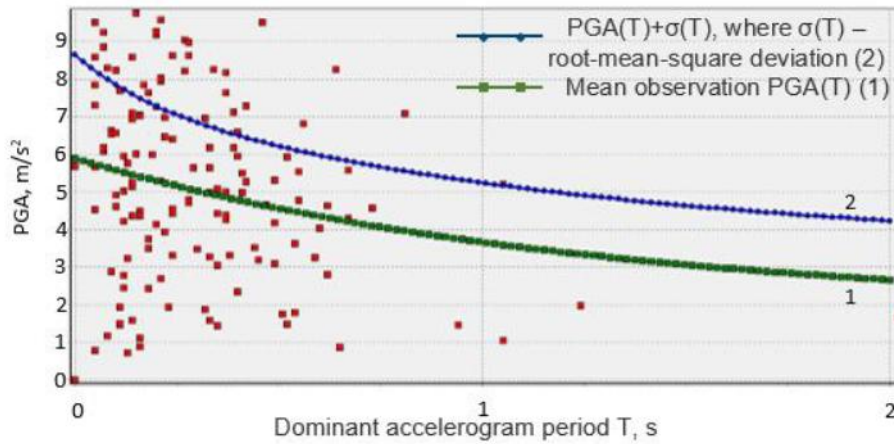


Рисунок 2.4 Зависимость пикового ускорения PGA от преобладающего периода воздействия T_{eq} для 9-балльных землетрясений, полученные А. М. Уздиным. 1 – среднее значение аппроксимирующей функции, 2 – среднее значение + 1 стандартное отклонение

$$PGA(T_{eq}) = 2.1 + 4.04 \cdot e^{-T_{eq}} \quad (23)$$

Полученные зависимости обеспечивали соответствие описанных авторами аппроксимаций данным воздействий, но эти зависимости не удовлетворяют требованиям (20).

Для описания формообразующей функции спектральной кривой, учитывающей кинематические особенности сейсмологических воздействий согласно актуальным данным из ШСИ-17, предложена зависимость, показанная в формуле (24). Второе слагаемое данной зависимости как раз и определяет вид спектра смещений PSD на длинных периодах.

$$PGA(T) = A \cdot e^{-\left(\frac{T+a}{b}\right)^v} + \frac{C}{(T+d)^2}, \quad (24)$$

где A , a , b , C , d , v – параметры, подбираемые по методу наименьших квадратов

Подбор коэффициентов для аппроксимирующей функции (24) выполнен по методу наименьших квадратов. В качестве экспериментальных использованы записи около 200 сильных сейсмических воздействий интенсивностью 9 баллов. Особенность подхода заключается в том, что учитывались разрушительные воздействия, которые характеризуются различными значениями PGA в увязке с преобладающими периодами воздействия в диапазоне от 0.1 до 2 с. В базе учтены такие воздействия, как:

- Известные низкочастотные воздействия, опасные для гибких сооружений: Бухарестское землетрясение 1977 г. И Землетрясение в Мехико 1985 г. и др.
- Классические наборы акселерограмм, на основании которых формировался вид спектральных кривых: Землетрясение в Эль-Центро 1940 г, Хелене 1935 г., Нордридже 1994 г., Фриули 1976 г. и др.
- Сильнейшие землетрясения, произошедшие на территории СССР и РФ: Газлийское землетрясение 1984 г., Рачинское землетрясение 1991 г. и др.
- Землетрясения, произошедшие относительно недавно: Землетрясение в Фукусиме 2011 г., землетрясение в Эмилии в 2012 г., землетрясение на Додеканесских островах в 2008 г. и др.

Подбор аппроксимирующей функции выполнялся методом наименьших квадратов с учётом заданных граничных условий. Расчеты выполнялись в Microsoft Excel, а затем была написана программа на языке C++.

Таблица 2.1 Подобранные коэффициенты к формуле (24)

A	a	b	v	C	d
12,64	7,73	4,16	1,00	29,76	2,52

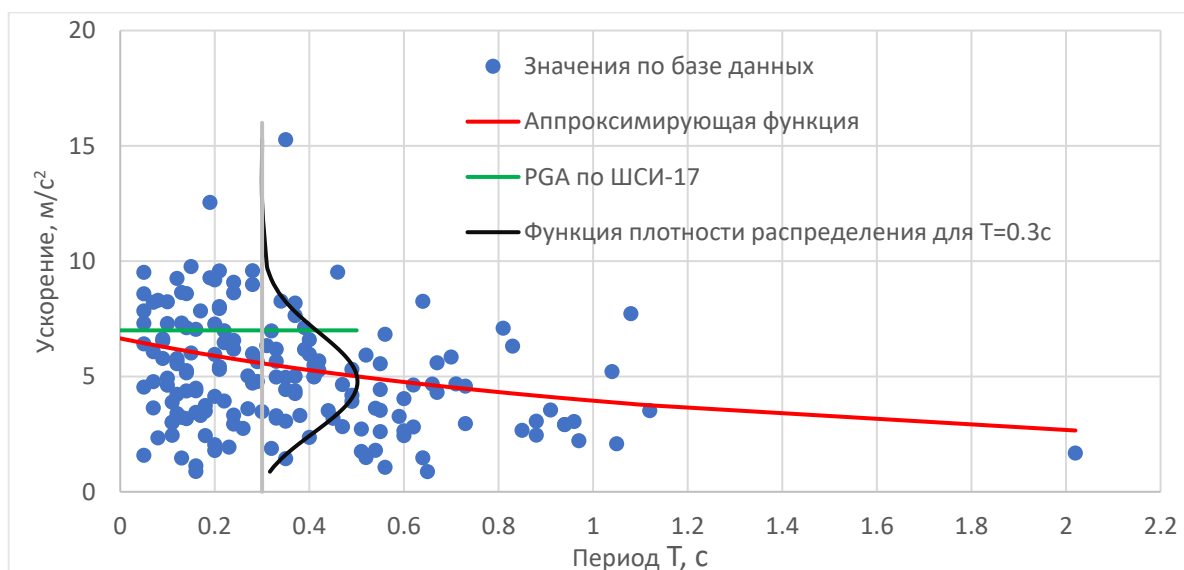


Рисунок 2.5 Полученная аппроксимация пиковых ускорений основания PGA (по оси ординат) от преобладающего периода воздействия на спектре ответа акселерограмм T_{eq} (по оси абсцисс), м/с².

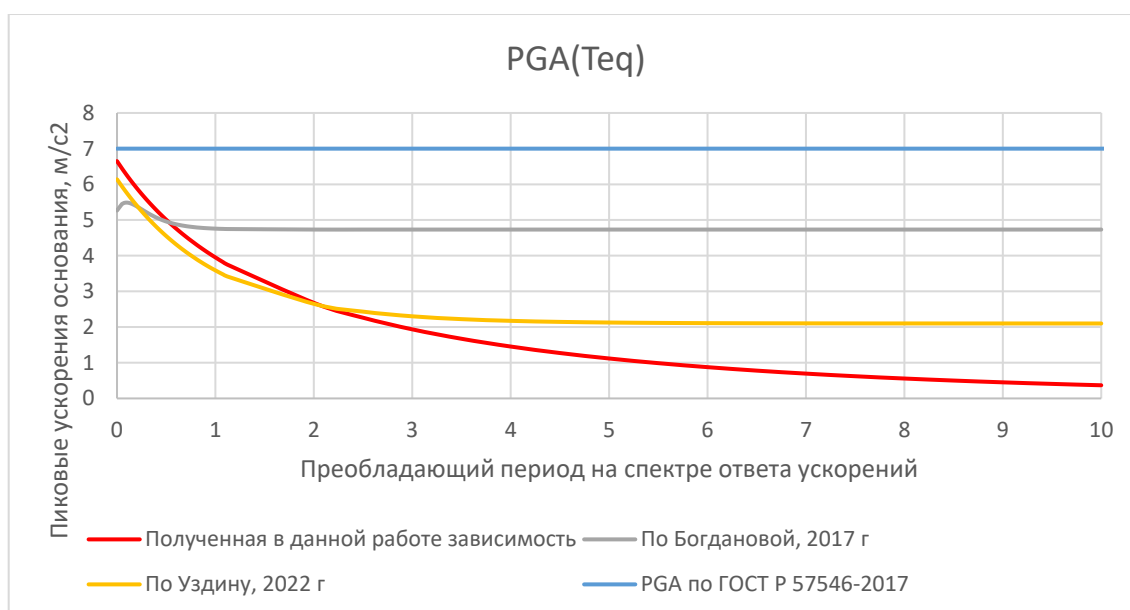


Рисунок 2.6 Сопоставление полученной зависимости PGA(T_{eq}) с результатами исследований и ГОСТ [58, 141, 77]

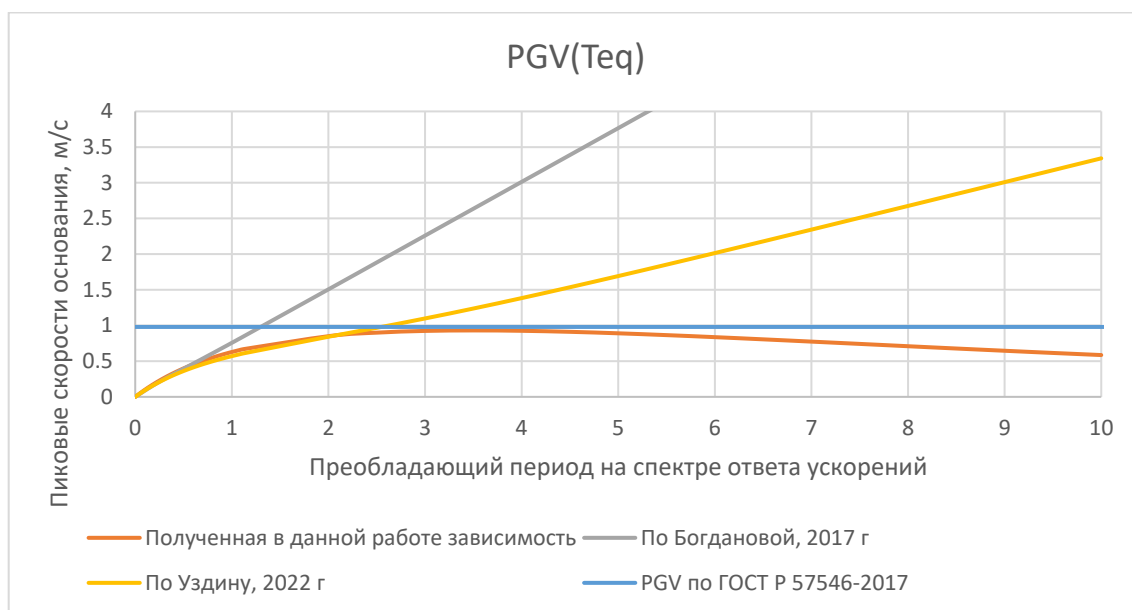


Рисунок 2.7 Сопоставление полученной зависимости $PGV(T_{eq})$ с результатами исследований [58, 141, 77]

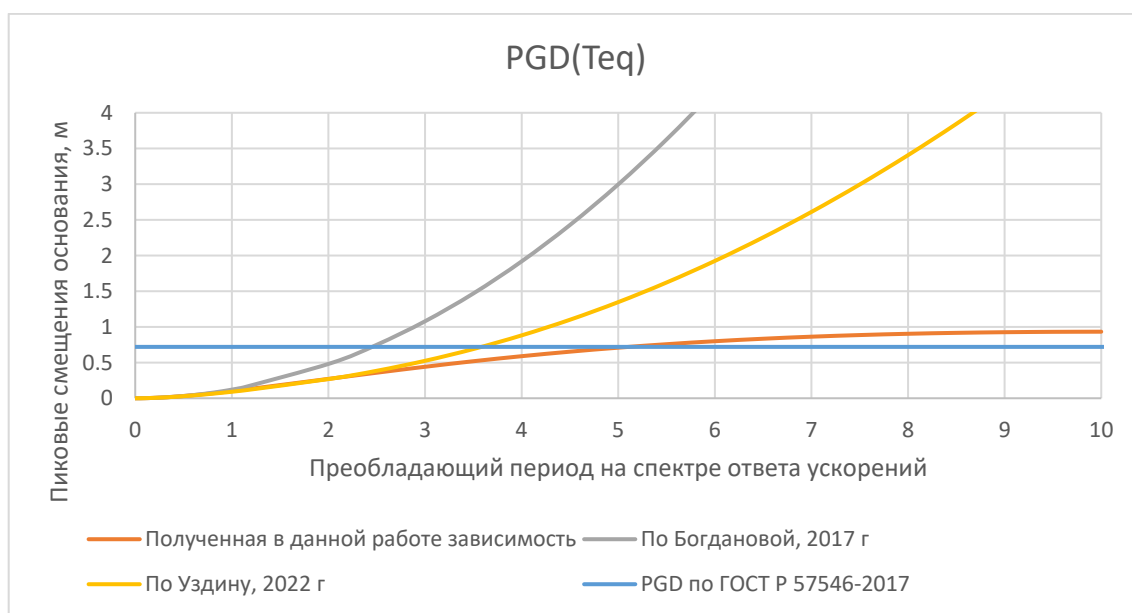


Рисунок 2.8 Сопоставление полученной зависимости $PGD(T_{eq})$ с результатами исследований [58, 141, 77]

Анализируя рисунки 2.6, 2.7, 2.8 определена следующая специфика получаемых результатов:

1. Полученные по зависимости (24) значения PGA близки к данным ШСИ-17 в области начальных периодов и значительно снижаются с ростом преобладающего периода T_{eq} .
2. Снижение значений $PGA(T_{eq})$ обусловлено формой полученных максимальных ускорений грунта $PGV(T_{eq})$ и максимальных смещений грунта $PGD(T_{eq})$. Переход к смещениям и ускорениям по аналогии с формулой (20) для зависимостей по данным [58, 141] приводит к росту соответствующих значений к бесконечности и не увязано с ШСИ-17. Предлагаемая зависимость в целом соответствует по PGV и PGD с ШСИ-17.
3. В полученной в данной работе зависимости заложен переход $PGA \rightarrow PGV \rightarrow PGD$, аналогичный взаимоотношению между спектрами $SA \rightarrow PSV \rightarrow PSD$. Поэтому предложенная зависимость может быть использована в качестве формообразующей для динамического коэффициента, определяемого через $PGA(T)$ и $\beta(\xi)$ по формуле (19).

Однако данную зависимость трудоемко использовать в качестве формообразующей для спектральной кривой ввиду сложности установления взаимосвязи между параметрами. Ввиду того, что в перспективе может потребоваться корректировка спектральной кривой для различных грунтовых условий и более очевидного определения связи $PGA \rightarrow PGV \rightarrow PGD$ в качестве альтернативы предложено использовать формулу распределения Вейбулла, показанная в формуле (25).

$$PGA(T) = A \cdot \left(1 - e^{-\left(\frac{T}{b}\right)^c}\right), \quad (25)$$

где a , b , c – эмпирические параметры

Предлагаемая упрощенная зависимость проще и характеризуется понятными коэффициентами:

а – характеризует максимальную интенсивность и принимается равным PGA, что для 9-балльного землетрясения по ШСИ-17 соответствует 7 м/с^2 .

б – характеризует длину полки постоянных значений, в первом приближении может быть принят равным 2 для получения $\text{PGD}=0,72\text{м}$ для 9-балльного землетрясения или любое другое значение, принятое с определенной целью.

с – характеризует характер убывания кривой. Из условия соблюдения корректности перехода $\text{PGA} \rightarrow \text{PGV} \rightarrow \text{PGD}$ по аналогии с формулой (20) принимается равным -2.

Явным достоинством формулы (25) является однозначность влияния заданных коэффициентов. Параметр А характеризует максимальную ординату спектра, а параметр б связывает длину области постоянных значений, а также влияет на значения получаемых в конечном итоге пиковых смещений оснований PGD. Значение $c=-2$ следует принять зафиксированным для сохранности концептуальных переходов между спектрами.

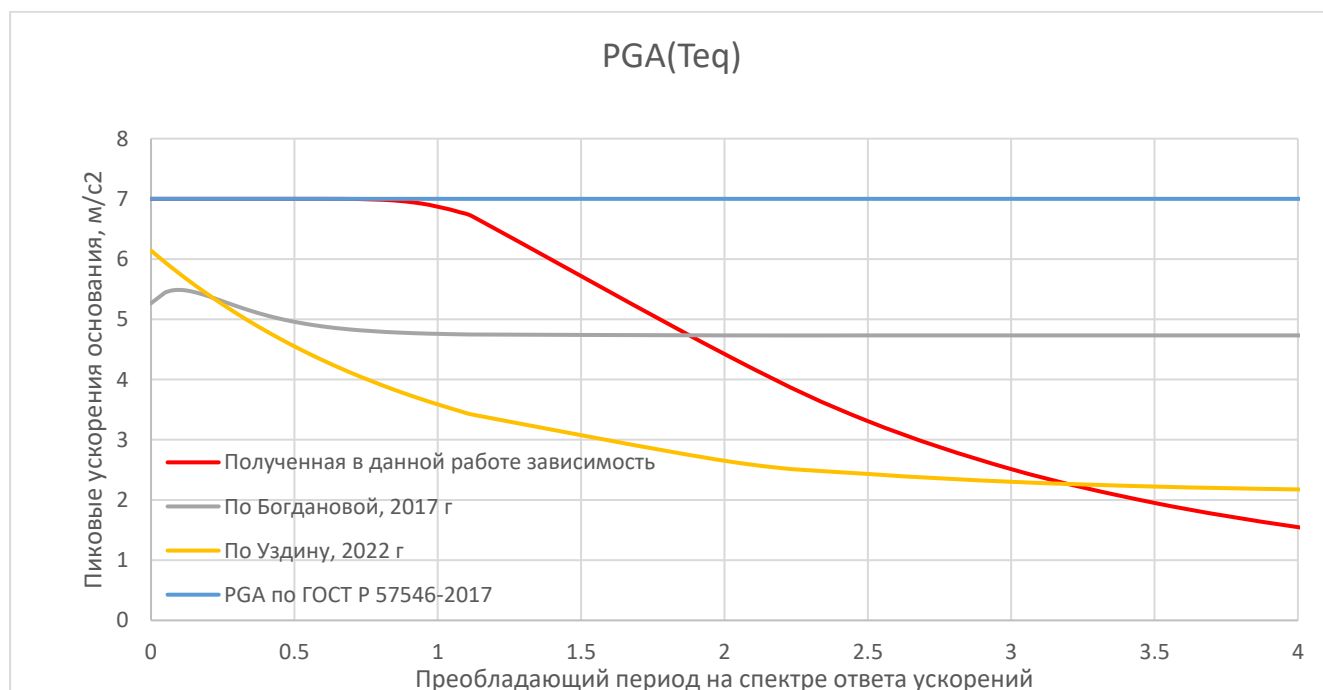


Рисунок 2.9 Сопоставление упрощенной зависимости $\text{PGA}(T_{\text{eq}})$ с результатами исследований и ГОСТ [58, 141, 77]

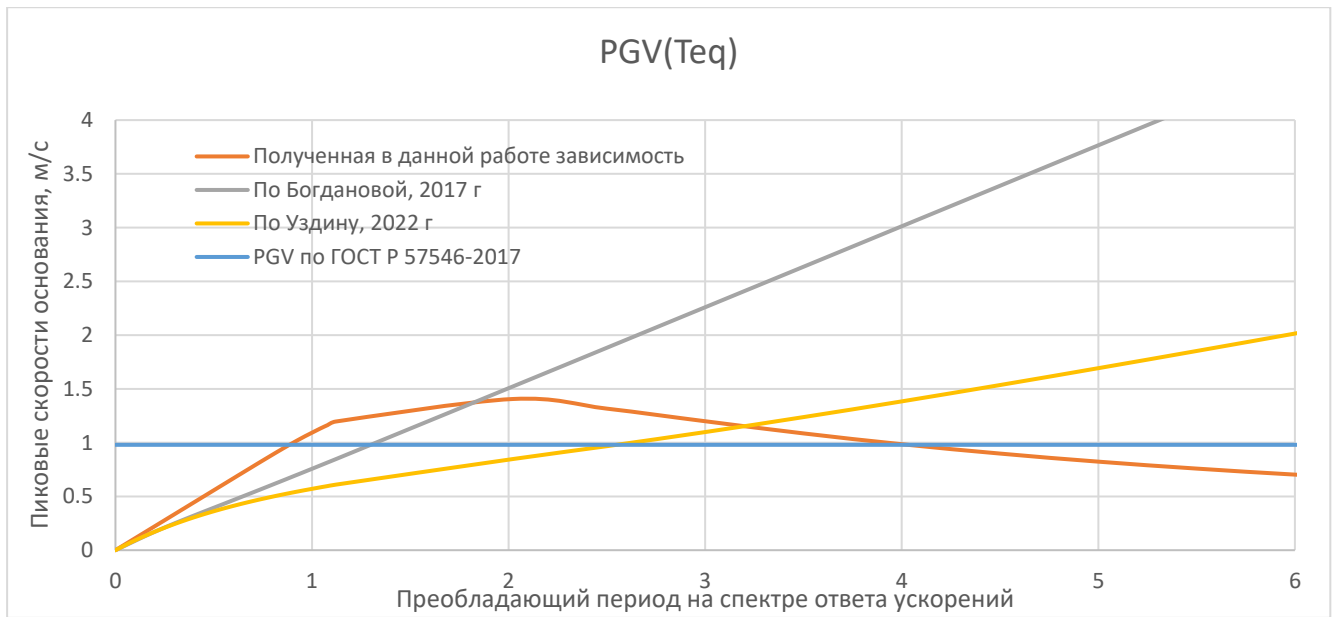


Рисунок 2.10 Сопоставление упрощенной зависимости $PGV(T_{eq})$ с результатами исследований [58, 141, 77]

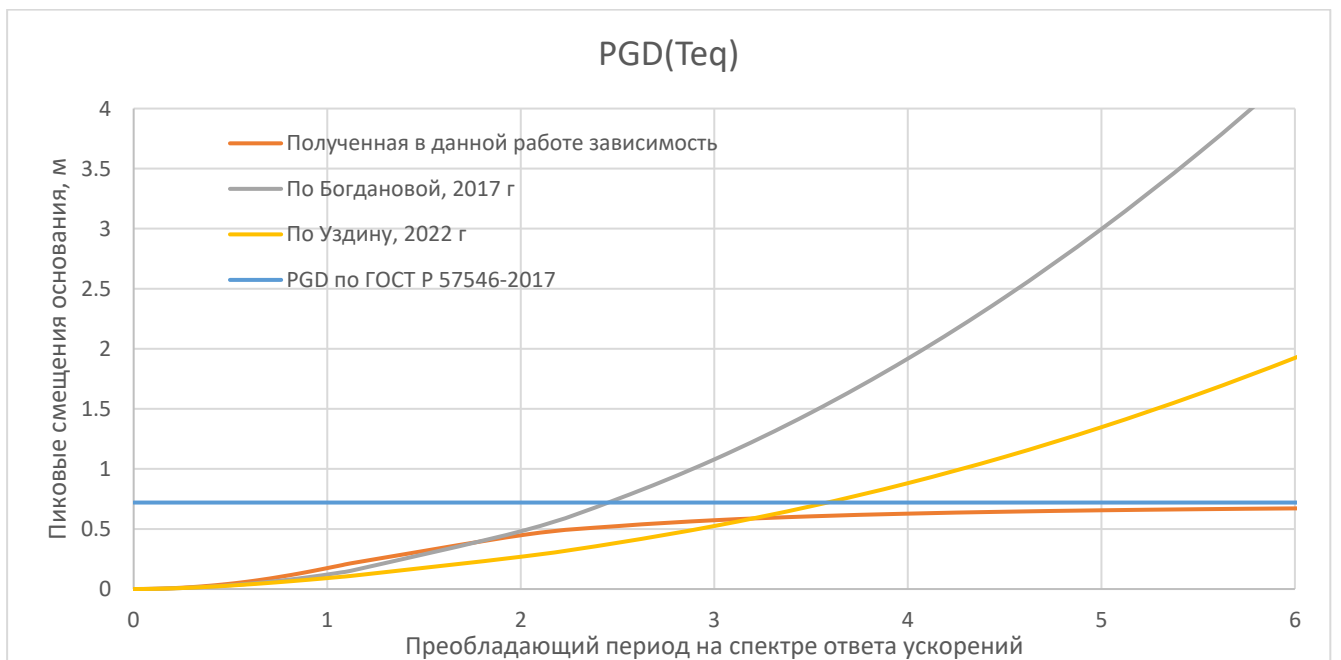


Рисунок 2.11 Сопоставление упрощенной зависимости $PGD(T_{eq})$ с результатами исследований [58, 141, 77]

Как видно по рисункам 2.9 - 2.11 полученная зависимость отвечает всем обозначенным требованиям и проста в использовании. Поэтому зависимость по

формуле (25) принимается для учета в упрощенном варианте предлагаемого автором спектрального метода, а зависимость (24) – для расширенного варианта спектрального метода.

2.3. Особенности задания сейсмического воздействия по ЛСМ при многоуровневом проектировании

Расчет по линейно-спектральному методу оценки сейсмостойкости также возможен и при рассмотрении сценариев многоуровневого проектирования. Как уже было сказано ранее, применение многоуровневого проектирования (англ. Performance based design) должно привести к оптимизации экономических затрат при разрушениях, а также должно обеспечивать назначения зон, где целесообразны повреждения в конструкции.

Рассматривая разные уровни воздействия, следует обозначить следующие факторы, характеризующие соответствующие сценарии поведения конструкций:

1. Описание сценариев поведения, увязанных с допустимым периодом повторяемости воздействий соответствующей интенсивности
2. PGA следует определять в соответствии с расчетным периодом повторяемости землетрясения
3. Соответствующие критерии достижения расчетного состояния.

Задание количественной и качественной уровней воздействия является творческой задачей, поскольку зависит от большого количества факторов, в том числе: конструктивных, экономических, социальных, политических, военных и других соображений. По-хорошему в каждом соответствующем случае заказчик должен иметь представление об ожидаемых потерях, которые он готов понести в случае реализации соответствующего уровня повреждений.

Количество сценариев поведения в нормативных документах во всех странах разное, как и разные критерии предельных состояний. Так, в общих документах EC8 [16] имеется 2 основных уровня расчетных воздействия, в то время как в

итальянских приложениях к ЕС8, а также в основополагающих документах по многоуровневому проектированию этих уровня 4 [33].

Увеличение числа расчетных уровней не должно заметно повышать стоимость проектирования, иначе усложнение расчетов приведет к росту ошибок. Предполагается целесообразным учет не более трех расчетных уровней сейсмических воздействий – проектное землетрясение (ПЗ), умеренное землетрясение (УЗ) и максимальное расчетное землетрясение (МРЗ).

ПЗ – характеризует частое слабое землетрясение, которое не должно нарушать нормальную эксплуатацию здания или сооружения, не требовать ремонта основных несущих элементов. Иными словами, на ПЗ должна быть обеспечена проверка по 2 группе предельных состояний для строительных конструкций по ГОСТ [76].

УЗ – характеризует землетрясение умеренной интенсивности средней повторяемости. В его случае должна быть обеспечена сохранность людей и ценного оборудования, однако возможен ограниченный уровень повреждений, которые экономически целесообразно допускать. Иными словами, на УЗ должна быть обеспечена проверка по 1 группе предельных состояний для строительных конструкций по ГОСТ [76].

МРЗ – характеризует редкое землетрясение максимальной интенсивностью. В случае МРЗ должно быть исключено прогрессирующее обрушение здания или сооружения, допустимы значительные деформации. Иными словами, на МРЗ должна быть обеспечена проверка на особое предельное состояние для строительных конструкций по ГОСТ [76].

Интенсивность воздействия должна подтверждаться сейсмологическими данными, а критерии предельных состояний — конструктивными особенностями зданий.

Для расчета предлагается принимать значения PGA, полученные Ш. Ш. Назаровой совместно с Уздиным А. М. [62, 99] при анализе многоуровневого проектирования. Значения PGA показаны на рисунке 2.12.

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

Рисунок 2.12 Принятые значения PGA в зависимости от ситуационной сейсмичности

Критерии достижения соответствующего расчетного сценария могут также быть разнообразны, и включать не только критерии по повреждению основных конструкций, но и, например, стоимость ремонта оборудования, сохранность жизни людей, а может даже их психологическое состояние. В общемировой практике показателем уровня повреждений являются деформационные критерии, выраженные в виде относительных перекосов этажей или здания в целом, а также коэффициента пластичности μ , который характеризует реализацию неупругих деформаций в конструктивном элементе. Для общего случая предлагаются следующие конструктивные критерии достижения предельных состояний:

Для ПЗ – перекос этажей и здания в целом $1/200h$, полное отсутствие повреждений (в трактовке СП 14.13330 $K_1=1$), полноценный расчет по 2 группе предельных состояний с сочетанием с эксплуатационными нагрузками

Для УЗ – перекос этажей и здания в целом $1/100h$, умеренные повреждения в ремонтпригодных элементах (в трактовке СП 14.13330 $K_1=0,8$), полноценный расчет по 1 группе предельных состояний с сочетанием с эксплуатационными нагрузками

Для МРЗ – перекос этажей и здания в целом $1/50h$, значительные повреждения, не приводящие к прогрессирующему обрушению зданий и сооружений (в трактовке СП 14.13330 $K_1<0,5$).

Описанные характеристики представлены в качестве опорных, характеризующих в общем случае ожидаемое расчетное состояние конструкции. Возможна корректировка описанных параметров в зависимости от конструктивной схемы, учета упругого и пластического перекоса и др.

Различный уровень допущения повреждений приводит к различным расчетным предпосылкам, применимым для соответствующих сценариев. Так, для ПЗ предполагается целесообразным расчеты по ЛСМ или на акселерограмму в линейной постановке ввиду отсутствия повреждений. В таком случае затухание в системе задается начальными (упругими) значениями для материала.

Анализ УЗ, характеризующийся ограниченным наличием повреждений, следует расценивать с точки зрения экономической целесообразности реализации повреждений. Следует учитывать распределение повреждений с точки зрения возможности ремонта или замены элементов. Оно неравномерно, поэтому единый коэффициент K_1 не отражает реальных затрат на ремонт, но это будет более подробно рассмотрено в главе 3. Однако ввиду незначительного распределения повреждений в конструкции имеет смысл не применять сложные нелинейные модели и также ограничиться простыми линейными расчетными предпосылками.

Нелинейные методы целесообразно применять для проверки соответствия фактического распределения повреждений расчетным предпосылкам ЛСМ.

Для МРЗ линейный расчет неприменим, так как развиваются неупругие деформации, формируются пластические шарниры и изменяется кинематическая схема. В дополнение к нелинейным расчетам предлагается модификация ЛСМ, учитывающая неоднородное распределение повреждений. Подробности приведены в главе 3. Предлагаемая методика позволяет задаться механизмом распределения повреждений в конструкции с учетом влияния форм собственных колебаний, а также качественно учесть перераспределение усилий в системе из-за развития повреждений. В любом случае, для апробации и в качестве альтернативы предлагаемому решению допустимо применение нелинейных статических и динамических методов или других видов расчета для обоснования несущей способности при МРЗ.

2.4. Выводы по главе 2

Выполненные исследования позволяют сделать следующие выводы:

1. Выявлено несоответствие между нормированием сейсмической опасности по PGA в СП 14.13330.2018 и шкалой ШСИ-17 (ГОСТ Р 57546-2017), что требует пересмотра существующего подхода для обеспечения единообразия в проектировании.
2. Установлено, что подход, основанный только на PGA, недостаточен. Для адекватной оценки отклика сооружений необходимо учитывать спектральный состав воздействия и возможность резонанса.
3. Предложен универсальный вариант ЛСМ, учитывающий резонанс. Его спектральная кривая формируется как произведение двух компонент: коэффициента динамичности $\beta(\xi)$ и формообразующей функции $PGA(T)$, задающей зависимость пикового ускорения от преобладающего периода воздействия.

$$SA = PGA(T) \cdot \beta(\xi)$$

4. На основе обработки базы данных (около 200 акселерограмм) предложена новая аппроксимирующая зависимость $PGA(T)$, обеспечивающая соответствие ШСИ-17 и корректный переход между спектрами ускорений, псевдоскоростей и псевдосмещений ($SA \rightarrow PSV \rightarrow PSD$). Значения параметров для зависимости подобраны по методу наименьших квадратов.

$$PGA(T) = A \cdot e^{-\left(\frac{T+a}{b}\right)^v} + \frac{C}{(T+d)^2}$$

5. Для практического использования предложена упрощенная зависимость $PGA(T)$ на основе распределения Вейбулла, обладающая наглядностью влияния параметров на форму спектра.

$$PGA(T) = A \cdot \left(1 - e^{-\left(\frac{T}{b}\right)^c}\right)$$

6. Обоснована возможность и предложена методика применения ЛСМ в рамках многоуровневого сейсмостойкого проектирования (PBSD). Определены три расчетных уровня воздействия (ПЗ, УЗ, МРЗ) и соответствующие им критерии предельных состояний и типы расчетов (линейные для ПЗ/УЗ и модифицированный ЛСМ или нелинейные методы для МРЗ).

Глава 3. Совершенствование системы коэффициентов в ЛСМ

3.1. Учет демпфирования

Основное положение предлагаемой математической концепции универсального варианта ЛСМ заключается в рассмотрении резонанса сооружения и воздействия. При отсутствии затухания максимальная динамическая реакция во времени в случае резонанса будет неопределенной ввиду стремления к бесконечности, как это проиллюстрировано на рисунке 3.1. Поэтому для получения конечного значения в случае резонанса обязательно необходимо учитывать затухание, в данной работе для оценки затухания используется коэффициент затухания в долях от критического ξ .

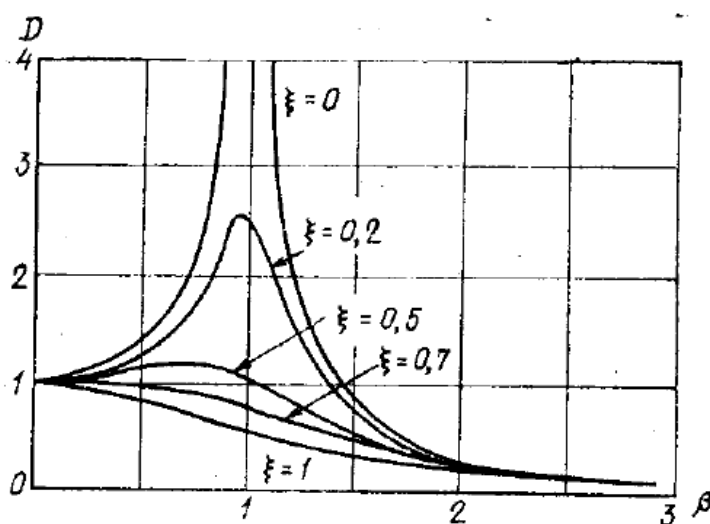


Рисунок 3.1 Зависимость динамического коэффициента D от параметра затухания и отношения возмущающей частоты к собственной частоте сооружения β

В актуальных гражданских нормативных документах в области сейсмостойкости в СП 14.13330.2018 «Строительство в сейсмических районах» затухание принимается во внимание следующим образом [83]: воздействие в базовом случае рассматривается на достаточно жесткое сооружение, в котором имеются значительные сдвиги по грунту. Для гибких сооружений, которые характеризуются изгибными колебаниями по материалу сооружения, такие как башни или каркасные сооружения, дополнительно вводится повышающий

коэффициент к сейсмической нагрузке K_{ψ} . В англоязычной литературе этот коэффициент обозначается как DRF (с англ. Damping reduction factor)

В данном подходе имеются следующие недостатки:

1. Понятие «высокие сооружения с небольшими размерами в плане» является недостаточно чётким и требует уточнения;
2. Нет зависимости от материала сооружения, при том, что известен факт, что разные материалы обладают специфическими характеристиками затухания;
3. Полученные значения множителя к нагрузке могут быть только 1.3 или 1.5. Считается, что это консервативная оценка;
4. Нет методики учета демпфирующих устройств;
5. Нет возможности учета демпфирования по формам колебаний.

Более перспективным предполагается подход, задекларированный в своде правил на проектирование транспортных сооружений в сейсмических районах [129], заимствованный из калифорнийских сейсмических норм [11]. В формуле (11) имеется возможность учета затухания по формам колебаний, а интенсивность затухания зависит от характеристики материала воздействия. Заложенный подход достаточно перспективный ввиду широкой функциональной возможности применения в различных по сложности системах.

Учет отклонения затухания от базового является нормальной практикой в большинстве нормативных документах в области сейсмостойкого регулирования во всем мире. Известные коэффициенты отклонения затухания от базового по иностранным нормативным документам и исследованиям приведены в таблице 3.1 и сопоставлены друг с другом на рисунке 3.2. Как видно, для большинства нормативных документов считается, что базовая сейсмическая интенсивность определена для коэффициенты затухания $\xi=0,05$, что не соответствует базовым положениям определения сейсмической интенсивности по СП 14.13330.2018.

Таблица 3.1 Коэффициенты отклонения затухания от базового по известным иностранным нормативным документам и исследованиям

Формула для определения поправки K_{ψ}	Источник и пояснения к формуле	Номер формулы
$\sqrt{\frac{10}{5+100\xi}}$	Еврокод-8 (Eurocode 8) (2004) [16] и Турецкие строительные нормы ТБЕС-18 (2018) [56]	(26)
$\frac{4}{5.6 - \ln(100\xi)}$	Федеральное агентство по управлению в чрезвычайных ситуациях FEMA-440 (2005) [19] и американское общество гражданских инженеров ASCE 7-16 (2016) [5]	(27)
$\frac{1.5}{40\xi+1} + 0.5$	Департамент транспорта Калифорнии CALTRANS [11], СП 268.13330.2016 [129]	(28)
$\frac{1.5}{1+10\xi}$	Японские строительные нормы (JP-ISO-01 2001) [25]	(29)
$1 + \frac{0.05 - \xi}{0.06 + 1.4\xi}$	Китайские строительные нормы (GJ50011-10 2010) [22]	(30)
$1.309 - 0.194 \ln(100\xi)$	Newmark и Hall (1969) [30]	(31)
$e^{(0.548 - \sqrt{2 \cdot \pi \cdot \xi}) \cdot (0.1 + \frac{0.7}{\sqrt{T_1}})}$	Узбекские строительные нормы КМК 2.01.03-19 [86]	(32)

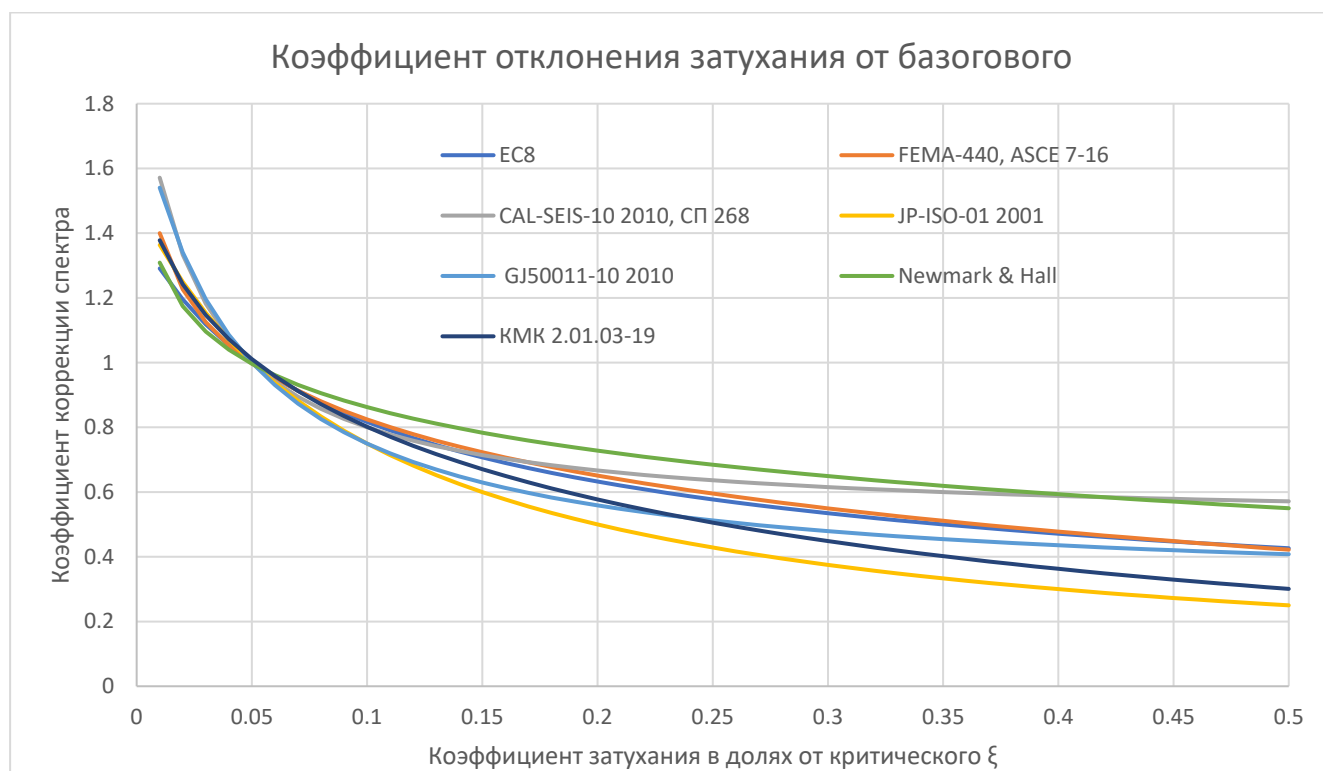


Рисунок 3.2 Коэффициенты отклонения затухания от базового по известным иностранным нормативным документам и исследованиям

Таким образом, в большинстве нормативных документов, зависимость спектральной кривой (коэффициента динамичности) от затухания определяется по формуле (33).

$$SA(T, \xi) = SA(T, 0.05) \cdot K_{\psi}(\xi), \quad (33)$$

В то же время, имеются современные исследования, связывающие коэффициент затухания с периодом колебаний T , в том числе учитывая магнитуду землетрясения и расстояние до разлома, как это показано в работе [46]. То есть и принимая зависимость вида $K_{\psi}(T, \xi)$ и оба параметра в формуле (33) оказываются зависимыми и от периода, и от затухания. Ожидается, что это ведет к усложнению оценки динамической реакции и может быть вызвано ошибкой в назначении нормативной спектральной кривой.

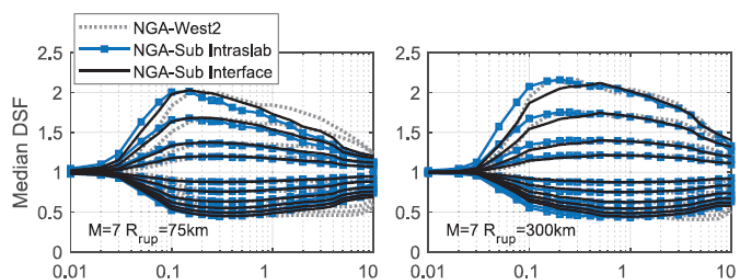


Рисунок 3.3 Зависимость медианного коэффициента коррекции спектра DSF от периода колебаний (T , с) для различных магнитуд (M) и расстояний до разлома (R_{rup}). Кривые сверху-вниз для демпфирования от критического ξ 0.5%, 1%, 2%, 3%, 7%, 10%, 15%, 20%, 25%, 30%.

Предлагаемый автором метод базируется на следующих концептуальных положениях:

1. Рассматривается резонанс воздействия и сооружения.
2. Величина $\beta_{\infty}(\xi)$ характеризует динамический ответ сооружения при сейсмическом воздействии.
3. Сама по себе величина $\beta_{\infty}(\xi)$ не зависит от периода собственных колебаний ввиду резонанса воздействия и сооружения. Величина $\beta_{\infty}(\xi)$ определяется только коэффициентом затухания.
4. Учитывается конечность сейсмического воздействия. Вводится поправка на скорость раскачивания сооружения K_{τ} , зависящая от периода и демпфирования сооружения, которая приводит к зависимости $\beta(T, \xi)$.

$$\beta(T, \xi) = \beta_{\infty}(\xi) \cdot K_{\tau}(T, \xi), \quad (34)$$

где K_{τ} – поправка на скорость раскачивания сооружения при воздействии землетрясения, β_{∞} – максимальный динамический коэффициент.

Известны аналитические значения коэффициентов динамичности для характерных случаев воздействия – гармонического по формуле (35) [85] и «белого шума» (равномерное распределение спектральных составляющих по всему

диапазону частот) по формуле (36) [100, 145]. Ожидается, что сейсмическое воздействие представляет собой нечто среднее между гармоническим воздействием и воздействием в виде «белого шума», тогда логично ожидать $a=1$ и коэффициент к степени ν по формуле (37) в диапазоне от 0,5 до 1.

$$\beta_{\infty}(\xi) = \frac{1}{2 \cdot \xi} \quad (35)$$

$$\beta_{\infty}(\xi) = \frac{1}{\sqrt{2 \cdot \xi}} \quad (36)$$

$$\beta_{\infty}(\xi) = \frac{a}{(2 \cdot \xi)^{\nu}}, \quad (37)$$

где a и ν – коэффициенты, подбираемые методом наименьших квадратов

Определение коэффициента ν основано на обработке около 200 записей сильных землетрясений. Порядок нахождения коэффициента динамичности выглядит следующим образом:

1. На основании базы данных акселерограмм построена огибающая спектров ответа ускорений $\beta(\xi)$ для значений ξ в диапазоне 0,025-0,1. Огибающая спектров показана на рисунке 3.4.
2. Найдена аппроксимация максимальных значений $\beta(\xi)$
3. Введена поправка на скорость раскачивания сооружения $K_{\tau}(T, \xi)$

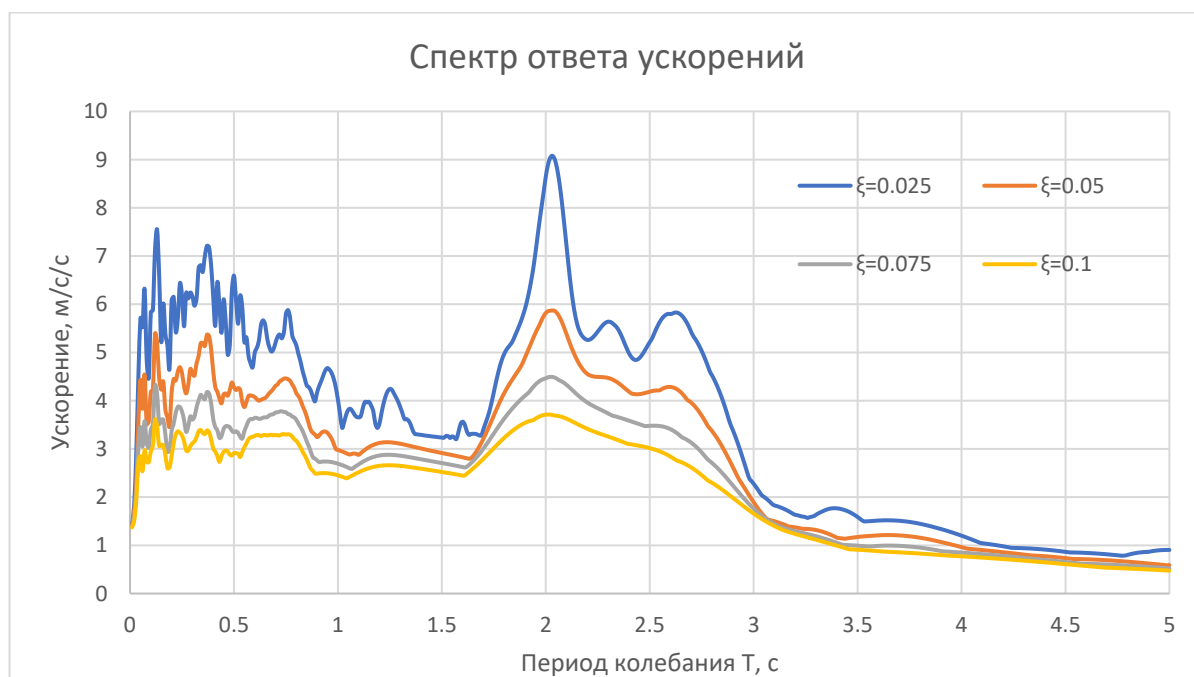


Рисунок 3.4 Огибающая спектров ответа ускорений по базе акселерограмм в зависимости от периода колебаний T для соответствующих коэффициентов затухания ξ

Спектры ответа акселерограммы нормированы на величину $PGA = 0.1g$. Экстремум на огибающей определен акселерограммой Мехико, с преобладающим периодом в 2 с и эти значения приняты за целевые значения ускорений, для которых следует подобрать аппроксимирующую функцию. Следует обратить внимание, что полученный вид огибающей спектра ответа в значительной степени отличается от коэффициента динамичности по известным строительным нормам в области сейсмостойкого проектирования. Важное отличие заключается в том, что максимальная ордината спектра ответа ускорений продлена практически до 3 с, при том, что в руководящих документах обычно она не заходит за 1 с. Ожидается, что при накоплении данных о сильных землетрясениях, огибающая спектров ответа ускорений будет стремиться к постоянной величине, то есть не будет зависеть от периода колебаний T .

Подобранные коэффициенты и соответствующие им доверительные вероятности показаны в таблице 3.2, а сопоставление с целевыми результатами проиллюстрировано в таблице 3.3. Из анализа результатов видно, что вариант 1 соответствует большей теоретической обоснованности аппроксимации, а вариант

2 соответствует большому значения достоверности аппроксимации не только для всех значений, но и для каждого экстремума.

Таблица 3.2 Подобранные коэффициенты аппроксимации и соответствующая достоверность аппроксимации R^2

Коэффициенты	a	v	R^2
Вариант 1.	1.000	0.747	0.996
Вариант 2.	1.322	0.644	0.999

Таблица 3.3 Сопоставление аппроксимации с результатами

Коэффициент затухания в долях от критического ξ	0.025	0.05	0.075	0.1
Максимумы огибающей спектров ответа ускорений, m/c^2	9.080	5.871	4.494	3.713
Вариант 1	9.383	5.590	4.128	3.330
Вариант 2	9.100	5.823	4.485	3.727

Сейсмическое воздействие характеризуется конечностью воздействия, в отличие от фундаментов под динамические машины, для которых нагрузка может считаться условно бесконечной. Сейсмическое воздействие раскачивает здания из нулевых начальных условий. Исходя из этого складываются следующие особенности учета сейсмического воздействия:

1. Сооружение может не успеть раскачаться до максимального динамического коэффициента, если динамическое воздействие будет достаточно коротким
2. В зависимости от затухания в системе, осциллятору необходимо различное количество циклов интенсивного воздействия для выхода на целевой коэффициент динамичности, что проиллюстрировано на рисунке 3.5.

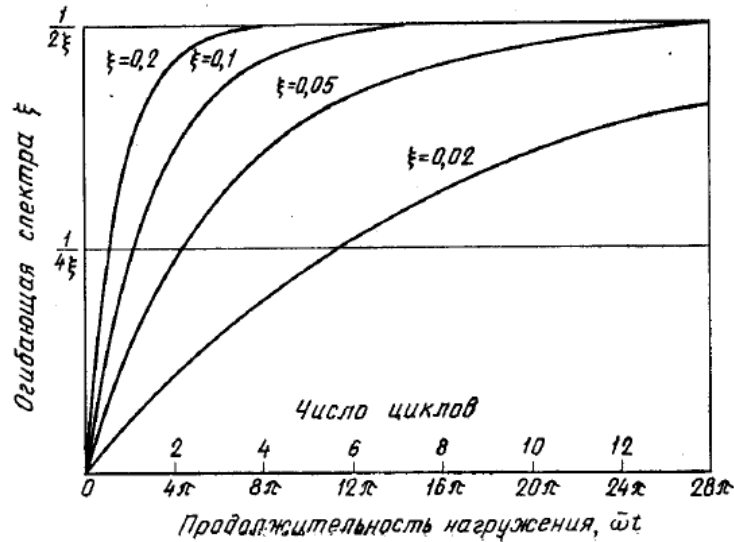


Рисунок 3.5 Распределение динамического коэффициента в зависимости от продолжительности резонансного нагружения для гармонического воздействия

Предлагаемый коэффициент учета длительности интенсивного воздействия принят из распределения во времени динамического коэффициента в случае гармонического воздействия [85] и показан в формуле (38).

$$K_{\tau}(T, \tau, \xi) = 1 - e^{\frac{-2 \cdot \pi \cdot \xi \cdot \tau}{T}} = 1 - e^{\frac{-\delta \cdot \tau}{T}}, \quad (38)$$

где τ – длительность резонансного воздействия, δ – логарифмический декремент колебаний.

На основании работы [107] опорная величина продолжительности резонансного воздействия принята 10 сек. Полученная зависимость для спектральной кривой без дополнительных модификаций показана в формуле (39). Графическая интерпретация результатов показана на рисунке 3.6.

$$\beta(T, \xi) = \beta_{\infty}(\xi) \cdot K_{\tau}(T, \xi) = \frac{1 - e^{\frac{-2 \cdot \pi \cdot \xi \cdot 10}{T}}}{(2 \cdot \xi)^{0.75}} \quad (39)$$

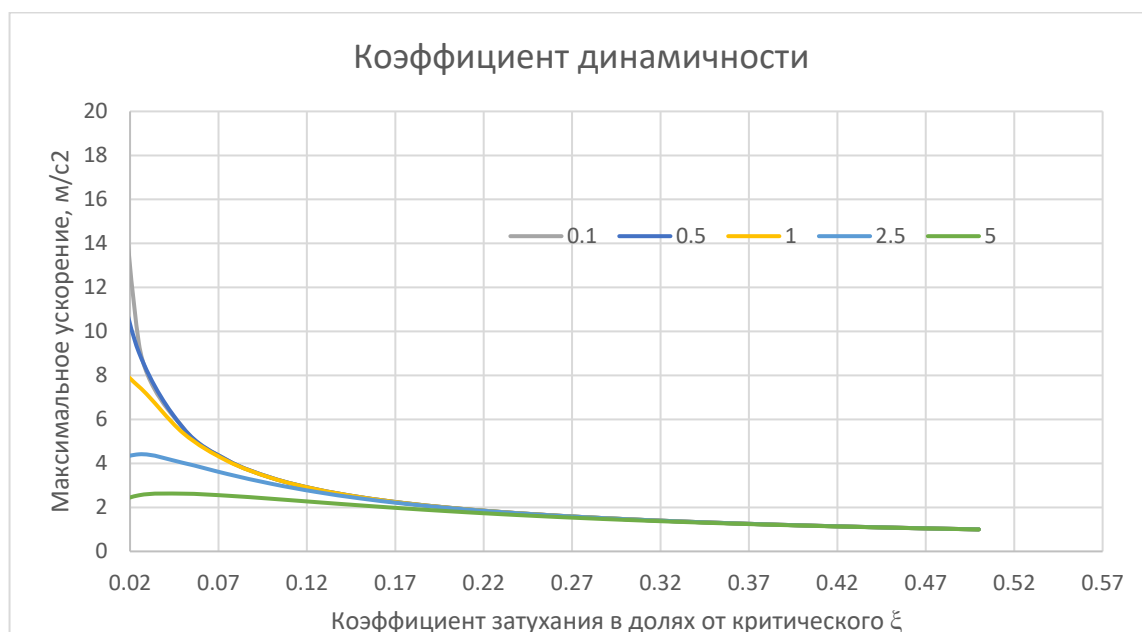


Рисунок 3.6 Полученные значения коэффициента динамичности β от затухания для разных периодов собственных колебаний T .

Сопоставление относительных величин затухания с полученными ранее зависимостями проиллюстрировано на рисунке 3.7. Общая зависимость в целом согласуется с результатами, полученными другими исследователями, а максимальная разница наблюдается для динамических коэффициентов для гибких слабодемпфированных систем с $T > 1$ с.

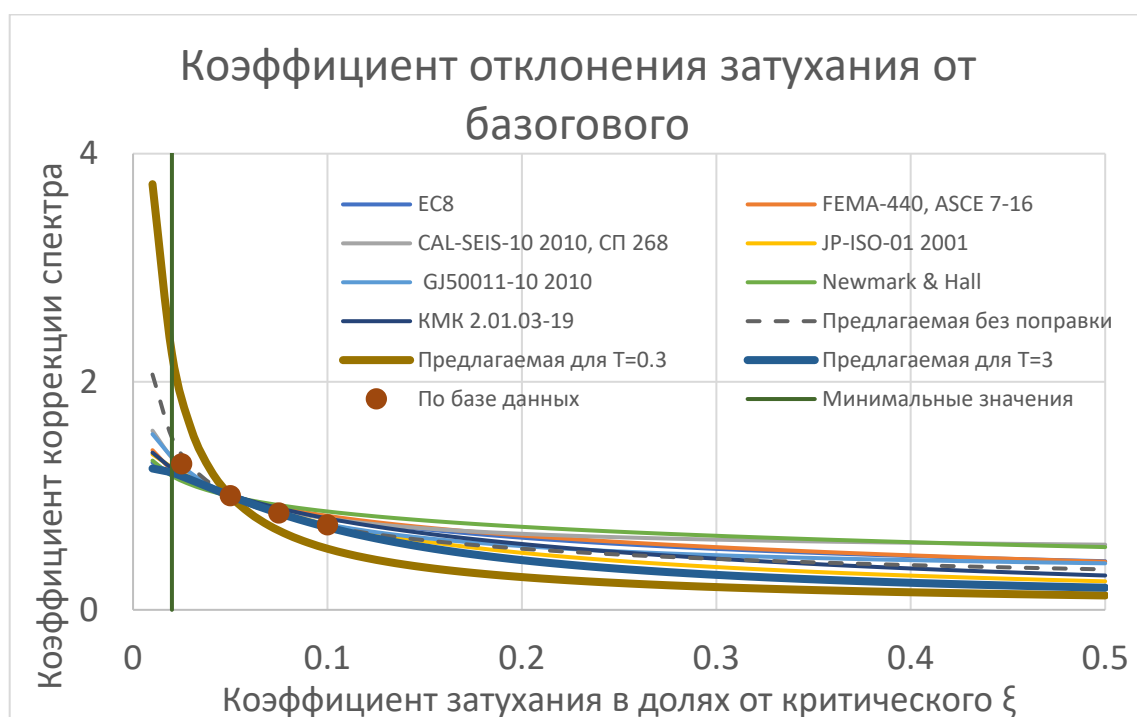


Рисунок 3.7 Сопоставление полученных результатов с существующими

К учету степени ν в формуле (37) можно подойти более аккуратно, учитывая специфику низкочастотных воздействий. Предполагая, что низкочастотные воздействия характеризуются более узким спектром, чем высокочастотные, коэффициент ν можно также сделать зависимым от периода воздействия по формуле (40).

$$\nu(T) = 1 - 0.5 \cdot e^{-0.1 \cdot T} \quad (40)$$

Ввиду того, что продолжительность воздействия не является однозначно определенной величиной, имеются различные варианты оценки этой величины. По анализу имеющейся базы данных акселерограмм автором предложено учитывать продолжительность воздействия по формуле (41).

$$\tau = 10 + 2.5 \cdot T \quad (41)$$

В таком случае итоговый вид спектрального коэффициента приобретает вид, приведенный в формуле (41).

$$\beta(T, \xi) = \beta_{\infty}(\xi) \cdot K_{\tau}(T, \xi) = \frac{1 - e^{\frac{-2 \cdot \pi \cdot \xi \cdot (10 + 2.5 \cdot T)}{T}}}{(2 \cdot \xi)^{1 - 0.5 \cdot e^{-0.1 \cdot T}}} \quad (42)$$

Однако следует обозначить, что предлагаемый коэффициент динамичности для стальных конструкций (с затуханием $\xi=0,025$) равен около 9 и соответствует максимуму на огибающей спектров по рисунку 3.4. Хотя стальные конструкции и могут характеризоваться значительной упругопластической работой, существенно

снижающую сейсмическую нагрузку, полученные значения значительно отличаются от большинства нормативных документов, где динамический коэффициент для таких конструкций не более 5, и по этой причине не может быть рекомендован для применения в ЛСМ.

С этой целью определена дополнительная зависимость, построенная для области наиболее определенных значений периодов от 0 до 3 с. Этой области соответствуют большинство упругих периодов строительных конструкций.

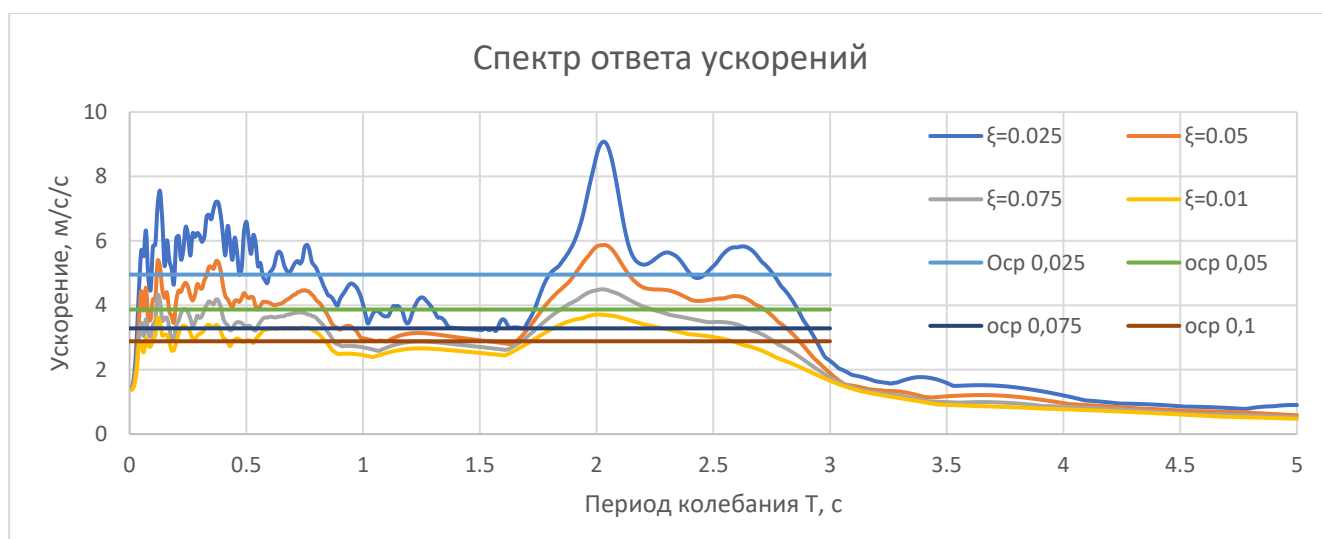


Рисунок 3.8 Огибающая спектров ответа ускорений по базе акселерограмм в зависимости от периода колебаний T для соответствующих коэффициентов затухания ξ с учетом осреднения в интервале периодов от 0 до 3 с.

Для полученных значений наиболее близкое значение ускорений дает формула (43)

$$\beta(\xi) = \frac{1}{\xi^{0.45}} \quad (43)$$

Таблица 3.4 Сопоставление аппроксимации с результатами

Коэффициент затухания в долях от критического ξ	0.025	0.05	0.075	0.1
Средние значения огибающей спектров ответа ускорений, м/с^2	4.95	3.87	3.28	2.88
Результаты по осредненной аппроксимации	5.20	3.81	3.18	2.80

Коэффициент затухания в долях от критического ξ	0.025	0.05	0.075	0.1
K_ψ по средним значениям огибающей для базового 0.05	1.28	1.00	0.85	0.75
Калифорнийские нормы по формуле (28)	1.25	1	0.875	0.8

Полученная аппроксимация в целом соответствует имеющимся нормативным документам и может быть принята в качестве опорной для построения ЛСМ пока нет иных данных, свидетельствующих о необходимости увеличения динамического коэффициента. Поэтому зависимость (43) принята для упрощенного набора коэффициентов, а зависимость (39) – для расширенного набора коэффициентов.

Обозначается также, что для аппроксимации коэффициента отклонения затухания от базового можно использовать зависимость калифорнийских транспортных сейсмических норм по формуле (28), однако следует иметь ввиду, что для иностранных нормативных документов базовое значение затухания отличается от документов постсоветского пространства.

3.2. Учет повреждений

Как уже было показано в главе 2, учет повреждений не может характеризоваться единым коэффициентом допускаемых повреждений K_1 . Причин тому несколько:

1. Во многих работах показано, что повреждения в конструкции различаются в элементах. Следовательно, нужно учитывать неравномерность распределения повреждений, а еще лучше – контролировать их распределение.
2. Единый коэффициент повреждений не позволяет оценить затраты на ремонт конструкции, а следовательно, не может быть использован для многоуровневого проектирования сооружений.
3. Нет возможности задания реализации механизма накопления повреждений, который может быть индивидуальным для различных конструктивных схем и геометрии сооружений.

Следует выделить подходы учета повреждений, заложенные в нормативных документах для сейсмостойкого проектирования КМК в республике Узбекистан [86]. В отличие от остальных нормативных документов, в КМК дается возможность задания уровня повреждений, выраженного в виде коэффициента неупругой деформации μ , в различных конструктивных элементах схемы. Определенные по ЛСМ усилия корректируются на различные коэффициенты, что дает возможность учитывать формирование заданного пользователем механизма реализации повреждений. Данная методика может быть применена при многоуровневом проектировании, когда удастся связать уровень неупругих повреждений с затратами на ремонт сооружения после сейсмического воздействия заданной интенсивности.

Единственный недостаток, присущий ЛСМ в узбекских строительных нормах является заложенное начальное упругое распределение усилий в системе, в то время как оно фактически меняется при образовании повреждений в конструкции. Тем не менее, описанная методика позволяет учитывать важные особенности поведения конструкции, причем не единым коэффициентом, а индивидуальным параметром для каждой схемы.

При рассмотрении линейных систем на динамическое воздействие заранее прогнозируем диапазон опасных (резонансных) периодов. Так, при наличии записи воздействия можно легко оценить опасность воздействия для сооружения – сопоставив амплитудно-частотную характеристику сооружения и спектр ответа ускорений акселерограммы. При анализе нелинейных систем с учетом повреждений происходит перенастройка схемы. Это приводит к изменению опасных резонансных периодов. Так, воздействие, настроенное на упругое поведение конструкции может быть неопасным для упругопластической системы ввиду того, что после реализации неупругой деформации система «отстроится» от опасного периода воздействия. При этом расчет на единичные акселерограммы не решает данной проблемы – мала вероятность того, что заданное воздействие будет резонансным для упругой и упругопластической схемы работы. По этой причине

модернизация ЛСМ при рассмотрении резонансного воздействия для линеаризованного поведения конструкции в окрестности ожидаемого уровня повреждений дает решение описанной проблеме.

Предлагается рассмотрение поведения сооружения при сейсмическом воздействии с использованием метода линеаризации модели с заданным уровнем повреждений (англ. Equivalent linear model или Substitute structure method) [23, 52]. Метод предполагает замену нелинейной работы каждого элемента эквивалентной линейной моделью, с учетом снижения эффективной жесткости и увеличения эффективного рассеивания в конструкции. Общая концепция метода эквивалентной линейной модели основана на следующих положениях:

1. Упругопластическое поведение каждого элемента конструкции рассматривается как линеаризованное в окрестности рассматриваемого уровня повреждений. Для такой эквивалентной системы применяется линейно-спектральный метод расчета для определения усилий в элементах.
2. Степень повреждения в системе определяется прогнозируемыми коэффициентами неупругой деформации μ для всех элементов конструкции. Уровень повреждений ограничивается предельными значениями горизонтальных смещений (и перекосов этажей).
3. Для линеаризации применяется корректировка жесткости и демпфирования каждого элемента
 - a. Благодаря замене жесткости на эффективную, распределение усилий будет отличаться от упругого распределения усилий. Чем больше допускаемые повреждения в элементе (чем больше пластичность), тем меньше будет его вклад в обеспечении несущей способности сооружения.
 - b. При развитии неупругих деформаций в конструктивных элементах помимо снижения жесткости в упругопластических системах имеет место также и увеличение гистерезисного затухания. Задаваясь законом гистерезисного затухания для упругопластической системы, по приближенным моделям

пересчитывается затухание в каждом элементе, характеризующее степень его потерь.

4. Демпфирование по формам колебаний сооружения оценивается пропорционально энергии деформации каждого конструктивного элемента. Итоговый спектр воздействия корректируется относительно начального затухания (обычно принимается 5% от критического) по соответствующим зависимостям.
5. По описанной модели с учетом перераспределения жесткости с учетом повреждений и неоднородного демпфирования определяются усилия в элементах подбора армирования.
6. Подобранные сечения и армирование должно удовлетворять заданным требованиям по пластичности.

Совокупность решаемых проблем и предлагаемых решений сформирована в таблице 3.5.

Таблица 3.5 Сопоставление действующего и предлагаемого метода учета повреждений

Проблема в действующем подходе к расчету	Предлагаемое решение
Единый коэффициент на всю конструктивную схему	Коэффициент K_1 не применяется в расчете. Расчет производится на конструкции с линеаризованными конструктивными элементами на заданный уровень неупругой деформации (μ). Этот параметр характеризует уровень повреждений конструкции. Суммарный уровень повреждений ограничивается жесткостью сооружений с учетом повреждений.
Нет зависимости коэффициента допустимых повреждений от геометрии конструкции (высокая или низкая), статической неопределимости конструкции, резервов несущей способности	Результирующий уровень допускаемых напряжений будет индивидуальным для различных геометрических, конструктивных параметров, а также уровней допускаемых повреждений в элементах сооружений.
Нет данных по описанию жесткости конструкции во время сейсмического воздействия	Жесткость конструкции на каждом сценарии определяется в зависимости от заданного уровня развития неупругих деформаций
Нет возможности дифференциации элементов по тому, где допустимы разрушения, а где - нет	Элементы, в которых можно допустить больше повреждений, а в которых - меньше повреждений определяются проектировщиком при задании конструкции. Возникает возможность моделировать различные варианты сценариев образования пластических шарниров, то есть моделирование контролируемого повреждения сооружения (пластические шарниры только в колоннах, или только в балках, или во всех элементах, кроме заданных)

Проблема в действующем подходе к расчету	Предлагаемое решение
Не прослеживается связь между расчетом по ЛСМ и прямым динамическим методом (все элементы по ЛСМ предполагаются достигающими предельного состояния одновременно, что не соответствует результатам нелинейного динамического расчета)	В основе модели - гипотеза о демпфировании конструкции, эквивалентном потерям в пластических шарнирах. Заложенную последовательность образования пластических шарниров можно верифицировать при помощи прямого динамического расчета с учетом физической нелинейности или нелинейного статического метода расчета.
Нет четких критериев реализации коэффициентов K_1 - система должна быть пластичной	В схеме назначаются пластичные и хрупкие элементы, а также имеется возможность учесть ранний выход из строя более жестких хрупких конструктивных элементов
Не реализовано многоуровневое проектирование, не оценивается поведение сооружения при разных уровнях сейсмических воздействий	Сценарии при многоуровневом проектировании основываются на различных уровнях повреждений при различной по величине интенсивности воздействия: различаются PGA, μ и как следствие - жесткость, демпфирование.
Нет описания допустимых пластических шарниров, применяемых для проектирования.	Следует четко сформулировать критерии при проектировании схемы с учетом пластических шарниров для наиболее применяемых материалов. С учетом обозначенного, определиться с эквивалентным затуханием в зависимости от повреждения конструкции
Закладывание излишних запасов в конструкцию приводит не только к перерасходу материалов, но и к вероятной потере несущей способности (слишком позднее образование пластических шарниров)	Реализация заложенного сценария разрушения должна быть апробирована нелинейными расчетами.
Нет возможности оценивать сейсмостойкость по ЛСМ для сооружений с применением сейсмоизоляции и систем гашения колебаний	В расчете по ЛСТ возможно учесть сейсмоизоляцию и системы гашения колебаний при учете неоднородного демпфирования.

Важнейшим моментом при учете повреждений является возможность наследования схемы образования повреждений при проверке сооружения нелинейным методом – динамическим на акселерограмму или статическим методом Pushover. Как уже было показано ранее, единый коэффициент допускаемых повреждений не решит этой задачи – он может характеризовать лишь суммарное снижение сейсмического воздействия на сооружение. В то же время, для анализа поведения конструкции при повреждении важно обеспечение выключения в первую очередь элементов, не приводящих к полному обрушению сооружения, а применяя идеологию многоуровневого проектирования – еще и обеспечить ремонтпригодность заложенных решений. Применение предлагаемого метода позволяет заложить механизм повреждения элементов, искусственно регулируя распределение усилий не по упругим жесткостям.

В настоящей работе предполагается адаптировать исследования по учету коэффициента неупругих повреждений, полученные Э. М. Лиу и М. Огузмертом [34, 35] для параметров, полученных в настоящей работе. За наиболее простую модель принята упругопластическая модель, которая может быть применена как идеально упругопластическая ($r=0$), либо с наличием упрочняющейся ветви при $r \leq 0.15$. Диаграмма работы показана на рисунке 3.9. Предельное значение коэффициента пластичности μ в данной работе ограничено величиной 5. Связь эквивалентного демпфирования с уровнем повреждений приведена в формулах (44) и (45).

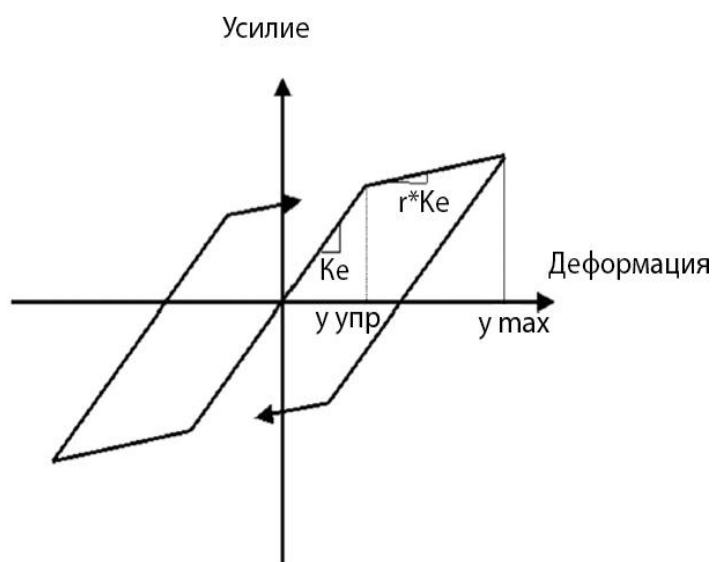


Рисунок 3.9 Диаграмма деформирования упругопластической модели

$$\xi_{eff} = \xi_0 + \xi_h(\mu) \quad (44)$$

$$\xi_h = 0.1 \cdot \ln(\mu), \quad (45)$$

где ξ_{eff} – эффективное затухание в долях от критического, ξ_0 - начальное значение затухания в материале в долях от критического, ξ_h – эквивалентное гистерезисное демпфирование в долях от критического, μ - коэффициент пластичности

В то же время при образовании повреждений в конструкции растет ее податливость, а следовательно, растет период собственных колебаний такой

системы. Увеличение эффективного периода колебаний линеаризованной системы относительно упругого по данным [34] показано в формуле (46).

$$dT = \frac{T_{eff}}{T_e} = \mu^{0.285}, \quad (46)$$

где dT – отношение периода колебаний линеаризованной упругопластической схемы T_{eq} к упругому начальному периоду колебаний T_e

Учитывая связь между периодом колебаний и податливостью, при расчете по ЛСМ удобнее оперировать изменением жесткости элемента, которая путем простого преобразования по формуле (47).

$$dK = \frac{K_e}{K_{eff}} = \mu^{0.57}, \quad (47)$$

где dK – отношение упругой жесткости системы K_e к жесткости линеаризованной упругопластической схемы K_{eq}

Тогда снижение сейсмической нагрузки будет происходить из-за следующих факторов:

1. Увеличение податливости, как следствие снижение нагрузки ввиду падения PGA с ростом периода T по зависимостям (24) и (25)
2. Увеличение эффективного демпфирования, а следовательно снижение динамического коэффициента $\beta(\xi)$ по зависимостям (39) и (43)
3. Изменение формы колебаний и коэффициента η
4. Перераспределение резервов в несущей способности внутри элементов

Проведенный анализ проблемы учета неупругих деформаций в ЛСМ показывает принципиальные ограничения применения единого коэффициента редукции усилий K_1 для всей конструктивной схемы. Такой подход не отражает реального распределения пластических деформаций в конструкции, где различные элементы (балки, колонны, связи, диафрагмы) в силу своего конструктивного решения, материала и положения в системе обладают разным потенциалом

пластичности и по-разному вовлекаются в неупругую работу. Он не позволяет контролировать механизм разрушения, оценивать ремонтпригодность сооружения и реализовывать принципы многоуровневого проектирования.

Существующие нормативные подходы предлагают частичные решения этой проблемы. Европейские и американские нормы (ASCE 7) предписывают перераспределение изгибающих моментов в узлах рам по принципу «сильные колонны – слабые балки». Более прогрессивный подход, заложенный в Узбекских нормах КМК, позволяет назначать различные коэффициенты пластичности μ для разных типов элементов. Однако общим ограничением этих методов остается то, что расчет усилий проводится для первоначальной упругой расчетной схемы без учета фактического изменения распределения усилий после образования пластических шарниров.

Решением данной задачи является применение метода замещенной конструкции (Substitute Structure Method), разработанного А. Шибатой и М. Созеном. В настоящей работе этот метод развивается через:

1. Корректировку эффективной жесткости каждого элемента в зависимости от заданного коэффициента пластичности μ ;
2. Корректировку эффективного демпфирования с использованием современных зависимостей;
3. Учет различных компонент демпфирования в системе – эквивалентного от повреждений, затухания при взаимодействии с основанием, а также возможность учета специальных демпфирующих устройств.;
4. Комплексный учет перераспределения усилий в системе.

Ключевые преимущества и особенности предлагаемого подхода:

Эффективность для сложных и нетиповых систем. Методика особенно ценна для анализа конструктивных систем, для которых существует несколько вариантов развития повреждений, или для нетиповых сооружений, по которым в

нормативных документах отсутствуют табличные значения коэффициентов редукиции. Это расширяет область применения ЛСМ для современных сложных структур, включая сооружения с комбинированными конструктивными схемами.

Сценарное проектирование с верификацией. Ключевое преимущество метода заключается в том, что при проектировании изначально закладывается определенный сценарий поведения сооружения при землетрясении, который затем подлежит обязательной проверке нелинейными методами. Такой подход позволяет проанализировать различные варианты образования пластических шарниров и выбрать наиболее рациональный.

Практическая реализуемость и эффективность. Идеальная реализация метода должна учитывать несколько итераций подбора и корректировки жесткостей. Однако применение предлагаемого метода в связке с обязательной проверочным нелинейным расчетом (Pushover или нелинейная динамика) эффективно устраняет необходимость выполнения большого количества итераций в рамках самого ЛСМ, делая процесс проектирования более эффективным.

Учет современных конструктивных решений. Метод позволяет учитывать в расчетной модели разнородные элементы, включая демпфирующие устройства, сейсмоизоляторы, элементы с включающимися или выключающимися связями, для которых можно определить зависимость «усилие-деформация».

Предлагаемая методика занимает стратегически важное положение в процессе проектирования. Она позволяет на этапе предварительного расчета сформировать обоснованную расчетную схему с заданным распределением повреждений, которая затем верифицируется более точными, но ресурсоемкими нелинейными методами. Такой подход не является альтернативой нелинейным расчетам, а служит их осознанным дополнением, значительно повышая обоснованность и экономическую эффективность проектных решений при обеспечении необходимой надежности сооружений.

Ожидается, что учет перераспределения усилий в конструктивных элементах после образования повреждений позволит качественно согласовать зоны образования повреждений в схеме при расчете по ЛСМ с результатами нелинейных статических или динамических методов расчета. Это особенно важно для реализации принципов performance-based design, где контроль за поведением конструкции на различных уровнях интенсивности воздействия становится определяющим фактором.

Пример применения методики линеаризации расчетной схемы в окрестности заданного уровня повреждений рассмотрен в 4 главе.

3.3.Расширенный и упрощенный наборы коэффициентов для универсального варианта ЛСМ

Результирующая формула для определения сейсмической нагрузки показана в выражении (48). Спектральная кривая определена по формуле (49). Предлагаемый вариант ЛСМ содержит минимальный набор коэффициентов, однако обеспечивает учет современных и перспективных требований для проектирования:

1. Интенсивность воздействия определяется параметром PGA_0 , который в свою очередь зависит от ожидаемой повторяемости воздействия.
2. Нет необходимости в применении коэффициента отклонения затухания от базового – коэффициент динамичности учтен прямым образом. Величина динамического ответа зависит от средневзвешенного затухания в системе. В методе заложен учет затухания по формам колебаний пропорционально энергии деформаций
3. Повреждения в предлагаемом варианте ЛСМ моделируются неоднородно и учитываются в виде повышенного затухания в повреждаемых конструктивных элементах.
4. Предлагаемый метод позволяет рассматривать несколько сценариев поведения конструкции, допуская применение многоуровневого проектирования.

$$S_{ik} = PGA_0(T_n) \cdot SA(T, \xi_i, \mu) \cdot m_k \cdot \eta_{ik} \quad (48)$$

$$SA(T, \xi_i, \mu) = K_{PGA}(T) \cdot \beta_i(\xi_i, T, \mu) \quad (49)$$

В работе предложено 2 набора коэффициентов, характеризующих общую сейсмическую нагрузку, которые обозначаются как расширенный и упрощенный.

Расширенный набор коэффициентов описывает сейсмическую нагрузку с учетом больших факторов, учитывающих специфику сейсмического воздействия, в том числе:

1. Учет скорости раскачивания сооружения
2. Учета специфики низкочастотного воздействия на сооружения
3. Определенную на основании обработки базы сильных воздействий зависимость $PGA(T_{eq})$

Для данного набора коэффициентов используются зависимости (50) и (51), полученные в предыдущих разделах, а коэффициент K_{pga} определяется по формуле (52). Получаемая по данной методике нагрузка приведена на рисунке 3.10.

$$\beta(T, \xi) = \frac{1 - e^{-\frac{2 \cdot \pi \cdot \xi \cdot (10 + 2.5 \cdot T)}{T}}}{(2 \cdot \xi)^{1 - 0.5 \cdot e^{-0.1 \cdot T}}} \quad (50)$$

$$PGA(T) = 12.64 \cdot e^{-\left(\frac{T+7.73}{4.16}\right)} + \frac{29.76}{(T + 2.52)^2} \quad (51)$$

$$K_{PGA}(T) = \frac{PGA(T)}{PGA(0.4)} \quad (52)$$

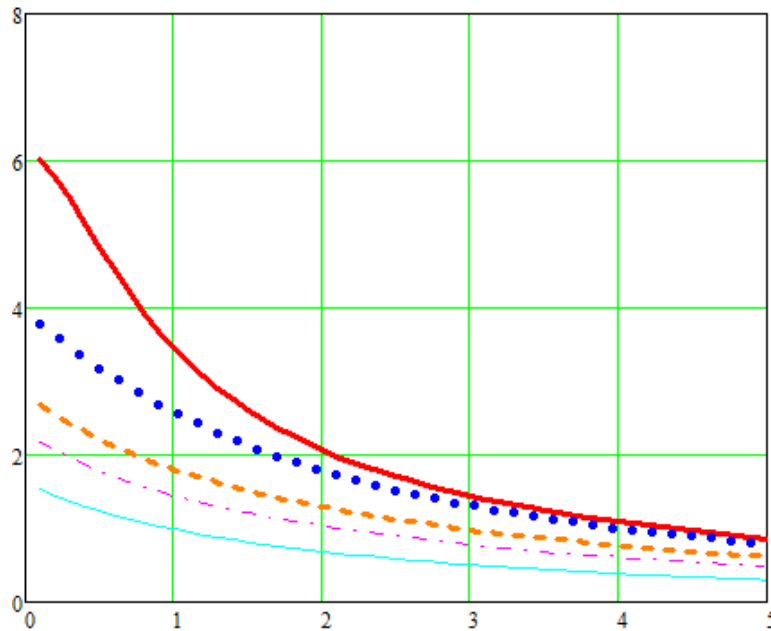


Рисунок 3.10 Полученные значения нагрузки с учетом расширенной системы коэффициентов на единицу массы для $PGA_0=1m/c^2$ в зависимости от периода колебаний. Сверху вниз для $\xi=0.02;0.05;0.1;0.15;0.3$

Ввиду ожидаемого отсутствия значительного количества детальных исходных данных при проектировании массовых сооружений предложена упрощенная система коэффициентов, которая в значительной степени наследует параметры современных нормативных документов, расширяя и обосновывая некоторые из них.

Для данного набора коэффициентов используются зависимости (53), (50) и (54), полученные в предыдущих разделах. Получаемая в результате нагрузка приведена на рисунке 3.11.

$$\beta(\xi) = \frac{1}{\xi^{0.45}} \quad (53)$$

$$K_{PGA}(T) = 1 - e^{-\left(\frac{T}{1.4}\right)^{-2}} \quad (54)$$

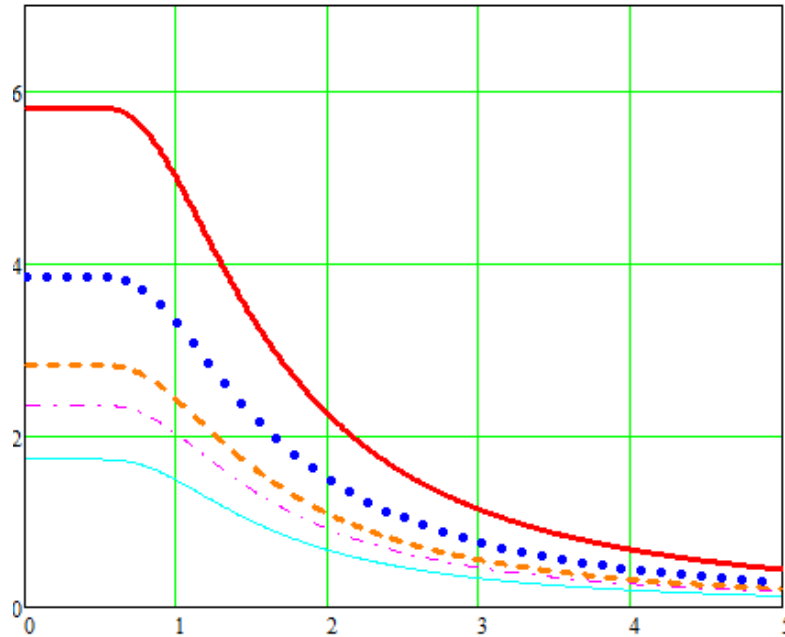


Рисунок 3.11 Полученные значения нагрузки с учетом упрощенной системы коэффициентов на единицу массы для $PGA_0=1\text{ м/с}^2$ в зависимости от периода колебаний. Сверху вниз для $\xi=0.02;0.05;0.1;0.15;0.3$

3.4. Выводы по главе 3

Выполненные исследования позволяют сделать следующие выводы:

1. Разработана методика учета затухания в рамках ЛСМ, основанная на определении абсолютного значения динамического коэффициента $\beta(\xi)$, а не на применении коэффициента коррекции K_ψ к нормативному спектру.
2. Предложены два практических набора зависимостей для $\beta(\xi)$:
 - Расширенный — на основе обработки полной базы акселерограмм, учитывающий длительность воздействия и специфику низкочастотных воздействий.

$$\beta(T, \xi) = \beta_\infty(\xi) \cdot K_\tau(T, \xi) = \frac{1 - e^{-\frac{-2 \cdot \pi \cdot \xi \cdot (10 + 2.5 \cdot T)}{T}}}{(2 \cdot \xi)^{1 - 0.5 \cdot e^{-0.1 \cdot T}}}$$

- Упрощенный — на основе осреднения в диапазоне периодов 0-3 с, обеспечивающий преимущество с действующими нормами для массового проектирования.

$$\beta(\xi) = \frac{1}{\xi^{0.45}}$$

3. Доказана несостоятельность применения единого коэффициента повреждений K_1 . Его использование не отражает реальной картины неравномерного распределения повреждений по конструкции и не пригодно для задач многоуровневого проектирования.
4. В качестве альтернативы предложен метод линеаризации схемы, позволяющий дифференцированно учитывать повреждения через задание коэффициентов пластичности μ для отдельных элементов. Это обеспечивает корректировку жесткости и демпфирования и позволяет моделировать заданные сценарии разрушения.
5. Предложенный подход кардинально расширяет область применения ЛСМ, делая его пригодным для расчета сложных и нестандартных систем (с элементами сейсмоизоляции, демпфирования, неоднородным распределением пластичности) и обеспечивая лучшую сходимость с результатами нелинейного анализа.

Глава 4. Применение предложений к расчету сооружений

4.1. Анализ результатов расчетов по предлагаемому методу и по действующим нормам для объектов массового строительства

4.1.1. Общие положения

К объектам массового строительства относятся здания от 3 до 6 этажей жесткой конструктивной схемы, сооружаемые на плотных нескальных основаниях в средних по степени опасности сейсмологических условиях. Для этих зданий используемые нормы проектирования обеспечивают необходимую сейсмостойкость, что подтверждается опытом прошлых землетрясений. Таким образом, предлагаемый метод должен обеспечить преемственность результатов расчета и, при необходимости, внести обоснованные уточнения.

Различия в системах расчетных коэффициентов предлагаемой и применяемой вариантах ЛСМ можно разделить на две группы: различия, обусловленные заданием расчетного балла и соответствующих ускорений и различием в задании расчетного спектра и учете демпфирования. Кроме того, предлагается усовершенствованный подход к учету повреждений сооружения, но эти отличия будут проанализированы в отдельном параграфе.

4.1.2. Оценка интенсивности сейсмической нагрузки

Обратимся сперва к заданию расчетного балла и величины PGA. В наших предложениях эти величины задаются, исходя из допустимой повторяемости предельного состояния и сейсмической опасности территории. Эти значения задаются на основе шкалы балльности [77]. Соответствующая методика изложена ранее в разделе 2 диссертационной работы. При проведении расчетов по предлагаемой методике за базу принята повторяемость предельного состояния (Расчетного воздействия) раз в 1000 лет. В таблице 4.1 приведены результаты расчетов для сооружения с 8-балльной сейсмичностью, проектируемого по карте В по Российским нормам, но с различной ситуационной сейсмичностью.

Таблица 4.1 Сопоставление величины PGA по предлагаемой методике и действующим нормам

Ситуационная сейсмичность	Расчетный балл		Повторяемость, годы		PGA, м/с ²	
	По СП 14	По нашим рекомендациям	По СП 14	По нашим рекомендациям	По СП 14	По нашим рекомендациям
I _A =6; I _B =8; I _C =8	8	7.1	1000	1000	2	1.18
I _A =7; I _B =8; I _C =8	8	7.4	1000	1000	2	1.6
I _A =7; I _B =8; I _C =9	8	7.7	1000	1000	2	2.17
I _A =8; I _B =8; I _C =9	8	8.1	1000	1000	2	2.95
I _A =8; I _B =8; I _C =10	8	8.4	1000	1000	2	4

Как видно из таблицы, в средних сейсмологических условиях (I_A=7; I_B=8; I_C=9) Величина PGA по СП 14 и нашим предложениям достаточно близка. Представляется вполне естественным, что в более опасных районах расчетные ускорения должны быть больше, а в менее опасных – меньше. Предлагаемая методика учитывает это обстоятельство и устраняет явный недостаток СП 14.

4.1.1. Оценка сейсмической нагрузки на 4-х этажное кирпичное здание

Рассмотрим далее оценку сейсмической нагрузки на кирпичное здание общежития, принятое по данным, аналогичным [67].

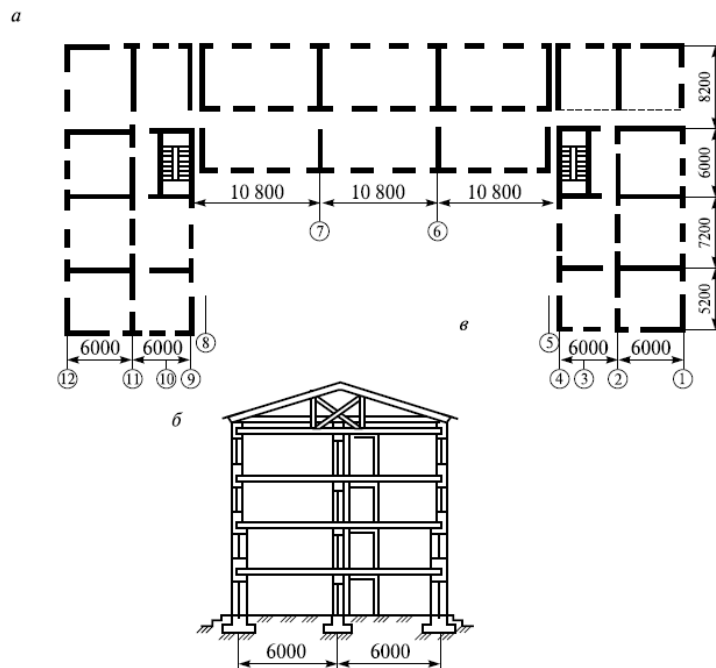


Рисунок 4.1 Рассматриваемая расчетная модель здания. А – план типового этажа, б – поперечный разрез, в расчетная схема

Рассматриваемое 4-х этажное здание с полной высотой 12 м. Общая масса зданий – 2000 тонн, что соответствует погонной распределенной массе 166,7 тонн/м. Площадь поперечного сечения несущих стен типового этажа $F=18 \text{ м}^2$, модуль сдвига материала стен – $G=600000 \text{ кН/м}^2$, дополнительно учтены коэффициенты $\gamma_{np}=0.75$ и $C_1=2.4$, учитывающие, соответственно, ослабление несущих стен проемами и неравномерное распределение касательных напряжений в элементах стен. Площадь фундамента составляет 110 м^2 , а момент инерции фундамента в рассматриваемом направлении составляет 2640 м^4 . Полученная сдвиговая жесткость здания определена по формуле (55).

$$\frac{F \cdot G \cdot \gamma_{np}}{C_1} = 3375000 \text{ кН} \quad (55)$$

Расчетная схема представляет собой консольный сдвиговой стержень, моделирующий здание, и одноузловую пружину, учитывающую сдвиговую и поворотную жесткость основания.

Рассмотрены три различных типа оснований – жесткое скальное основание, основание средней жесткости с модулем деформации грунта $E=30 \text{ МПа}$, и условно слабое основание с $E=15 \text{ МПа}$. Рассмотренные грунтовые условия соответствуют категориям грунтов 1, 2 и 3 по СП 14.13330.2018. Характеристики затухания и жесткости основания приняты по данным СП 26.13330.2012 [128] и Справочника геотехника [131].

$$C_z = b_0 \cdot E \cdot \left(1 + \frac{10}{A}\right) \quad (56)$$

$$C_x = 0.7 \cdot C_z \quad (57)$$

$$C_\varphi = 2 \cdot C_z \quad (58)$$

$$K_x = C_x \cdot A \quad (59)$$

$$K_{\varphi} = C_{\varphi} \cdot I \quad (60)$$

$$\xi_z = \frac{0.7}{\sqrt{p_m}} = 0.33 \quad (61)$$

$$\xi_x = 0.6 \cdot \xi_z = 0.20 \quad (62)$$

$$\xi_{\varphi} = 0.5 \cdot \xi_z = 0.16 \quad (63)$$

Где C_z , C_x , C_{φ} – соответственно коэффициенты упругого равномерного сжатия, равномерного сдвига и неравномерного сжатия грунта,

K_x , K_{φ} – сдвиговая и поворотная жесткость фундамента,

ξ_z , ξ_x , ξ_{φ} – параметры затухания в долях от критического, соответствующие вертикальным, сдвиговым и поворотным колебаниям основания

b_0 – коэффициент, m^{-1} , зависящий от вида грунта. В расчетах принят равным 1.

A – площадь подошвы фундамента, m^2 ,

I – момент инерции фундамента, m^4 ,

P_m – среднее давление под подошвой фундамента

Оценим необходимость учета основания в оценке сейсмостойкости сооружения по методике, описанной в [131]. Для этого определим безразмерные параметры

$$a_0 = \frac{\omega \cdot r}{v} \quad (64)$$

$$m_0 = \frac{m}{\rho \cdot r^3} \quad (65)$$

$$\kappa = \frac{K_x \cdot h^2}{K_{\varphi}} \quad (66)$$

Где a_0 – безразмерная частота колебаний сооружения,

m_0 – безразмерная масса сооружения,

k – соотношение сдвиговой и поворотной жесткости сооружения

ω – частота основного тона сооружения без учета основания

r – радиус штампа, равновеликий площади фундамента A , $A=\pi r^2$

ρ – плотность грунта основания, в расчетах принято значение $1,8 \text{ т/м}^3$

v – скорость распространения волн в грунте, м/с

Рассматриваемое здание характеризуется периодом собственных колебаний без учета основания $T=0.34 \text{ с}$, что соответствует круговой частоте $\omega=18.6 \text{ с}^{-1}$. Расчеты для грунта 2 категории с $E=30\text{МПа}$ представлены далее.

$$r = \sqrt{\frac{A}{\pi}} = \sqrt{\frac{110}{3.14}} = 5.9 \text{ м} \quad (67)$$

$$a_0 = \frac{18.6 \cdot 5.9}{250} = 0.43 \quad (68)$$

$$m_0 = \frac{2000}{1.8 \cdot 5.9^3} = 5.4 \quad (69)$$

Согласно рисунку 4.2, полученные значения безразмерных параметров попадают в область 4. Для данной области необходимо учитывать влияние жесткости основания на сейсмическую нагрузку, т.к. полученное значение k лежит ниже кривой k^* .

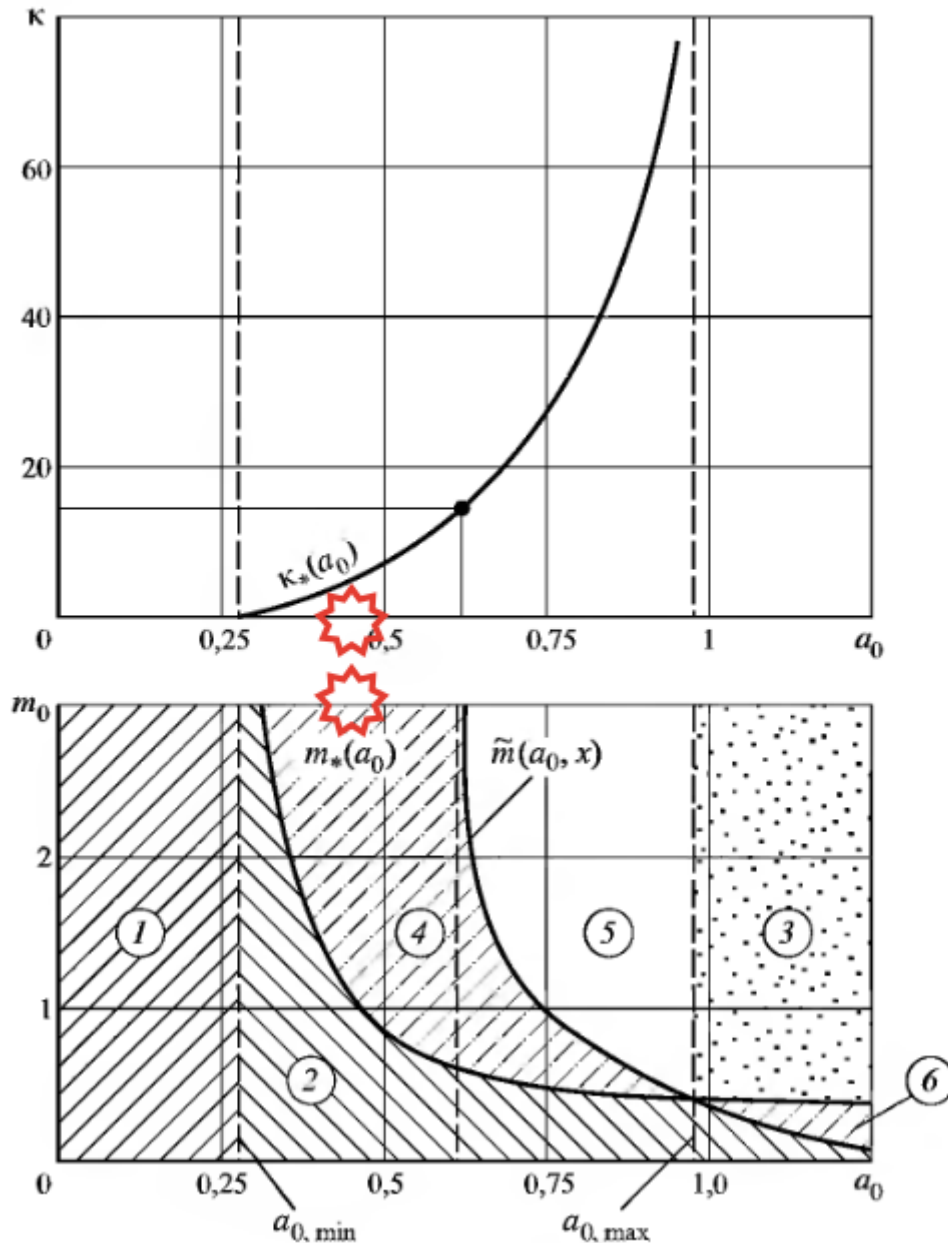


Рисунок 4.2 Выделение на плоскости m_0 - a_0 зон различного влияния основания на колебания системы

Оценка сейсмической нагрузки выполнена в ПК Midas Civil. Расчет выполнен на спектральные кривые, соответствующие СП 14.13330.2018, СНиП II-7-81 и по предлагаемому методу расчета с учетом расширенного набора коэффициентов. Оцениваемая количественная характеристика сейсмической нагрузки – суммарный сдвиг в основании сооружения. Для удобства сопоставления результатов принято $PGA=2 \text{ м/с}^2$ для всех расчетных случаев, повреждения в здании не рассматривались ($K_1=1$) и параметр затухания для СП и СНиП принят $K_\psi=1$. Затухание определено

пропорционально энергии деформаций по формуле (70), начальное затухание в долях от критического для материала здания принято 0.05.

$$\xi_i = \frac{\sum_{n=1}^N \xi_n \cdot \varphi_{n,i}^T \cdot K_n \cdot \varphi_{n,i}}{\sum_{n=1}^N \varphi_{n,i}^T \cdot K_n \cdot \varphi_{n,i}} \quad (70)$$

Где i – номер формы колебаний, n – номер рассматриваемого элемента, N – общее число элементов в схеме, K – жесткость рассматриваемого элемента, φ – форма колебаний

Общий вид расчетной схемы показана на рисунке Рисунок 4.3, формы колебаний для расчетных случаев показаны на рисунке 4.4, а результаты расчета сведены в таблицу 4.2.

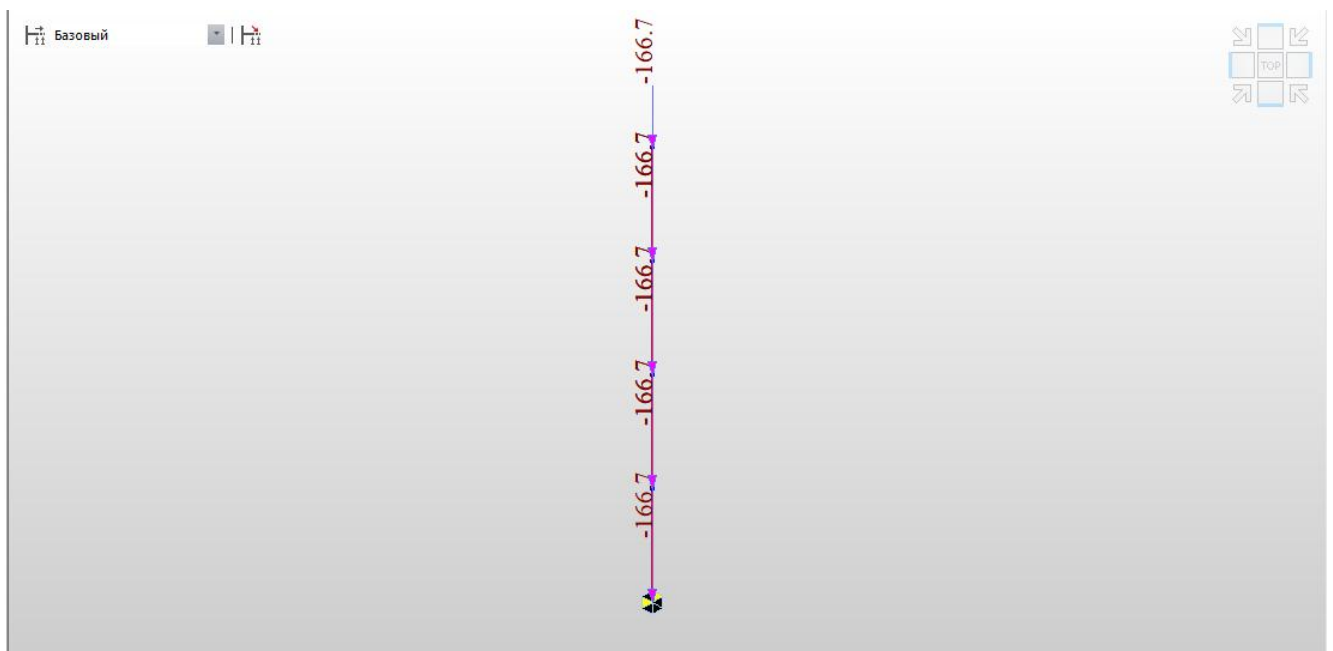


Рисунок 4.3 Общий вид расчетной схемы в ПК Midas Civil

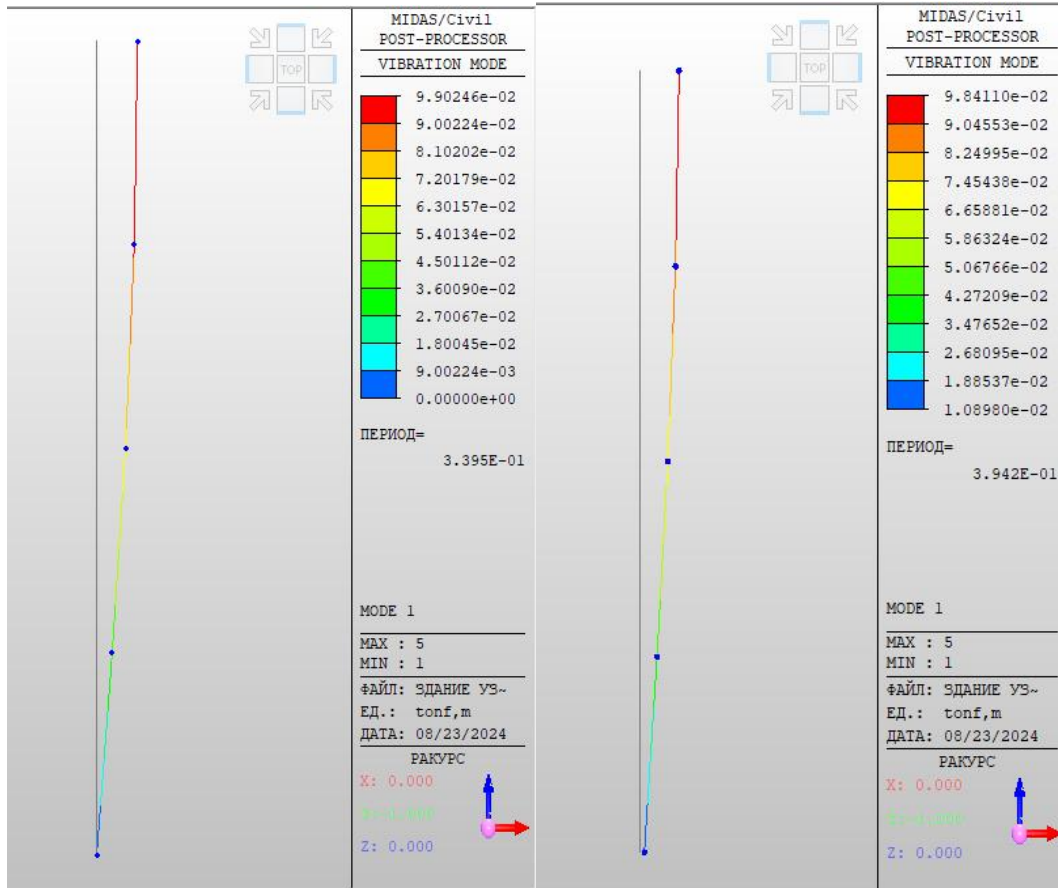


Рисунок 4.4 Формы колебаний сооружения, слева – на жестком основании, справа – на основании с $E=30$ МПа

Таблица 4.2 Сводная таблица с результатами расчета

Категория грунтов	№ расчетного случая	Расчетный случай	Период, с	Затухание по основной форме в долях от критического	Суммарная нагрузка в уровне основания, тс	Отношение к результатам по предлагаемому методу	Коэффициент динамичности или $\beta \cdot K_{pга}$
I	1	СП 14	0.34	0.05	810	0.74	2.5
I	2	СНиП		0.05	950	0.86	3
I	3	Предлагаемое		0.05	1102	1.00	3.4
II	4	СП 14	0.39	0.05	864	0.98	2.5
II	5	СНиП		0.05	934	1.06	2.7
II	6	Предлагаемое		0.084	878	1.00	2.53
III	7	СП 14	0.44	0.05	890	1.13	2.5
III	8	СНиП		0.05	714	0.90	2
III	9	Предлагаемое		0.105	790	1.00	2.21

4.1.1. Оценка сейсмической нагрузки на крупнопанельное 9-ти этажного здания

Рассмотрим оценку сейсмической нагрузки на крупнопанельное 9-ти этажное здание. Расчетный пример принят по рекомендациям для проектирования фундаментов в сейсмических районах [118].

Высота здания $H=27$ м; ширина $b=12$ м; длина $l=80$ м. Равномерно распределенная масса по высоте здания $m=350$ т/м. Площадь стен здания в плане $F=120$ м²; момент инерции площади сечения стен здания $I=500$ м⁴. Фундаменты ленточные (перекрестные) с расстоянием между поперечными осями 2,6 и 3,2 м и шириной ленты 0,4 м. Расчетная площадь подошвы фундамента, определенная как для сплошной плиты, $A=960$ м²; момент инерции площади подошвы фундамента $I_0=12000$ м⁴; коэффициенты проемности стен $\gamma_{пр}=0.64$ и формы сечения $C_1=2.4$. Модуль упругости материала стен при сжатии $E=20000000$ кН/м², при сдвиге $G=8000000$ кН/м².

Как и в предыдущем примере, Рассмотрено 3 различных параметров основания – жесткое скальное основание, основание средней жесткости с модулем деформации грунта $E=40$ МПа, и условно слабое основание с $E=15$ МПа. Рассмотренные грунтовые условия соответствуют категориям грунтов 1, 2 и 3 по СП 14.13330.2018. Характеристики затухания и жесткости основания приняты по данным СП 26.13330.2012 [128] и Справочника геотехника [131]. Расчеты жесткости и затухания выполнены по формулам (54) - (63) с подстановкой аргументов, соответствующих рассматриваемому зданию.

Сперва оценим целесообразность учета влияния основания при оценке сейсмостойкости. Для этого определим безразмерные параметры, указанные в формулах (64), (65) и (66). Рассматриваемое здание характеризуется периодом собственных колебаний без учета основания $T=0.274$ с, что соответствует круговой частоте $\omega=22.95$ с⁻¹. Расчеты для грунта 2 категории с $E=30$ МПа представлены далее.

$$r = \sqrt{\frac{A}{\pi}} = \sqrt{\frac{960}{3.14}} = 17.5 \text{ м} \quad (71)$$

$$a_0 = \frac{23 \cdot 17.5}{290} = 1.39 \quad (72)$$

$$m_0 = \frac{9450}{1.8 \cdot 17.5^3} = 0.98 \quad (73)$$

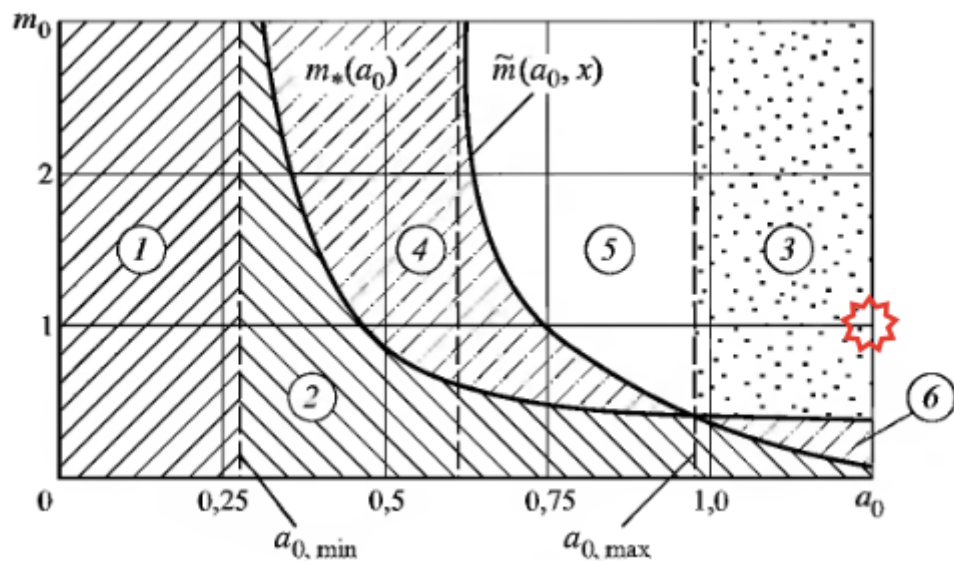


Рисунок 4.5 Выделение на плоскости m_0 - a_0 зон различного влияния основания на колебания системы

Согласно рисунку 4.5, полученные значения безразмерных параметров попадают в область 4. Для данной области необходимо учитывать влияние жесткости основания на сейсмическую нагрузку.

Оценка сейсмической нагрузки выполнена в ПК Midas Civil. Расчет выполнен на спектральные кривые, соответствующие СП 14.13330.2018, СНиП II-7-81 и по предлагаемому методу с учетом расширенного набора коэффициентов. Оцениваемая количественная характеристика сейсмической нагрузки – суммарный сдвиг в основании сооружения. Для удобства сопоставления результатов принято $\text{PGA}=1 \text{ м/с}^2$ для всех расчетных случаев, повреждения в здании не рассматривались

($K_1=1$) и параметр затухания для СП и СНиП принят $K_\psi=1$. Затухание определено пропорционально энергии деформаций по формуле (70), начальное затухание в долях от критического для материала здания принято 0.05.

Общий вид расчетной схемы приведен на рисунке 4.6. Результаты расчетов для всех рассмотренных случаев сведены в таблицу 4.3.

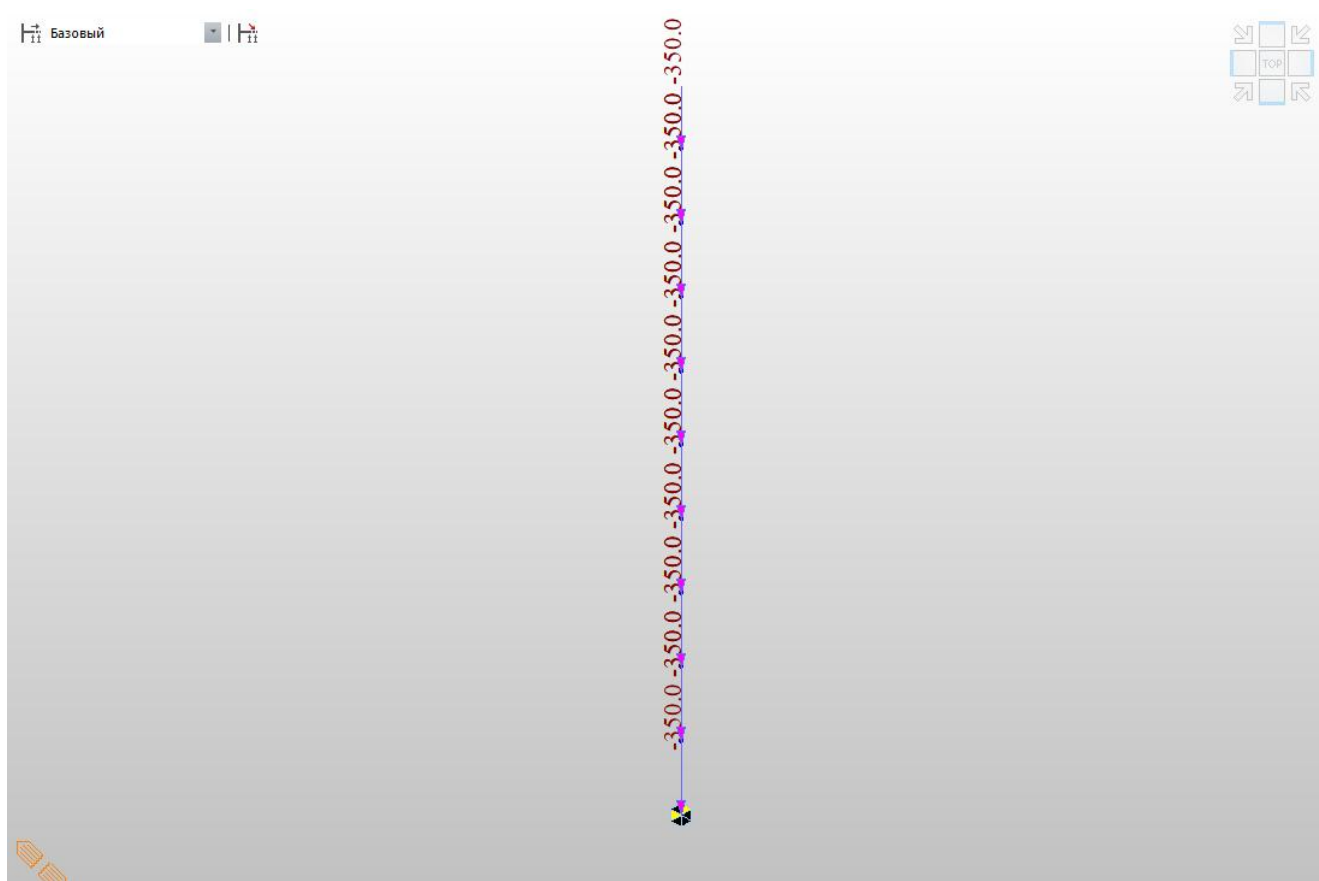


Рисунок 4.6 Общий вид расчетной схемы

Таблица 4.3 Сводная таблица с результатами расчета

Категория грунтов	№ расчетного случая	Расчетный случай	Период, с	Затухание по основной форме в долях от критического	Суммарная нагрузка в уровне основания, тс	Отношение к результатам по предлагаемому методу	Коэффициент динамичности или $\beta \cdot K_{pга}$
I	1	СП 14	0.27	0.05	1628	0.69	2.5
I	2	СНиП		0.05	1993	0.85	3
I	3	Предлагаемое		0.05	2347	1.00	3.5
II	4	СП 14	0.36	0.05	1853	0.92	2.5
II	5	СНиП		0.05	2028	1.01	2.7
II	6	Предлагаемое		0.077	2015	1.00	2.7
III	7	СП 14	0.45	0.05	1947	1.05	2.5
III	8	СНиП		0.05	1558	0.84	2
III	9	Предлагаемое		0.092	1859	1.00	2.36

4.1.1. Выводы по результатам расчетов типовых зданий

Для иллюстрации полученных результатов сопоставим принятые в расчет спектральные кривые, по данным актуального СП 14, СНиП 1981 и по предлагаемому варианту ЛСМ. Сопоставление кривых показано на рисунке 4.7. Область зоны, где интенсивность сейсмической нагрузки, определенной по формуле (74) для затухания в долях от критического в диапазоне между 0.05-0.1 близка к значениям коэффициентов динамичности по нормативным документам располагается в области диапазона периодов 0.2 – 0.5 с.

$$SA(T, \xi_i, \mu) = K_{PGA}(T) \cdot \beta_i(\xi_i, T, \mu) \quad (74)$$

Для гибких конструкций с $T > 0.5$ с. интенсивность сейсмической нагрузки по предлагаемому варианту ЛСМ превышает нормативные значения. Именно для таких конструкций обычно характерно значение коэффициента отклонения затухания от базового $K_\psi > 1$, что в определенных случаях увеличивает интенсивность нормативной нагрузки.

Для жестких сооружений с $T < 0.2$ с. интенсивность сейсмической нагрузки по предлагаемому варианту ЛСМ превышает нормативные значения. Полученные результаты в корне противоположны действующим нормативным документам, которые предполагают, что при рассмотрении «абсолютно жесткого» осциллятора, коэффициент динамичности принимается равным 1. Следует обозначить, что определенные мысли о существенной интенсивности высокочастотной сейсмической нагрузки высказывались И. Л. Корчинским при анализе разрушения памятников [89], в том числе кривая коэффициента динамичности полагалась по форме, показанной на рисунке 4.8. Ожидается, что при рассмотрении жестких сооружений, подходы линейно-спектрального метода расчета могут быть неприменимы ввиду особенностей взаимодействия расчетной схемы с основанием.

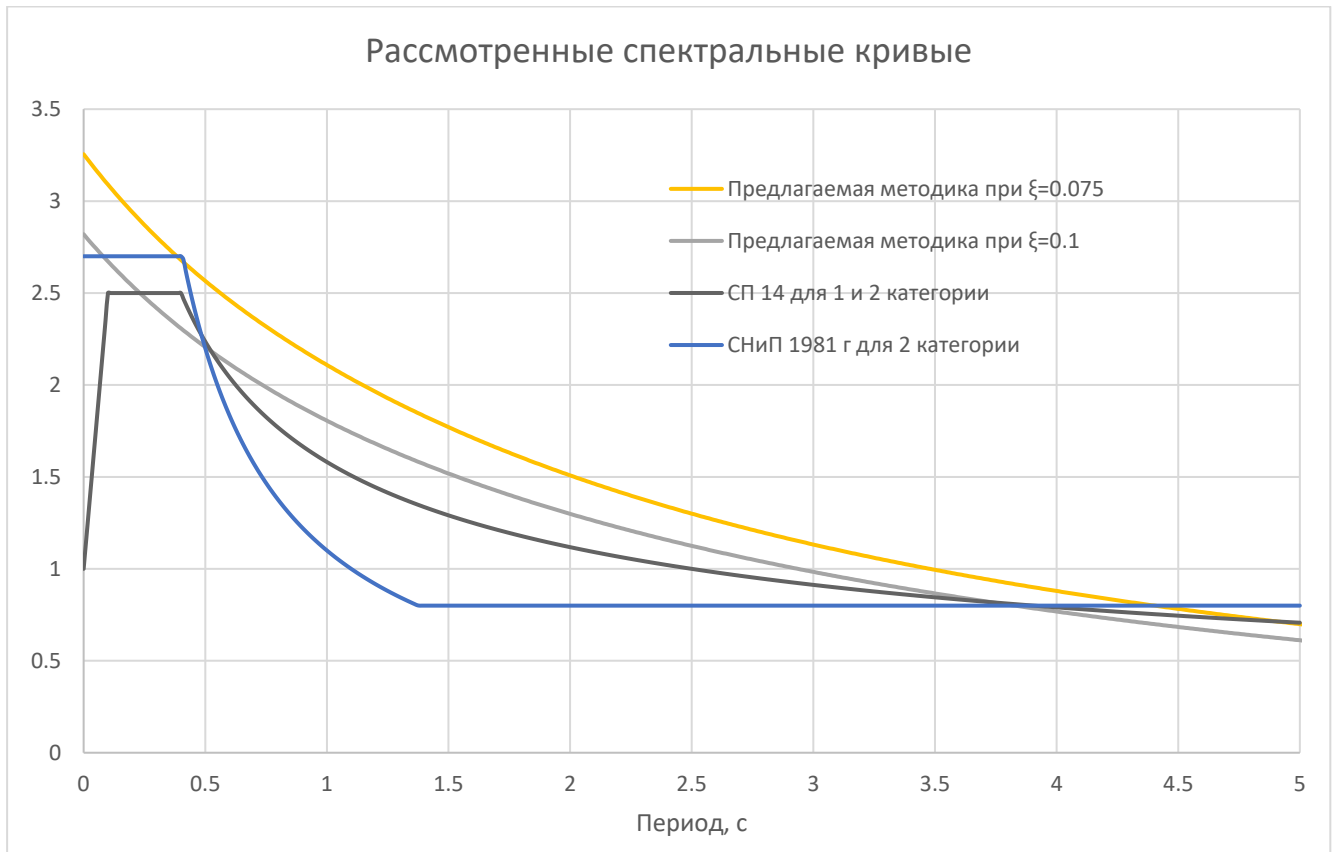


Рисунок 4.7 Сопоставление рассмотренных спектральных кривых

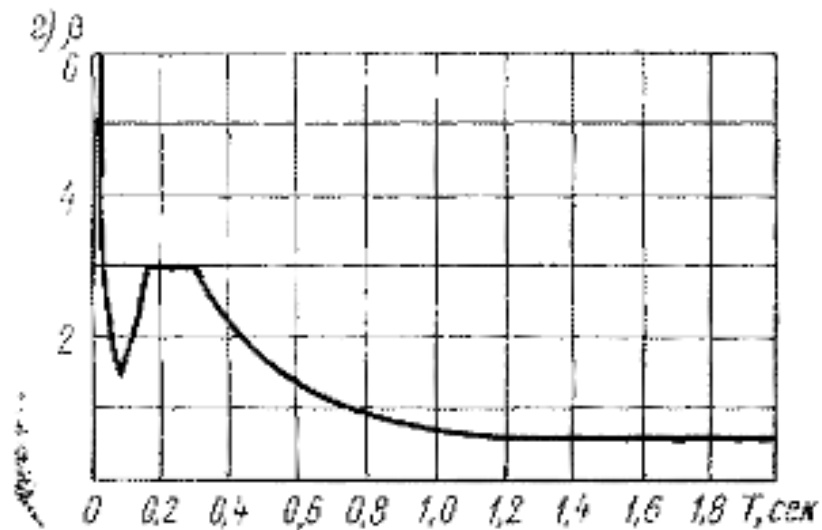


Рисунок 4.8 Кривая коэффициента динамичности с учетом интенсивного участка для $T < 0.05$ с

Анализируя результаты проведенных исследований, можно сделать приведенные ниже выводы. При этом следует учитывать, что при сравнении вариантов расчета сейсмичность для площадки строительства считается заданной с учетом фактических грунтовых условий.

1. Предлагаемый вариант ЛСМ для типовых сооружений на податливом основании, периоды упругих колебаний которых не превышают 0.5 с, в целом наследует имеющиеся результаты СП 14.13330.2018 и СНиП 1981 года. Жесткость грунта при этом соответствует грунтам 2 категории СП 14.13330.2018.
2. Полученные результаты в целом иллюстрируются анализом графиков спектральных кривых, показанных на рисунке 4.7. Учитывая, что среднее затухание в системе «сооружение-основание» будет между 0,075 и 0,1 от критического значения, спектральные кривые имеют схожие ординаты в диапазоне периодов от 0.2 до 0.5 с. Именно этот факт и определяет наследование результатов действующих норм для типовых сооружений.
3. Предлагаемый вариант ЛСМ учитывает влияние затухания и жесткости основания, а методики, описанные в СП 14 – только жесткости основания.
4. Для сооружений на скальных основаниях (1 категории по СП 14.13330.2018) при той же сейсмичности площадки строительства получено увеличение сейсмической нагрузки по предлагаемому варианту ЛСМ по сравнению с нормативной. Качественно этот результат соответствует форме кривых по СНиП 1981 года и объясняется увеличением пиковых ускорений на коротких периодах и слабой рассеивающей способностью скальных грунтов.
5. Для слабых грунтов (3 и 4 категории по СП 14.13330.2018) при той же ситуационной сейсмичности площадки строительства получено снижение сейсмической нагрузки относительно более плотных грунтовых условий. Получаемый уровень нагрузки находится в диапазоне значений по СП и СНиП. Качественно этот результат соответствует форме кривых по СНиП 1981 года и объясняется существенной рассеивающей способностью слабых грунтов.

4.2. Расчет системы с неоднородным демпфированием

Для анализа систем с затуханием по актуальным нормам СП 14.13330.2018 коэффициент отклонения затухания от базового для гибких сооружений характеризуется директивными коэффициентами 1.5 и 1.3, которые всегда больше 1. По предлагаемому варианту ЛСМ получается определять коэффициент затухания аккуратнее – с учетом влияния жесткости и затухания в системе по формам колебаний.

В качестве примера рассмотрена расчетная модель водонапорной металлической башни высотой 20.5 м в 9-балльном районе. Расчет выполнен аналитическим методом. Задача принята по примеру расчета из инструкции по расчету зданий и сооружений на сейсмические воздействия [83]. Расчетная модель представлена в виде одномассовой системы с возможностью учета жесткости и затухания в основании при переменных грунтовых условиях: рассмотрены плотные скальные грунты, грунты средней жесткости и слабые грунты. В расчете жесткость основания учитывается через поворотную пружину с отличным от башни характеристикой затухания. Затухание в грунте учитывается при помощи модели с $\frac{1}{2}$ степенью свободы по формулам, представленным в таблице 4.4. Коэффициент затухания в основной конструкции башни принимается $\xi=0,025$. Результирующее затухание в системе принимается пропорциональным деформации по формуле (70).

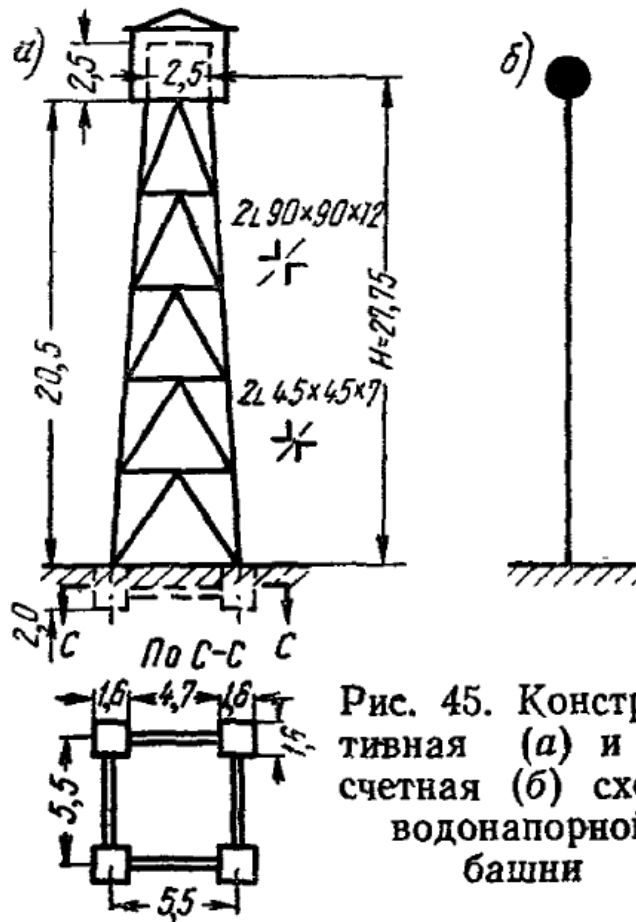


Рисунок 4.9 Геометрические параметры сооружения и расчетная схема

Таблица 4.4 Формулы для определения жесткости и затухания в грунте при рассмотрении взаимодействия с грунтом в виде модели с $\frac{1}{2}$ степенью свободы

Тип колебаний	Жесткость C_1	Коэффициент вязкого демпфирования b_1
Вертикальные	$\frac{4Gr}{1-\nu}$	$\frac{4F\rho V_2}{\gamma_2(1-\nu)\pi}$
Горизонтальные	$\frac{8Gr}{2-\nu}$	$FV\rho_2$
Поворотные	$\frac{2}{9}\pi^2 Gr^3 (1,862 - 0,55\omega_0)$	$\frac{2}{9}\pi^2 r^4 \rho V_2 \cdot 0,19\omega_0$

Повреждения в расчете не рассматриваются. К расчету принято 9-балльное землетрясение, $PGA_0=4 \text{ м/с}^2$. К расчету приняты динамические коэффициенты по расширенному набору коэффициентов. Сами аналитические вычисления

приведены в приложении 1, а далее будут представлены основные выкладки, необходимые для иллюстрации результатов.

Таблица 4.5 Сводные результаты расчета для стальной башни

Случай расчета	Суммарная нагрузка по предлагаемому м, тс	Коэффициент отклонения затухания от базового K_{ψ}
Скальные грунты	29.8	1.8
Средние грунты	30.1	1.82
Слабые грунты	30.4	1.84
Нагрузка, соответствующая $\xi=0.08$	16.5	1

В таблице 4.5 показано, что полученный коэффициент затухания колебаний от базового получен около 1.8 и не зависит от динамических характеристик системы «сооружение-основание».

Оценим полученные результаты путем оценки безразмерных параметров a_0 и m_0 по формулам (64) и (65) на предмет необходимости учета основания при оценке сейсмической нагрузки. Полученные значения параметров показаны на рисунке 4.10.

Оценка необходимости учета жесткости основания на сейсмостойкость

Круговая частота башни без учета жесткости фундаментов

$$\omega_0 := \frac{2 \cdot \pi}{T_0} = 15,8573 \frac{1}{\text{с}}$$

Радиус штампа, равновеликий площади фундамента

$$r := \sqrt{\frac{4 \cdot (F_f + F_{ftr})}{\pi}} = 4,4223 \text{ м}$$

Плотность грунта

$$\rho := 2 \frac{\text{т}}{\text{м}^3}$$

Безразмерная частота колебаний сооружения a_0

$$a_{01} := \frac{\omega_0 \cdot r}{V_1} = 0,0877 \quad a_{02} := \frac{\omega_0 \cdot r}{V_2} = 0,2805 \quad a_{03} := \frac{\omega_0 \cdot r}{V_3} = 0,4675$$

Безразмерная масса сооружения

$$m_0 := \frac{m_1}{\rho \cdot r^3} = 0,0902$$

Рисунок 4.10 определение безразмерных параметров для оценки необходимости учета жесткости основания на сейсмическую нагрузку

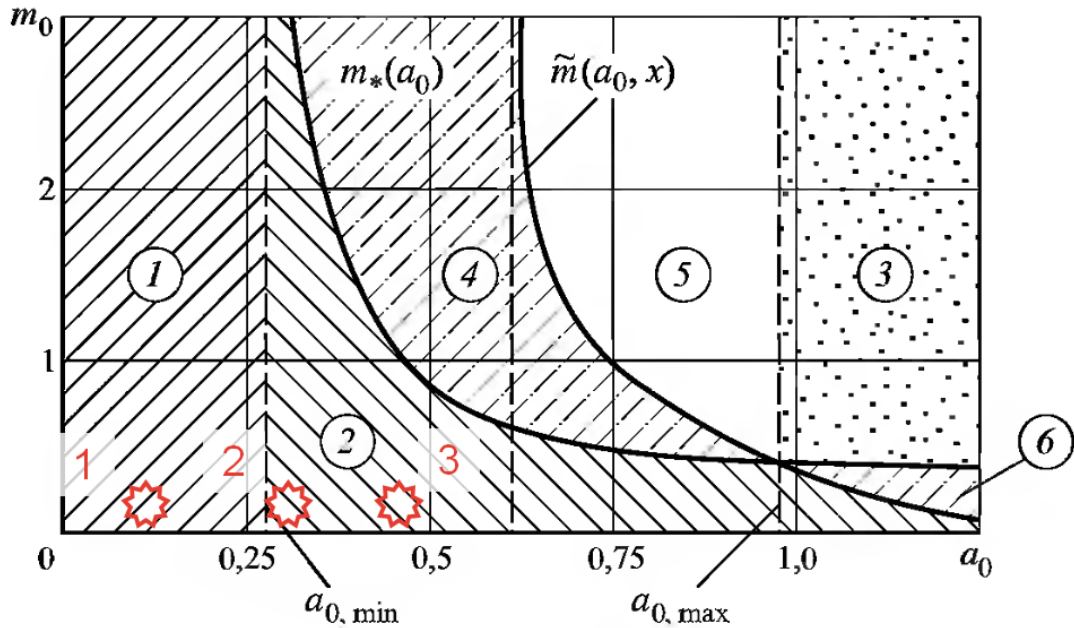


Рисунок 4.11 Выделение на плоскости m_0 - a_0 зон различного влияния основания на колебания системы

Согласно рисунку 4.11, полученные значения безразмерных параметров попадают в область 1 и 2. Для данных областей влияние основания несущественно, что и было получено.

В тоже время, если предположить, что башня имеет аналогичные прочностные и жесткостные характеристики, но сделана из бетона с затуханием в долях от критического $\xi=0.05$, нагрузка, приходящаяся на сооружение, меняется. Обновленные результаты приведены в таблице 4.6.

Таблица 4.6 Сводные результаты расчета для железобетонной башни

Случай расчета	Суммарная нагрузка по предлагаемому методу, тс	Коэффициент отклонения затухания от базового K_ψ
Скальные грунты	21.1	1.27
Средние грунты	21.3	1.29
Слабые грунты	21.7	1.31
Нагрузка, соответствующая $\xi=0.08$	16.5	1

В заключении, рассмотрим предложенную методику учета повреждений в системе, которая также выражена в изменении затухания в системе. Как уже было показано

в разделе, описывающем учет повреждений, предлагается учитывать повреждения в конструктивном элементе путем снижения его жесткости, увеличения затухания в конкретном элементе, и определения суммарного затухания, определяемого пропорционально энергии деформаций. Обновленные результаты приведены в таблице 4.7.

Таблица 4.7 Сводные результаты расчета для железобетонной башни с учетом повреждений

Случай расчета	Суммарная нагрузка по предлагаемому методу, тс	Коэффициент отклонения затухания от базового K_{ψ}
Скальные грунты	10	0.6
Средние грунты	10.1	0.61
Слабые грунты	10.3	0.62
Нагрузка, соответствующая $\xi=0.08$	16.5	1

Таким образом проиллюстрировано, что предлагаемая вариант ЛСМ расширяет возможность учета затухания в зависимости от параметров элементов системы. Она убирает противоречия норм, связанные отсутствием разницы в затухании стальных и железобетонных конструкций и позволяет определять фактический коэффициент отклонения затухания от базового с учетом влияния соответствующих элементов в схеме. Также проиллюстрирована методика учета повреждений в схеме, которая выражается в виде замены начального параметра затухания в системе на эффективное затухание, зависимое от принимаемого коэффициента пластичности.

4.3. Расчет системы с прогнозированием неоднородных повреждений

4.3.1. Общие положения учета повреждений

Оценим сейсмостойкость пролетного строения с опорами переменной высоты. Конструкция пролетного строения – температурно-неразрезная, 4 пролета по 33 м. Высота крайних промежуточных опор 10 м, а центральной – 22.5 м. В первую итерацию оценим распределение повреждений при постановке неподвижных опорных частей на каждой опоре с целью равномерного распределения сейсмической реакции на несколько пролетов. Общий вид расчетной схемы показан на рисунках 4.13 и 4.14, а принятое сечение опоры показано на рисунке 4.12.

Сейсмическое воздействие на мосты в первую очередь влияет на опоры, для типовых длин пролетов конструкция пролетных строения обычно выдерживает сейсмические воздействия без разрушений. Важным фактором при оценке сейсмостойкости мостов является оценка не только несущей способности опор, но и деформаций пролетных строений, которая может быть ограничена конструктивными особенностями деформационных швов и ходом подвижных опорных частей.

Данные сечения

БД / Пользователь

ID сечения: 2

Имя: Опора

Сечение:

Пользователь

База данных: GOST

Сборное сечение

Использовать данные одного уголка

База данных сечения: GOST

Н: 1.5 m

В: 15

Смещение: Центр-Центр

Учесть деформацию сдвига

Учесть эффект искривления (7-я СВ)

Показать результаты расчетов...

Рисунок 4.12 Геометрия опоры

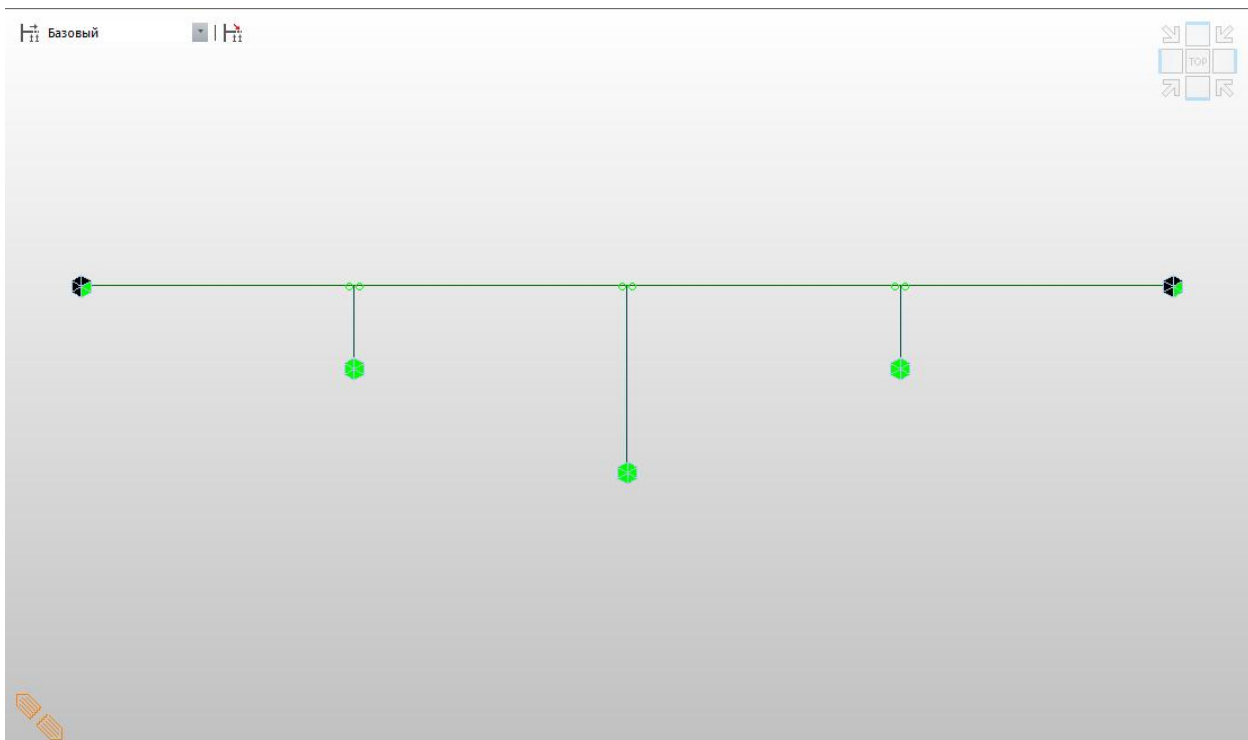


Рисунок 4.13 Расчетная схема моста

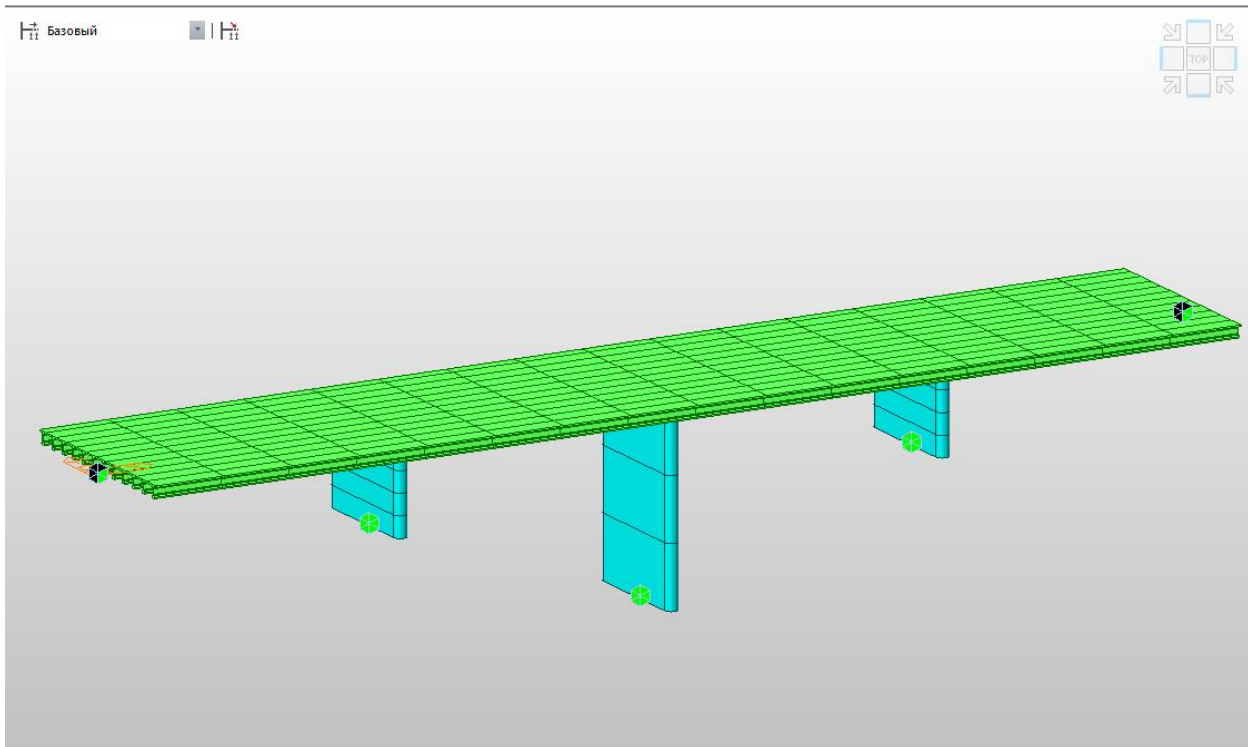


Рисунок 4.14 Общий вид расчетной схеме в теле

Для расчета принято $PGA=0,4g$, затухание в конструкции учитывается с учетом базового значения $0,05$ в долях от критического и K_1 принимается равным $0,37$ как для мостов 2 класса сейсмостойкости по [129]. Скальное основание примем скальное с затуханием $0,05$ в долях от критического.

4.3.1. Расчетный случай 1. Однородное распределение повреждений.

Сперва примем единый коэффициент $K_1=0,37$ для всех элементов и оценим поведение конструкции в предположении упругопластической работы опорного сечения с предельным моментом, соответствующим расчету по ЛСМ.

В расчете по предлагаемому варианту ЛСМ учтем коэффициент пластичности $\mu=5$ во всех опорах (в пролете повреждения не допускаются), для которого понижающий коэффициент к жесткости примем равным $0,4$ от начальной жесткости и эффективное затухание в элементе, равное $0,21$ в долях от критического. Расчеты коэффициентов к жесткости и периоду выполнены по формулам (44), (45) и (47) и показаны в формулах (75) и (76).

$$dK = \frac{K_e}{K_{eff}} = 5^{0.57} = 2.5 \quad (75)$$

$$\xi_{eff} = 0.05 + 0.1 \cdot \ln(5) = 0.21 \quad (76)$$

Таблица 4.8 Сопоставление результатов при однородном учете повреждений во всех опорах моста

Расчетный случай 1. Однородные повреждения	Период	Затухание по 1 форме в долях от критического	Момент в низкой опоре, тс*м	Момент в высокой опоре, тс*м	Мах деформация (K1=1), мм
Единый коэффициент K1	0.554	0.05	13300	3700	103
Предлагаемый вариант ЛСМ, одинаковые повреждения во всех опорах	0.875	0.21	14700	4175	105

Полученные результаты в целом соответствуют учету единого коэффициента допускаемых повреждений, одновременно учитывая увеличение периода колебаний по преобладающей форме собственных колебаний и по результатам расчета имеется возможность определять перемещения и усилия без рассмотрения разных коэффициентов допускаемых повреждений K_1 .

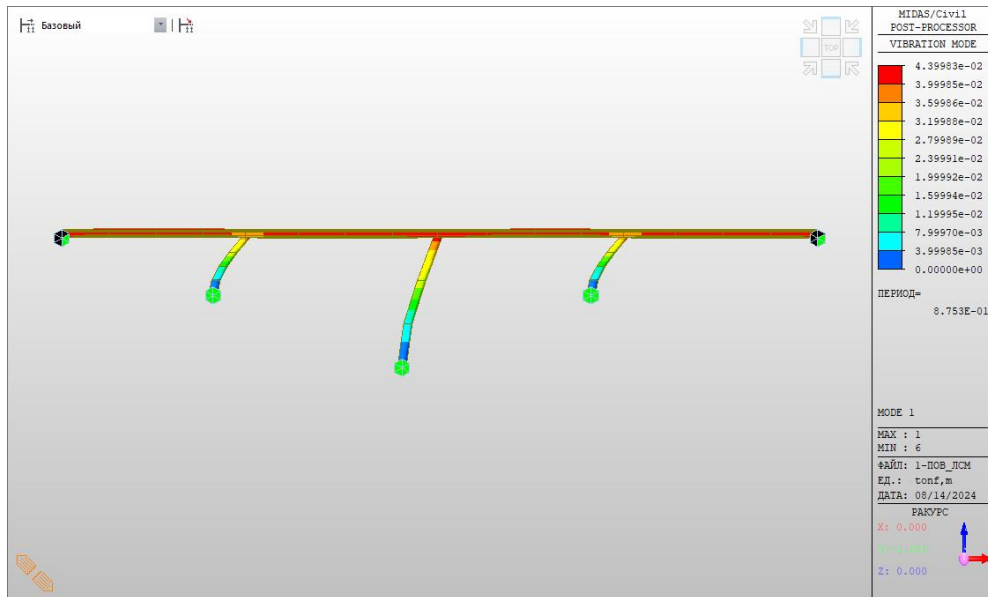


Рисунок 4.15 Продольная форма колебаний моста при оценке сейсмостойкости по предлагаемому методу

Линейно-спектральный расчет проверен расчетом прямым динамическим методом в предположении, что диаграмма деформирования опоры соответствует упругопластической работе до предельного момента, соответствующего усилию по результатам расчета по ЛСМ.

Для анализа результатов выполнен расчет на классическую акселерограмму Эль Центро, которая показана на рисунке 4.16.

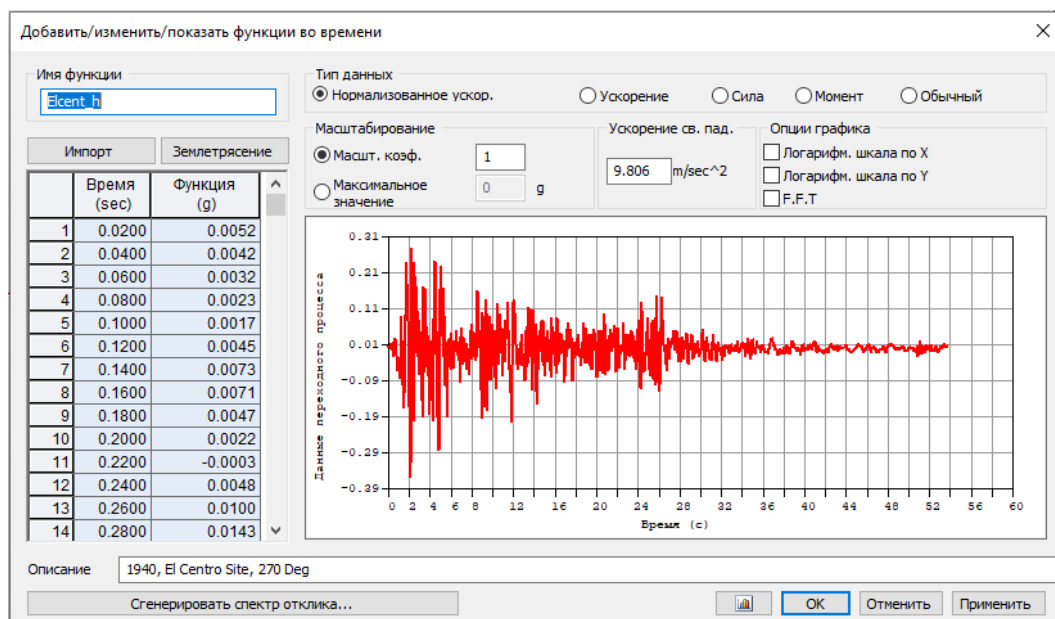


Рисунок 4.16 Акселерограмма Эль Центро

Полученные результаты в целом иллюстрируют близость результатов за исключением того, что коэффициент пластичности в низких опорах оказался больше заложенного в расчете.

Таблица 4.9 Сопоставление результатов по ЛСМ и прямым динамическим методом при однородном учете повреждений в системе

Проверка на акселерограмму	Коэф. пластичности в низкой опоре	Коэф. пластичности в высокой опоре	Момент в низкой опоре, тс*м	Момент в высокой опоре, тс*м	Мах деформация (K1=1), мм
Результаты проверки на акселерограмму EL Centro	8.3	5	15100	4200	77

4.3.1. Расчетный случай 2. Неоднородное распределение повреждений.

Рассматривается расчетный случай, при котором требуется обеспечить сохранность центральной опоры (например, по причине ее расположения в русле реки и высокой стоимости ремонта), в то время как повреждения низких пойменных опор допустимы. Принятое распределение повреждений соответствует схеме распределения коэффициентов пластичности, показанной на рисунке 4.17.

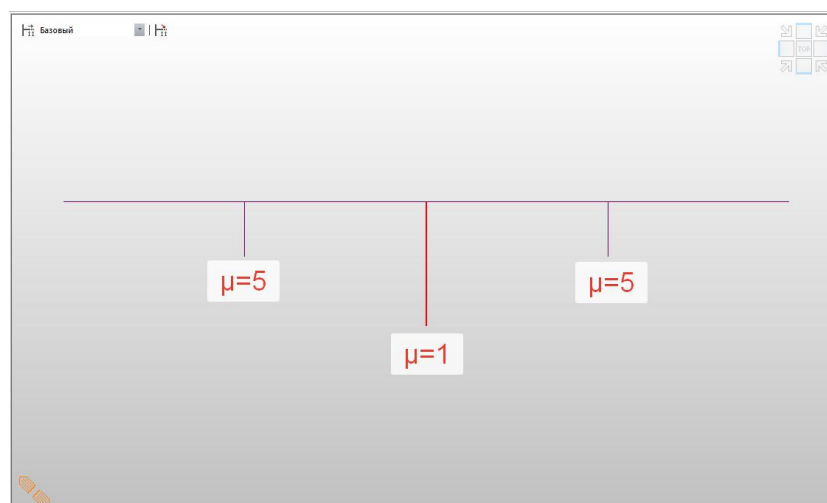


Рисунок 4.17 Распределение повреждений в опорах моста

Действующие нормативные методы оценки сейсмостойкости в РФ не позволяют учесть неоднородные повреждения при расчете по ЛСМ, поэтому результаты по предлагаемому методу сразу сопоставлены с расчетом прямым динамическим методом.

При анализе результатов расчетов, приведенных в таблице 4.10, видно, что действующий момент в высокой центральной опоре, в которой было заложено упругое распределение усилий, вырос относительно предыдущего расчета, в котором в ней были заложены повреждения. При этом, остальные результаты в схеме изменились незначительно. В данном случае это обусловлено тем, что более высокая опора податливее низких и незначительно влияет на общую жесткость моста.

Таблица 4.10 Сопоставление результатов при неоднородном учете повреждений во всех опорах моста

Расчетный случай 2. Неоднородные повреждения	Период, с	Затухание по 1 форме в долях от критического	Момент в низкой опоре, тс*м	Момент в высокой опоре, тс*м	Мах деформация (K1=1), мм
Предлагаемый вариант ЛСМ, повреждения только в крайних опорах	0.844	0.19	14560	9100	104
Результаты проверки на акселерограмму EL Centro		0.05	14600	6240	75

Полученные результаты также проверены на акселерограмму Эль Центро, что проиллюстрировано в таблицах 4.10 и 4.11, получены близкие результаты, а для центральной опоры коэффициент пластичности не превысил 1, то есть при

проверке прямым динамическим методом опоры осталась работать в упругой области.

Таблица 4.11 Результаты расчета на акселерограмму

Проверка на акселерограмму	Коэф. пластичности в низкой опоре	Коэф. пластичности в высокой опоре	Момент в низкой опоре, тс*м	Момент в высокой опоре, тс*м	Мак деформация (K1=1), мм
Результаты проверки на акселерограмму EL Centro	8.1	0.7	14600	6240	75

4.3.2. Расчетный случай 3. Учет сейсмоизоляции и сейсмогашения

Рассмотрим далее расчетный случай, когда имеется желание обеспечить сейсмостойкость сооружения добавлением устройств сейсмоизоляции и сейсмогашения, в данном случае в расчете учтены резиново-металлические опорные части (РОЧ) со свинцовым сердечником. Данные опорные части устанавливаются на всех опорах и в том числе на устоях.

В нормативном методе оценки сейсмостойкости по СП 14 нет возможности учета таких опорных частей при расчете по ЛСМ, а в предлагаемом варианте ЛСМ можно рассмотреть учет сейсмоизоляции, причем для остальной конструкции попытаться обеспечить отсутствие повреждений, либо их выборочную реализацию.

Параметры сейсмоизоляции, принятые для расчета по ЛСМ и проверки прямым динамическим методом показаны на рисунке 4.18.

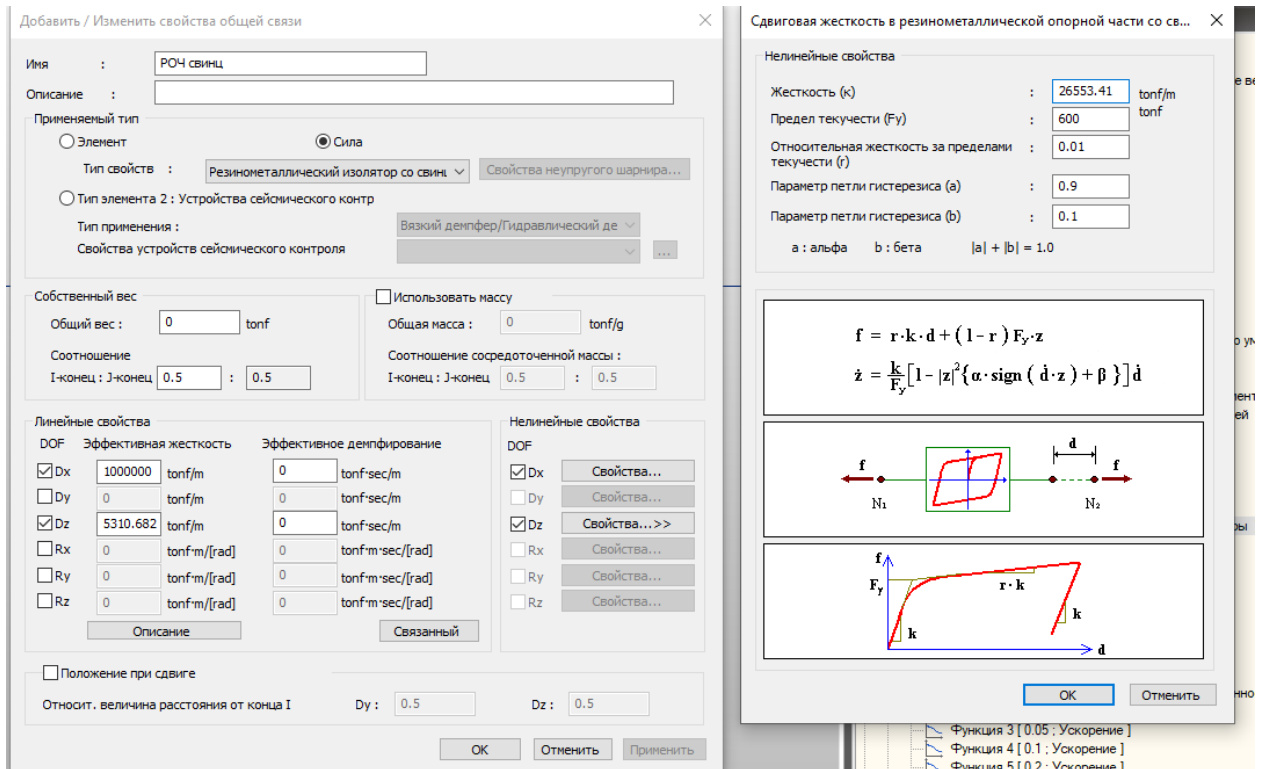


Рисунок 4.18 Параметры сейсмоизоляции для расчета

В результате расчета получено, что форма колебаний пролетного строения соответствует случаю сейсмоизоляции – пролетное строение колеблется отдельно от опор. Форма колебаний показана на рисунке 4.19. В расчете учтено, что во всех конструкциях отсутствуют повреждения, а следовательно затухание в них принимается равным начальному значению. Для РОЧ со свинцовым сердечником принято эффективное затухание, равное 0.2 в долях от критического.

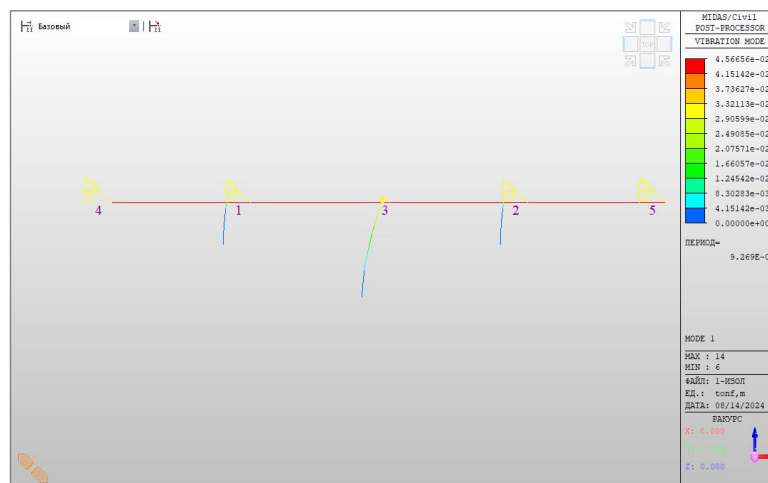


Рисунок 4.19 Форма колебаний линеаризованной системы с учетом сейсмоизоляции

В результате расчета определены внутренние усилия и также сопоставлены с результатом расчета на акселерограмму Эль Центро прямым динамическим методом. Результаты приведены в таблице 4.12. В целом результаты для сейсмоизоляции по ЛСМ получились консервативными, что в целом обусловлено нерезонансным воздействием принятой для данного сооружения акселерограммы. Полученная гистерезисная петля на диаграмме сила-смещение в элементе, моделирующем РОЧ, показана на рисунке 4.20.

Таблица 4.12 Результаты расчета моста с учетом сейсмоизоляции

Расчетный случай 3. Сейсмоизоляция	Период, с	Затухание по 1 форме в долях от критического	Момент в низкой опоре, тс*м	Момент в высокой опоре, тс*м	Мах деформация (K1=1), мм
Предлагаемый вариант ЛСМ, повреждения в основных конструкциях отсутствуют	0.927	0.145	7200	9360	140
Результаты проверки на акселерограмму EL Centro		0.05	6400	4800	50

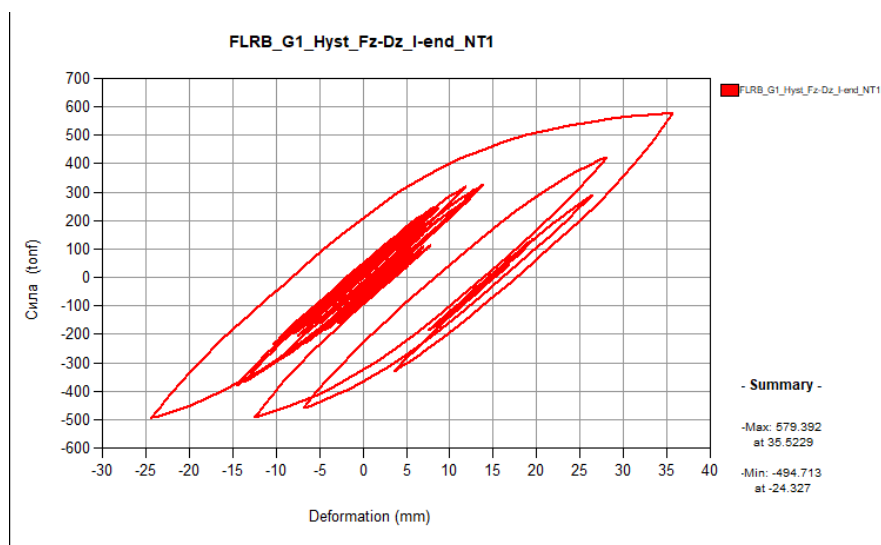


Рисунок 4.20 Гистерезисная петля на диаграмме сила-смещение в элементе, который моделирует РОЧ со свинцовым сердечником

4.3.1. Выводы по результатам расчета моста с учетом повреждений

1. Проиллюстрирована предлагаемая методика учета неоднородных повреждений в математической модели при расчете по линейно-спектральному методу расчета.
2. Повреждение в элементе вводится путем снижения жесткости и увеличения затухания в рассматриваемом элементе. Затухание в системе определяется пропорционально энергии деформации всех конструктивных элементов.
3. Методика несильно усложняет расчет (нет необходимости учитывать в расчете предельное усилие в элементе), но позволяет моделировать дифференцированное развитие повреждений в сооружении, которое впоследствии качественно соответствует распределению повреждений при анализе прямым динамическим методом.
4. В результате расчета получается редукция усилий в элементах индивидуальная для каждой схемы. Эта редукция зависит от степени влияния элементов, допустимого уровня их разрушений и распределения повреждений в системе.
5. Предлагаемая методика позволяет учесть системы сейсмоизоляции и сейсмогашения при расчете по ЛСМ. В целом допустимо применение любых элементов, в которых диаграмма деформирования может быть линеаризована.

4.4. Выводы по главе 4

Выполненные исследования позволяют сделать следующие выводы:

1. Подтверждена адекватность метода для массового строительства: для типовых зданий на грунтах средней жесткости результаты предложенного ЛСМ сопоставимы с действующими нормами.
2. Показана корректная работа метода с разными типами оснований: Метод демонстрирует физически ожидаемое увеличение нагрузки для жестких (скальных) оснований и ее снижение для слабых грунтов по сравнению с традиционным нормированием.
3. Продемонстрировано ключевое преимущество метода — гибкий учет демпфирования: на примере башни показано, что коэффициент K_{ψ} не является фиксированным, а плавно изменяется в зависимости от параметров системы, принимая в том числе значения меньше 1.0, что невозможно в рамках текущих норм.
4. Доказана принципиальная возможность моделирования неоднородных повреждений и сложных систем на примере моста:
 - Успешно реализован учет неоднородного распределения повреждений по элементам конструкции для управления сценарием разрушения.
 - Результаты качественно согласуются с нелинейным динамическим анализом, верифицируя предложенную методику.
 - Метод адаптирован для расчета систем с сейсмоизоляцией в рамках ЛСМ, значительно расширяя его область применения.

Заключение

1. Действующий линейно-спектральный метод (ЛСМ) устарел и не соответствует современным данным о сейсмических воздействиях (ШСИ-17) и задачам многоуровневого проектирования (PBSD). Разработан новый, усовершенствованный вариант ЛСМ.
2. Интенсивность сейсмического воздействия (PGA) зависит не только от балльности, но и от спектрального состава воздействия. Предложена новая зависимость $PGA(T)$, которая устраняет противоречие со шкалой ШСИ-17 и корректно описывает связь между ускорениями, скоростями и смещениями грунта.
3. Вместо использования нормативного спектра с поправочным коэффициентом K_{ψ} , предложен принципиально иной подход. В нем коэффициент динамичности β определяется непосредственно через демпфирование ξ в системе. На основе обработки базы из 200 акселерограмм сильных землетрясений получены новые зависимости $\beta(\xi)$, более точно отражающие реакцию конструкций.
4. Единый коэффициент K_1 , учитывающий допустимые повреждения, не отражает реальной картины. Вместо него предложена методика дифференцированного учета повреждений через задание коэффициентов пластичности μ для отдельных элементов. Это позволяет моделировать сценарии разрушения и перераспределение усилий.
5. Метод адаптирован для:
 - Многоуровневого проектирования (PBSD): Предложены три уровня воздействия (ПЗ, УЗ, МРЗ) с соответствующими критериями.
 - Расчета сложных систем: Показана возможность применения метода к системам с неоднородным демпфированием, сейсмоизоляцией, устройствами гашения колебаний, а также к сложным конструктивным схемам.
6. На примерах зданий массовой застройки показано, что предложенный метод дает сопоставимые с нормами результаты для типовых случаев, обеспечивая

преемственность. Для нетиповых случаев (разные грунты или затухание) метод дает более обоснованные и точные результаты.

7. Для дальнейшего развития метода требуются:

- Накопление и анализ новых записей сильных землетрясений.
- Уточнение влияния длительности воздействия.
- Исследование поведения материалов при высоких уровнях демпфирования ($\xi > 0.15$) и пластичности ($\mu > 5$).
- Уточнение предлагаемой методики учета повреждений для различных конструктивных схем.

Библиографический список

1. Antoniou, S. and Pinho R. (2004). Development and verification of a displacement-based adaptive pushover procedure, *Journal of Earthquake Engineering* Vol. 8, No. 5, pp 643 - 661.
2. Aoyama, H., "Moment-Curvature Characteristics of Reinforced Concrete Members Subjected to Axial Load and Reversal of Bending", *Proceedings of International Symposium on the Flexural Mechanics of Reinforced Concrete*, ASCE-ACI, Miami, Fla., 1964.
3. Araya, R. Saragoni S.R. Earthquake Accelerogram Destructiveness Potential Factor / R. Araya, S.R Saragoni // *Proc. 8th World Conference on Earthquake Engineering*, 1985. 7. – 1985. – Т. 11. – pp. 835–843.
4. Arias, A. A measure of earthquake intensity / A. Arias // *Seismic Design for Nuclear Power Plants* / Ed. R.J. Hansen. – Cambridge, MIT Press, 1970. – pp. 438–483.
5. ASCE standard, ASCE/ SEI 7-16, minimum design loads and associated criteria for buildings and other structures Description: Reston, Virginia : American Society of Civil Engineers, [2017]
6. Biot, M.A. (1932). "Transient Oscillations in Elastic Systems", Ph.D. Thesis No. 259, Aeronautics Department, California Institute of Technology, Pasadena, U.S.A.
7. Biot, M.A. (1933). "Theory of Elastic Systems Vibrating under Transient Impulse with an Application to Earthquake-Proof Buildings", *Proceedings of the National Academy of Sciences of the United States of America*, Vol. 19, No. 2, pp. 262–268.
8. Biot, M.A. (1941). "A Mechanical Analyzer for the Prediction of Earthquake Stresses", *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol. 31, No. 2, pp. 151–171.
9. Bommer, J.J., Elnashai, A.S., & Weir, A.G. (1999). Compatible acceleration and displacement spectra for seismic design codes.
10. Bommer, Julian & Elnashai, Amr. (1999). Displacement spectra for seismic design. *Journal of Earthquake Engineering - J EARTHQU ENG.* 3. 1-32. 10.1080/13632469909350338.

11. Caltrans Seismic Design Criteria, Version 2.0. Sacramento, CA: California Department of Transportation, 2019
12. Casarotti, C. and Pinho R. (2007) An adaptive capacity spectrum method for assessment of bridges subjected to earthquake action. *Bulletin of Earthquake Engineering*, Vol. 5, pp 377 – 390.
13. Chopra A. K. and Goel G. K. (2002) A modal push over analysis procedure for estimating seismic demands for buildings. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 31, pp. 561 - 582.
14. Chopra A. K. and Goel G. K. (2004) A modal push over analysis procedure to estimate seismic demands for unsymmetric-plan buildings. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 2004, Vol. 33, pp. 903 - 927.
15. Clough, R. W., "Effect of Stiffness Degradation on Earthquake Ductility Requirements", Report No. 66 - 16, Structural Engineering Laboratory, University of California, October 1966.
16. Eurocode 8: Design of Structures for Earthquake Resistance: prEN 1998-1:2003 E. – Will supersede ENV 1998-1-1:1994; ENV 1998-1-2:1994 and ENV 1998-1-3:1995. – Brussels: CEN, 2003. – 215 p.
17. Fajfar, P. (2000). A nonlinear analysis method for performance-based seismic design. *Earthquake Spectra*, Vol. 16, No. 3, pp 573 - 592.
18. Fajfar, P. Analysis in seismic provisions for buildings: past, present and future. *Bull Earthquake Eng* 16, 2567–2608 (2018). <https://doi.org/10.1007/s10518-017-0290-8>
19. FEMA-440 (2005), Improvement of Nonlinear Static Seismic Procedures, ATC-55 Draft, Washington.
20. Freeman S.A.; The Capacity Spectrum Method as a Tool for Seismic Design, Eleventh European Conference on Earthquake Engineering, September 6-11th 1998, Paris, A.A. Balkema, 1998
21. George, W., Housner., R., R., Martel., J., L., Alford. (1953). Spectrum analysis of strong-motion earthquakes. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 43(2):97-119. doi: 10.1785/BSSA0430020097

- 22.GJ50011-10 (2010). Code for Seismic Design of Buildings. GJ50011-10. Beijing: China Architecture & Building Press
- 23.Gülkan P, Sozen M. A. (1974), Inelastic responses of reinforced concrete structures to earthquake motions, ACI Journal, 71, 604-610.
- 24.Housner, G.W. (2002). 2 Historical view of earthquake engineering. International Geophysics, 81, 13-18.
- 25.JP-ISO-01 (2001). Guidelines for Calculation Procedure and Technical Standard on Seismically Isolated Structures. Tokyo, Japan: Ministry of Vehicle, Infrastructure and Transport.
- 26.Kent, D. & Park, R.. (1971). Inelastic behavior of reinforced concrete members with cyclic loading. Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering. 4. 108-125. DOI:10.5459/bnzsee.4.1.108-125.
- 27.Kiureghian. A. Response spectrum method for random vibration analysis of MDF systems.// Earthquake Engineering and Structural Dynamics.-1981.-vol.9.-N5, p.419-435.
- 28.Mononobe, N. and Matsuo, H., On the Determination of Earth Pressure during Earthquake Proc. of the Eng. World Congr., Tokyo . 1929.
- 29.Mononobe, N. Vibration of Tower-Shaped Structure. Tokyo, 1919.
- 30.Newmark NM and Hall WJ (1969). “Seismic design criteria for nuclear reactor facilities”. Proceedings of the 4th World Conf. Earthquake Engineering: 37–50
- 31.Newmark, N.M. (1959). A Method of Computation for Structural Dynamics. Journal, Engineering Mechanics Division, American Society of Civil Engineers, 85, 67-94
- 32.Newmark, N.M. and Hall, W.J. 1982. Earthquake Spectra and Design, Earthquake Engineering Research Institute, Oakland, CA.
- 33.OES, 1995 : California Office of Emergency Services “Vision 2000:Performance Based Seismic Engineering of Buildings”, Prepared by Structural Engineers Association of California, Sacramento, CA 1995.
- 34.Oguzmert, Metin and Lui, Eric M.(2011) 'Seismic design of inelastic structures using equivalent linear system parameters: part 1 - derivation and comparison', The IES

- Journal Part A: Civil & Structural Engineering, 4: 2, 89— 102; DOI: 10.1080/19373260.2011.566009
35. Oguzmert, Metin and Lui, Eric M. (2011) 'Seismic design of inelastic structures using equivalent linear system parameters: part 2 – application and verification, The IES Journal Part A: Civil & Structural Engineering, 4: 2, 103— 114; DOI: 10.1080/19373260.2011.566010
36. Omori F (1900) Intensity scale. Earthquake investigation committee publication in foreign languages, vol 4, pp 137–141
37. Omori F. Seismic Experiments on the fracturing and overturning of columns. Publications of the Earthquake Investigations Comitee in Foreign Languages, vol. 4, p.69-141, Tokyo, 1900
38. Otani, Shunsuke. “Earthquake Resistant Design of Reinforced Concrete Buildings.” Journal of Advanced Concrete Technology 2 (2004): 3-24.
39. Park R. and Paulay T (1975), Reinforced Concrete Structures, John Wiley & Sons. New York, 769 p.
40. Paulay, T. 1978: An Application of Capacity Design Philosophy to Gravity Load Dominated Ductile Reinforced Concrete Frames. Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering, Vol. 11, No. 1: 50–61.
41. Priestley, M. & Calvi, G. & Kowalsky, Mervyn & Powell, Graham. (2008). Displacement-Based Seismic Design of Structures. Earthquake Spectra - EARTHQ SPECTRA. 24. DOI: 10.1193/1.2932170.
42. Priestley, M. J. N.. “Performance based seismic design.” Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering 33 (2000): 325-346.
43. Priestley, M.J.N. (1993) “Myths and Fallacies in Earthquake Engineering – Conflicts Between Design and Reality” Bulletin, NZSEE 26(3), pp329-341
44. Priestley, M.J.N. (2003) Myths and Fallacies in Earthquake Engineering, Revisited. The Mallet Milne Lecture, 2003, IUSS Press, Pavia, 121 pp
45. Reitherman, Robert K. "Earthquakes and engineers: an international history." American Society of Civil Engineers, 2012.

46. Rezaeian S, Atik L. A, Kuehn N M, Abrahamson N, Bozorgnia Y, Mazzoni S, Withers K, Campbell K (2021) Spectral damping scaling factors for horizontal components of ground motions from subduction earthquakes using NGA-Subduction data, *Earthquake Spectra* 2021, Vol. 37(4) 2453–2492, <https://doi.org/10.1177/87552930211027903>
47. Sano, T. (1916). “Earthquake Resisting Structure of Houses.” Report, Earthquake Disaster Prevention Investigation Council, No. 83, Volume A, October 1916, 142 pp. and Volume B, March 1917, 137 pp.
48. Seismology (1959). Recommended Lateral Force Requirements, Seismology Committee, Structural Engineers Association of California, July.
49. Sezawa, K., and Kanai, K. (1935a): “Decay in the seismic vibration of a simple or tall structure by dissipation of their energy into the ground”, *Bulletin of the Earthquake Research Institute, Japan*, 13, 681-696
50. Sezawa, K., and Kanai, K. (1935b): “Energy dissipation in seismic vibration of a framed structure”, *Bulletin of the Earthquake Research Institute, Japan*, 13, 698-714.
51. Sezawa, K., and Kanai, K. (1935c): “Energy dissipation in seismic vibration of actual buildings”, *Bulletin of the Earthquake Research Institute, Japan*, 13, 925-941
52. Shibata, A. and Sozen, M. (1976). Substitute-structure method for seismic design in r/c. *Journal of the Structural Division*, 102, 1-18.
53. Suyehiro, K., "A Seismic Vibration Analyzer and the Records Obtained Therewith", *Bull. Earthq. Res. Inst., Tokyo*, vol. 1, 1926
54. T. Paulay and M.J.N. Priestley “Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings” 1973
55. Takeda T., Sozen M. A. and Nielsen N. N. (1970), Reinforced Concrete Response to simulated earthquakes, *Journal, Structural Division, ASCE*, Vol. 96 (2), No. ST12, pp.2557-2573.
56. Turkey Building Earthquake Code 2018, Ankara, Turkey
57. Uzdin A., Prokopovich S. Some principles of generating seismic input for calculating structures //E3S Web of Conferences. – EDP Sciences, 2020. – Vol. 157. – p. 06021.

58. Uzdin A.M., Ivanova T.V., Sorokina G.V., Hong Lin, Kurbanov Kh.Kh., Nazarova Sh.Sh. Setting the level of design inputs for the seismic stability structures. *Journal of Physics: Conference Series* 2022. V.2388 012080. pp.1-8. DOI 10.1088/1742-6596/2388/1/012080
59. Uzdin Alexander, Sorokina Galina, Kurbanov Khudaynazar and Lin Hong. Clarification of Seismic Action Characteristics for Structure Calculations. *International Scientific Siberian Transport Forum TransSiberia - 2021. TransSiberia 2021. Lecture Notes in Networks and Systems*, vol. 402. Springer, Cham. pp.808-817. https://doi.org/10.1007/978-3-030-96380-4_88
60. Veletsos, A.S. and Newmark, N.M., "Effect of Inelastic Behavior on the Response of Simple Systems to Earthquake Motions", *Proc. Second World Conference on Earthquake Engineering, Tokyo, Volume II*, p. 895, 1960.
61. Whittaker, A., Moehle, J., & Higashino, M. (1998). Evolution of seismic building design practice in Japan. *The Structural Design of Tall Buildings*, 7(2), 93–111. [https://doi.org/10.1002/\(SICI\)1099-1794\(199806\)7:2<93::AID-TAL92>3.0.CO;2-T](https://doi.org/10.1002/(SICI)1099-1794(199806)7:2<93::AID-TAL92>3.0.CO;2-T)
62. Актуализация действующих сводов правил с учетом новой шкалы балльности / А. М. Уздин, Н. В. Никонова, Ш. Ш. Назарова, О. Б. Сабирова // *Природные и техногенные риски. Безопасность сооружений*. – 2019. – № 6(43). – С. 26-28. – EDN VZYYXJC.
63. Антисейсмическое строительство. Быховский В.А., Цшохер В.О., Москва 1937
64. Аптикаев Ф.Ф. Инструментальная шкала сейсмической интенсивности. – М.: ООО «Наука и образование», 2012. – 176 с.
65. Барштейн М.Ф. Колебания протяженных в плане сооружений при землетрясениях // *Строительная механика и расчет сооружений*. –1968. – №6. – С.30-36.
66. Барштейн М.Ф. Приложение вероятностных методов к расчету сооружений на сейсмические воздействия // *Строительная механика и расчет сооружений*. – 1960. –№2. – С.6-14.
67. Белаш, Т. А. Сейсмостойкие конструкции транспортных зданий и сооружений / Т. А. Белаш, А. М. Уздин, С. В. Елизаров. – Москва : Учебно-методический

- центр по образованию на железнодорожном транспорте, 2012. – 501 с. – ISBN 978-5-89035-653-6. – EDN RBCIVF.
- 68.Болотин В.В. К статистической интерпретации норм расчета строительных конструкций // Строительная механика и расчет сооружений. – 1977. – № 1. – С. 8-11.
- 69.Болотин В.В. Методы теории вероятностей и теории надежности в расчетах сооружений. -М.: Стройиздат, 1981. -351 с.
- 70.Болотин В.В. Методы теории вероятностей и теории надежности в расчетах сооружений. Изд. 2-е, перераб. и доп. М.: Стройиздат, 1982. 352 с.
- 71.Болотин В.В. Применение методов теории вероятностей и теории надежности в расчетах сооружений. М.: Стройиздат, 1971. 254 с.
- 72.Гольденблат И.И. Динамическая устойчивость сооружений. М.: Стройиздат, 1948.
- 73.Гольденблат И.И., Николаенко Н.А. Расчет конструкций на действие сейсмических и импульсивных сил. М.: Стройиздат, 1961.
- 74.Гольденблат И.И., Николаенко Н.А., Поляков С.В., Ульянов С.В. Модели сейсмостойкости сооружений. М.: Наука, 1979.
- 75.Гольденблат И.И., Поляков С.В. Актуальные вопросы теории сейсмостойкости //Строительная механика и расчет сооружений. – 1967. – №6 (54) – С.1-4.
- 76.ГОСТ 27751-2014 Надежность строительных конструкций и оснований
- 77.ГОСТ 57546-2017 «Землетрясения. Шкала сейсмической интенсивности»
- 78.Джинчвелашвили, Г. А. Нелинейный статический метод анализа сейсмостойкости зданий и сооружений / Г. А. Джинчвелашвили, С. В. Булушев, А. В. Колесников // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. – 2016. – № 5. – С. 39-47. – EDN WWICWN.
- 79.Джинчвелашвили, Г. А. Оценка точности нелинейного статического метода анализа сейсмостойкости сооружений / Г. А. Джинчвелашвили, С. В. Булушев // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. – 2017. – № 2. – С. 41-48. – EDN YFTJXT.

80. Долгая А.А. Моделирование сейсмического воздействия коротким временным процессом. // Э-И. ВНИИНТПИ. Сер. “Сейсмостойкое строительство”, Вып. 5-6., 1994, с.56-63
81. Долгая А.А., Индейкин А.В., Уздин А.М. Методика оценки и рекомендации по заданию уровня расчетного сейсмического воздействия для оценки сейсмостойкости зданий и сооружений различной степени ответственности. // Э-И. ВНИИНТПИ. Сер. “Сейсмостойкое строительство”, Вып. 4., 1996, с.16-22
82. Завриев К.С. Расчет инженерных сооружений на сейсмостойкость. Известия Тифлисского политехнического института, 1928, с. 115-132.
83. Инструкция по определению расчетной сейсмической нагрузки для зданий и сооружений, М, 1962. 128 с.
84. Кабанцев, О. В. Критерии предельных состояний каменных конструкций сейсмостойких зданий / О. В. Кабанцев // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. – 2016. – № 2. – С. 29-39. – EDN VPRNNF.
85. Клаф Р. Динамика сооружений: пер. с англ. / Р. Клаф, Д. Ж. Пензиен. – М.: Стройиздат, 1979. – 320 с.
86. КМК 2.01.03-19 Строительство в сейсмических районах/ Минстрой РУз. – Ташкент, 2019. – 111 с.
87. Корчинский И.Л. Колебания высотных зданий. – М.: Гос. изд-во литературы по строительству и архитектуре, 1953.
88. Корчинский И.Л. Основы проектирования зданий и сооружений в сейсмических районах. –М.: Стройиздат, 1961. -488 с.
89. Корчинский И.Л. Сейсмостойкое строительство зданий. – М.: Высшая школа, 1971. - 320 с.
90. Курбацкий Е. Н. Спектры Фурье и спектры ответов на землетрясения теория и приложения / Е. Н. Курбацкий. — Москва : ЕАСА, Сросэкспертиза, 2018. — 155, [1] с. ил., табл., цв. ил.; 22. — ISBN 978-5-00077-755-8.
91. Курбацкий, Е. Н. Распространение волн в упругой среде от точечных источников / Е. Н. Курбацкий, Аунг Мо Хейн, Сан Лин Тун // Строительство и реконструкция. – 2010. – № 1(27). – С. 40-46. – EDN LDGPTF.

92. Курбацкий, Е. Н. Спектры ответов (спектры максимальных реакций) на землетрясения, но не коэффициенты динамичности при задании сейсмических воздействий / Е. Н. Курбацкий, Г. Э. Мазур, В. Л. Мондрус // Природные и техногенные риски. Безопасность сооружений. – 2019. – № 6(43). – С. 19-25. – EDN IQFGPQ.
93. Медведев С.В. Инженерная сейсмология. М.: Гос. изд-во литературы по строительству, архитектуре и строительным материалам, 1962.
94. Мкртычев О.В., Джинчвелашвили Г.А. Проблемы учета нелинейностей в теории сейсмостойкости. М., МГСУ, 2014, 192 с.
95. Назаров Ю.П. и др. Рекомендации по определению расчетной сейсмической нагрузки для сооружений с учетом пространственного характера воздействия и работы конструкций. М.: ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко, 1989. 142 с.
96. Назаров Ю.П. Расчетные модели сейсмических воздействий. -М.: Наука, 2012, 414 с.
97. Назаров Ю.П. Расчетные параметры волновых полей сейсмических движений грунта. -М.: Наука, 2015, 401 с.
98. Назаров Ю.П., Жук Ю.Н., Позняк Е.В., Панасенко Ю.В., Курнавин В.В. Теория и практика расчета строительных сооружений по акселерограммам. Труды XI Российской национальной конференции по сейсмостойкому строительству и сейсмическому районированию. С.131-132.
99. Назарова, Ш. Ш. Некоторые принципы нормирования многоуровневого проектирования сооружения с заданными параметрами предельных состояний / Ш. Ш. Назарова // Вестник гражданских инженеров. – 2020. – № 6(83). – С. 104-116. – DOI 10.23968/1999-5571-2020-17-6-104-116. – EDN QUMUPA.
100. Напетваридзе Ш. Г. Вопросы усовершенствования существующей методики определения сейсмической нагрузки//Сейсмостойкость сооружений., Тбилиси, Мецниерба, 1965, с.5-36
101. Напетваридзе Ш.Г. Вероятностные задачи инженерной сейсмологии и теория сейсмостойкости. Тбилиси, Изд-во Мецниереба. 1985.

102. Напетваридзе Ш.Г., Кириков Б.А., Абакаров А.Б. Вероятностные оценки сейсмических нагрузок на сооружения. -М.: Наука, 1987. 120 с.
103. Николаенко Н.А. Вероятностные методы динамического расчета машиностроительных конструкций. М.: Машиностроение, 1967.
104. Николаенко Н.А., Назаров Ю.П. Динамика и сейсмостойкость сооружений. - М.: Стройиздат, 1988. 308 с.
105. Николаенко Н.А., Ульянов С.В. Статистическая динамика машиностроительных конструкций. М.: Машиностроение, 1977.
106. Новиков В.Л., Остриков Г.М. Экспериментальные исследования энергоемкости связевых панелей сейсмостойких стальных каркасов. Экспресс-информация ВНИИИС. Сер.14. Сейсмостойкое строительство.1979.-Вып.12.- с.11-17.
107. Островская, Н. В. Линеаризация силовых характеристик пластических демпферов, применяемых в системах сейсмоизоляции / Н. В. Островская, Ю. Л. Рутман // Морские интеллектуальные технологии. – 2016. – № 2-1(32). – С. 89-94. – EDN WHJSHB.
108. Островская, Н. В. Оптимизация конструктивных параметров упругопластических демпферов в системах сейсмоизоляции / Н. В. Островская, Ю. Л. Рутман // Вестник гражданских инженеров. – 2019. – № 3(74). – С. 36-41. – DOI 10.23968/1999-5571-2019-16-3-36-41. – EDN UNTZUK.
109. Петров А. А. Оценка сейсмостойкости конструкций на основе использования энергетической меры воздействия. – ЭИ «Строительство и архитектура. Сейсмостойкое строительство», ВНИИТПИ, М., 1993, вып.6, с.2-7
110. Петров А.А. Вероятностный метод оценки сейсмической реакции мостов с большими пролетами. – «Сейсмостойкость транспортных и сетевых сооружений», М., Наука, 1986, с. 19-30.
111. Позняк Е.В., Новикова О.В. Модели сейсмического движения грунта в инженерных расчетах на сейсмостойкость, с.186-189. Всероссийская научно-техническая конференция «Механика и математическое моделирование в технике», посвященная 100-летию В.И. Феодосьева: сборник тезисов /

- Российская академия наук, Российский национальный комитет по теоретической и прикладной механике, МГТУ им. Н.Э. Баумана, Институт проблем механики им. А.Ю. Ишлинского РАН. -М.: Издательство МГТУ им. Н.Э. Баумана, 2016. -364 с.\ъ
112. Поляков, С. В. О проекте новой главы СНиП II-7 "Строительство в сейсмических районах" / С. В. Поляков, Я. М. Айзенберг, В. И. Ойзерман // Строительная механика и расчет сооружений. – 1979. – № 4. – С. 56-61. – EDN YWAFVZ.
113. Пособие по проектированию зданий с системами сейсмоизоляции и системами динамического регулирования сейсмической реакции, Москва 2020
114. Прокопович С.В. Оценка зависимости энергетических характеристик сейсмического воздействия от его преобладающего периода // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. - 2018. - №4. - С. 50-55.
115. ПСП 101-51 «Положение по строительству в сейсмических районах», 1951
116. Рассказовский В.Т. Локальная модель сейсмического поля и угловые перемещения сооружений//Бюлл. инж. сейсмологии, 1989. №13, С.5-13.
117. Рассказовский В.Т. Основы физических методов определения сейсмических воздействий. Ташкент, Издательство Фан, 1973. 160 с.
118. Рекомендации по проектированию оснований и фундаментов зданий и сооружений, возводимых в сейсмических районах. М.: Стройиздат, 1975.
119. Рутман, Ю.Л. Анализ нагруженности сооружения на основе величины энергетического критерия интенсивности землетрясения / Ю.Л. Рутман // Строительная механика и расчет сооружений. – 2012. – №2. – С. 61 –63.
120. Рутман, Ю.Л. Оценка сейсмической энергии, поступившей в упругопластическую систему с одной степенью свободы / Ю.Л. Рутман, А.Д. Шивуа // Вестник гражданских инженеров. – 2015. – № 2 (49). – С. 64–74.
121. Савинов О.А. Сейсмоизоляция сооружений (концепция, принципа устройства, особенности расчета).// Избранные статьи и доклады "Динамические проблемы строительной техники", С.-Петербург, 1993, с.155-178

122. Сеницын А.П. Влияние бегущей сейсмической волны на массивные сооружения// Тр. ИФЗ им. О.Ю.Шмидта АН СССР. М.: Изд-во АН СССР, 1961. №7 (184).
123. Сеницын А.П. Практические методы расчета сооружений на сейсмические нагрузки. М.: Стройиздат, 1967.
124. СНиП II-7-81*. Строительство в сейсмических районах. — М.: ФГУП ЦПП, 2007. — 44 с. + прил. 2: 10 карт.
125. Соснин, А. В. Методика двухстадийного расчёта армирования элементов железобетонных каркасных зданий и сооружений на действие сейсмических сил с применением концепции нелинейного статического анализа. Часть 1: постановка задачи, структура методики, информационная база исследования и стратегия определения параметров зон пластичности / А. В. Соснин // Вестник Южно-Уральского государственного университета. Серия: Строительство и архитектура. – 2018. – Т. 18, № 1. – С. 5-31. – DOI 10.14529/build180101. – EDN YPOREJ.
126. СП 14.13330.2018. Строительство в сейсмических районах. Актуализированная редакция СНиП II-7-81*; введ. с 25.11.2018. М.: Минстрой России, 2018 116 с.
127. СП 14.13330.2019 "СНиП II-7-81* Строительство в сейсмических районах"
128. СП 26.13330.2012 Фундаменты машин с динамическими нагрузками. Актуализированная редакция СНиП 2.02.05-87
129. СП 268.1325800.2016. Транспортные сооружения в сейсмических районах. Правила проектирования; введ. с 17.06.2017. М.: Стандартинформ, 2017 57 с.
130. СП-8-57 «Нормы и правила строительства в сейсмических районах», 1957
131. Справочник геотехника, основания и фундаменты, подземные сооружения / В. А. Ильичев, Р. А. Мангушев, А. Н. Богомолов [и др.]. – 2-е издание, переработанное и дополненное. – Москва : Издательство АСВ, 2016. – 1034 с. – ISBN 978-5-4323-0191-8. – EDN XUHAST.
132. ТУ 58-48 «Технические условия проектирования зданий и сооружений для сейсмических районов», 1948

133. Тяпин, А. Г. Давайте говорить прозой, или еще раз о спектрах ответа / А. Г. Тяпин // Природные и техногенные риски. Безопасность сооружений. – 2020. – № 5(48). – С. 42-45. – EDN RSJVYQ.
134. Уздин А.М., Сандович Т.А., Аль-Насер-Мохомад Самих Амин. Основы теории сейсмостойкости и сейсмостойкого строительства зданий и сооружений. С.Петербург, Изд. ВНИИГ, 1993, 175 с
135. Уздин А.М., Сибуль Г.А., Прокопович С.В., Долгая А.А. Энергетическая характеристика силы сейсмического воздействия // Природные и техногенные риски. Безопасность сооружений. - 2020. - №2 (45). - С. 18-23.
136. 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.
137. Уздин, А.М. Универсальная энергетическая характеристика землетрясения / А.М. Уздин [и др.] // Природные и техногенные риски. Безопасность сооружений. – 2018. – №3. – С. 23–26.
138. Х.Х. Курбанов, Лин Хонг, Г.В. Сорокина, А.М. Уздин Характеристики сейсмического движения дневной поверхности. Их использование в сейсмостойком строительстве (Characteristicrics of the seismic movement of the day surface. Their use in earthquake engineering) Геология и геофизика Юга России. – 2022. Том 12. № 3. С. 34–60, - DOI: 10.46698/VNC. 2022.47.47.003
139. Хачиян Э.Е. Амбарцумян В.А. Динамические модели сооружений в теории сейсмостойкости. М.: Наука, 1981.
140. Хачиян Э.Е. Прикладная сейсмология. Ереван: Гитутюн НАН РА, 2008, 491 с.
141. Числовые характеристики сейсмических воздействий / М.А. Богданова, О.П. Нестерова, Н.В. Никонова [и др.] // Наука и мир. – 2017. – № 3-1(43). – С. 49-55. – EDN YHXAYL.
142. Шивуа, А. Дж. Энергетический метод оценки сейсмостойкости с помощью удельной энергетической плотности (УЭП) / А. Дж. Шивуа, Ю.Л. Рутман // Актуальные проблемы современного строительства: Сборник докладов «68 – я

- Международная научно – практическая конференция студентов, аспирантов и молодых ученых». – СПбГАСУ. – 2015. – ч. I. – С. 6–11.
143. Ю.П. Назаров, Е.В. Позняк. Интегральная модель сейсмического движения грунта в современной теории сейсмостойкости. Доклад на XII Всероссийской научно-практической и учебно-методической конференции «ФУНДАМЕНТАЛЬНЫЕ НАУКИ В СОВРЕМЕННОМ СТРОИТЕЛЬСТВЕ», 31 марта 2015 года, МГСУ.
144. Ю.П. Назаров, Е.В. Позняк. Расчеты строительных конструкций на волновые сейсмические воздействия в программном комплексе Starkon. Цифровые средства производства инженерного анализа: Сб. материалов Первой всерос. конф. с междунар. участием [Электронный ресурс]. – Тула: Изд-во Тул. гос. пед. ун-та им. Л. Н. Толстого, 2017. ISBN 978-5-6040223-6-8. С.179-185.
145. Яременко В. Г. Выбор оптимальных параметров систем динамической сейсмоизоляции при представлении сейсмического воздействия в виде "белого шума".// Сейсмостойкое строительство, 1983, Вып.1, с.18-21.

Приложение 1. Пример расчета системы с неоднородным демпфированием

Определение затухания в грунте при рассмотрении его в виде модели с $\frac{1}{2}$ степенью свободы. Результаты для слабых грунтов.

Исходные данные

Скорость распространения волн

$$V_2 := 150 \frac{\text{м}}{\text{с}}$$

Коэф пуассона

$$\nu := 0,3$$

Плотность грунта

$$\rho := 2 \frac{\text{т}}{\text{м}^3}$$

Коэффициент

$$\gamma_2 := 1,177$$

Модуль упругого сдвига

$$G := \left(\rho \cdot V_2^2 \right) = 45 \text{ МПа}$$

Модуль упругости

$$E := 2 \cdot G \cdot (1 + \nu) = 117 \text{ МПа}$$

$$\frac{E}{8} = 14,625 \text{ МПа}$$

Площадь фундамента

$$F := 46 \text{ м}^2$$

Радиус, соответствующий площади

$$r := \sqrt{\frac{F}{\pi}} = 3,8265 \text{ м}$$

Круговая частота

$$\omega := 16 \frac{\text{рад}}{\text{с}}$$

Период колебаний

$$T := \frac{2 \cdot \pi}{\omega} = 0,3927 \text{ с}$$

Безразмерная частота колебаний

$$\omega_0 := \omega \cdot \frac{r}{V_2} = 0,4082$$

Параметры вертикальной пружины и демпфера

$$C_z := \frac{4 \cdot G \cdot r}{1 - \nu} = 1,0034 \cdot 10^5 \cdot \frac{1}{\text{М}} \text{ТС}$$

$$B_z := \frac{4 \cdot r^2 \cdot \rho \cdot V_2}{V_2 \cdot (1 - \nu)} = 21326,2601 \frac{\text{Т}}{\text{С}}$$

Параметры горизонтальной пружины и демпфера

$$C_x := \frac{8 \cdot G \cdot r}{2 - \nu} = 82629,8346 \cdot \frac{1}{\text{М}} \text{ТС}$$

$$B_x := \pi \cdot r^2 \cdot \rho \cdot V_2 = 13800 \frac{\text{Т}}{\text{С}}$$

Параметры поворотной пружины и демпфера

$$C_\varphi := \left(\frac{2}{9} \cdot \pi^2 \cdot G \cdot r^3 \cdot (1,862 - 0,55 \cdot \omega_0) \right) = 9,2337 \cdot 10^5 \text{ МТС}$$

$$B_\varphi := \frac{2}{9} \cdot \pi^2 \cdot r^4 \cdot \rho \cdot V_2 \cdot 0,19 \cdot \omega_0 = 10939,8334 \text{ М}^2 \frac{\text{Т}}{\text{С}}$$

Затухание в долях от критического

$$\xi_z := \frac{B_z \cdot \omega}{2 \cdot C_z} = 0,1734 \quad \gamma_z := 2 \cdot \xi_z = 0,3468$$

$$\xi_x := \frac{B_x \cdot \omega}{2 \cdot C_x} = 0,1362 \quad \gamma_x := 2 \cdot \xi_x = 0,2725$$

$$\xi_\varphi := \frac{B_\varphi \cdot \omega}{2 \cdot C_\varphi} = 0,009665 \quad \gamma_\varphi := 2 \cdot \xi_\varphi = 0,0193$$

Результаты для грунтов средней жесткости.

Исходные данные

Скорость распространения волн

$$V_2 := 250 \frac{\text{м}}{\text{с}}$$

Коэф пуассона

$$\nu := 0,3$$

Плотность грунта

$$\rho := 2 \frac{\text{т}}{\text{м}^3}$$

Коэффициент

$$\gamma_2 := 1,177$$

Модуль упругого сдвига

$$G := \left(\rho \cdot V_2^2 \right) = 125 \text{ МПа}$$

Модуль упругости

$$E := 2 \cdot G \cdot (1 + \nu) = 325 \text{ МПа}$$

$$\frac{E}{8} = 40,625 \text{ МПа}$$

Площадь фундамента

$$F := 46 \text{ м}^2$$

Радиус, соответствующий площади

$$r := \sqrt{\frac{F}{\pi}} = 3,8265 \text{ м}$$

Круговая частота

$$\omega := 16 \frac{\text{рад}}{\text{с}}$$

Период колебаний

$$T := \frac{2 \cdot \pi}{\omega} = 0,3927 \text{ с}$$

Безразмерная частота колебаний

$$\omega_0 := \omega \cdot \frac{r}{V_2} = 0,2449$$

Параметры вертикальной пружины и демпфера

$$C_z := \frac{4 \cdot G \cdot r}{1 - \nu} = 2,7871 \cdot 10^5 \cdot \frac{1}{\text{М}} \text{ТС}$$

$$B_z := \frac{4 \cdot r^2 \cdot \rho \cdot V_2}{V_2 \cdot (1 - \nu)} = 35543,7669 \frac{\text{Т}}{\text{С}}$$

Параметры горизонтальной пружины и демпфера

$$C_x := \frac{8 \cdot G \cdot r}{2 - \nu} = 2,2953 \cdot 10^5 \cdot \frac{1}{\text{М}} \text{ТС}$$

$$B_x := \pi \cdot r^2 \cdot \rho \cdot V_2 = 23000 \frac{\text{Т}}{\text{С}}$$

Параметры поворотной пружины и демпфера

$$C_\varphi := \left(\frac{2}{9} \cdot \pi^2 \cdot G \cdot r^3 \cdot (1,862 - 0,55 \cdot \omega_0) \right) = 2,7056 \cdot 10^6 \text{ МТС}$$

$$B_\varphi := \frac{2}{9} \cdot \pi^2 \cdot r^4 \cdot \rho \cdot V_2 \cdot 0,19 \cdot \omega_0 = 10939,8334 \text{ М}^2 \frac{\text{Т}}{\text{С}}$$

Затухание в долях от критического

$$\xi_z := \frac{B_z \cdot \omega}{2 \cdot C_z} = 0,104 \quad \gamma_z := 2 \cdot \xi_z = 0,2081$$

$$\xi_x := \frac{B_x \cdot \omega}{2 \cdot C_x} = 0,0817 \quad \gamma_x := 2 \cdot \xi_x = 0,1635$$

$$\xi_\varphi := \frac{B_\varphi \cdot \omega}{2 \cdot C_\varphi} = 0,003299 \quad \gamma_\varphi := 2 \cdot \xi_\varphi = 0,0066$$

Результаты для скальных грунтов.

Исходные данные

Скорость распространения волн

$$V_2 := 800 \frac{\text{м}}{\text{с}}$$

Коэф пуассона

$$\nu := 0,3$$

Плотность грунта

$$\rho := 2 \frac{\text{т}}{\text{м}^3}$$

Коэффициент

$$\gamma_2 := 1,177$$

Модуль упругого сдвига

$$G := \left(\rho \cdot V_2^2 \right) = 1280 \text{ МПа}$$

Модуль упругости

$$E := 2 \cdot G \cdot (1 + \nu) = 3328 \text{ МПа}$$

$$\frac{E}{8} = 416 \text{ МПа}$$

Площадь фундамента

$$F := 46 \text{ м}^2$$

Радиус, соответствующий площади

$$r := \sqrt{\frac{F}{\pi}} = 3,8265 \text{ м}$$

Круговая частота

$$\omega := 16 \frac{\text{рад}}{\text{с}}$$

Период колебаний

$$T := \frac{2 \cdot \pi}{\omega} = 0,3927 \text{ с}$$

Безразмерная частота колебаний

$$\omega_0 := \omega \cdot \frac{r}{V_2} = 0,0765$$

Параметры вертикальной пружины и демпфера

$$C_z := \frac{4 \cdot G \cdot r}{1 - \nu} = 2,854 \cdot 10^6 \cdot \frac{1}{\text{М}} \text{ТС}$$

$$B_z := \frac{4 \cdot r^2 \cdot \rho \cdot V_2}{V_2 \cdot (1 - \nu)} = 1,1374 \cdot 10^5 \frac{\text{Т}}{\text{С}}$$

Параметры горизонтальной пружины и демпфера

$$C_x := \frac{8 \cdot G \cdot r}{2 - \nu} = 2,3504 \cdot 10^6 \cdot \frac{1}{\text{М}} \text{ТС}$$

$$B_x := \pi \cdot r^2 \cdot \rho \cdot V_2 = 73600 \frac{\text{Т}}{\text{С}}$$

Параметры поворотной пружины и демпфера

$$C_\varphi := \left(\frac{2}{9} \cdot \pi^2 \cdot G \cdot r^3 \cdot (1,862 - 0,55 \cdot \omega_0) \right) = 2,919 \cdot 10^7 \text{ МТС}$$

$$B_\varphi := \frac{2}{9} \cdot \pi^2 \cdot r^4 \cdot \rho \cdot V_2 \cdot 0,19 \cdot \omega_0 = 10939,8334 \text{ М}^2 \frac{\text{Т}}{\text{С}}$$

Затухание в долях от критического

$$\xi_z := \frac{B_z \cdot \omega}{2 \cdot C_z} = 0,0325 \quad \gamma_z := 2 \cdot \xi_z = 0,065$$

$$\xi_x := \frac{B_x \cdot \omega}{2 \cdot C_x} = 0,0255 \quad \gamma_x := 2 \cdot \xi_x = 0,0511$$

$$\xi_\varphi := \frac{B_\varphi \cdot \omega}{2 \cdot C_\varphi} = 0,000306 \quad \gamma_\varphi := 2 \cdot \xi_\varphi = 0,0006$$

Расчет стальной башни

Исходные данные для расчета

Динамическая масса сооружения

$$m_1 := 15,6 \text{ т}$$

Податливость материала сооружения

$$\delta_{11} := 2,5 \frac{\text{мм}}{\text{тс}}$$

Базовое пиковое ускорение грунта

$$PGA_0 := 4 \frac{\text{м}}{\text{с}^2}$$

Зависимость пиковых ускорений от периода колебаний

$$PGA(T) := 12,64 \cdot e^{-\left(\frac{T+7,73}{4,16}\right)} + \frac{29,76}{(T+2,52)^2}$$

Формообразующий спектральной кривой коэффициент

$$K_{PGA} := \frac{PGA(T)}{PGA(0,4)}$$

Коэффициент допускаемых повреждений по СП

$$K_1 := 1$$

Динамический коэффициент по предлагаемой методике

$$\beta(T; \xi) := \frac{1 - e^{-\frac{2 \cdot \pi \cdot \xi \cdot (10 + 2,5 \cdot T)}{T}}}{(2 \cdot \xi)^{1 - 0,5 \cdot e^{-0,1 \cdot T}}}$$

Вспомогательные расчеты

Определение периода колебаний башни

$$T_0 := 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{m_1 \cdot \delta_{11}} = 0,3962 \text{ с}$$

Расчет по СП 14.13330

$$S := m_1 \cdot PGA_0 \cdot K_1 \cdot \beta\left(\frac{T_0}{\text{с}}\right) \cdot K_\psi = 23,8614 \text{ тс}$$

Расчет по предлагаемой методике. Определение сейсмической нагрузки учитывая затухание сооружения

Затухание в долях от критического для стальных конструкций

$$\xi_{st} := 0,025$$

Сейсмическая нагрузка

$$S := m_1 \cdot PGA_0 \cdot K_1 \cdot \beta\left(\frac{T_0}{\text{с}}; \xi_{st}\right) = 29,7748 \text{ тс}$$

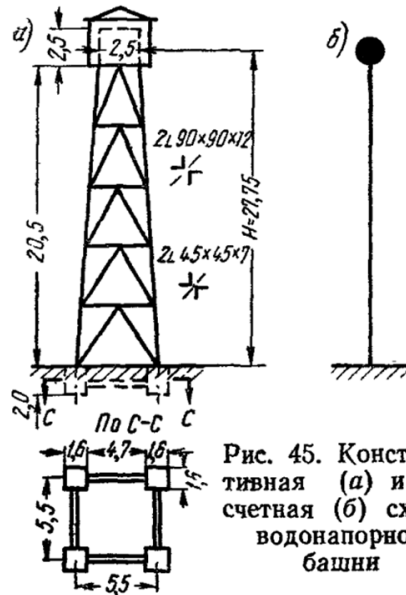


Рис. 45. Конструктивная (а) и расчетная (б) схемы водонапорной башни

Коэффициент отклонения затухания от базового по СП

$$K_\psi := 1,5$$

Динамический коэффициент по СП 14.13330.2018

$$\beta_{sp}(T) := \begin{cases} \text{if } T \leq 0,1 \\ 1 + 15 \cdot T \\ \text{else} \\ \text{if } T \geq 0,4 \\ 2,5 \cdot \left(\frac{0,4}{T}\right)^{0,5} \\ \text{else} \\ 2,5 \end{cases}$$

Учет влияния основания

Рассматривается фундамент в виде 4-х отдельно стоящих фундаментов под стойки набаритными размерами 1.6x1.6 м и глубиной 2м

Габаритный размер 1 фундамента квадратного сечения

$$b := 1,6 \text{ м}$$

Глубина фундамента

$$h := 2 \text{ м}$$

Расстояние от центра тяжести до фундамента

$$a := \frac{5,5 \text{ м}}{2} = 2,75 \text{ м}$$

Площадь фундамента

$$F_f := b^2 = 2,56 \text{ м}^2$$

Коэффициент, учитывающий размеры фундамента

$$u := \sqrt{\frac{10 \text{ м}^2}{F_f}} = 1,9764$$

Суммарная площадь боковой поверхности фундамента

$$F_{ftr} := 4 \cdot b \cdot h = 12,8 \text{ м}^2$$

Высота башни от фундамента

$$H := 23,75 \text{ м}$$

Определение параметрических зависимостей для учета жесткости и затухания в основании

Поворотное затухание

$$\xi_\varphi (\xi_z) := 0,6 \cdot \xi_z$$

$$b_0 := 1 \text{ м}^{-1}$$

Эффективное затухание пропорциональное деформации

$$\xi_{ef} (\xi_\varphi; E) := \frac{\delta_{11} \cdot \xi_{st} + \delta_f (E) \cdot \xi_\varphi}{\delta_{11} + \delta_f (E)}$$

Зависимость коэффициента равномерного сжатия от грунта

$$C_z (E) := b_0 \cdot E \cdot (1 + u)$$

Зависимость коэффициента равномерного сдвига от грунта

$$C_x (E) := 0,7 \cdot C_z (E)$$

Поворотная жесткость основания

$$K_\varphi (E) := 4 \cdot \left(F_f \cdot a^2 \cdot C_z (E) \cdot u + F_{ftr} \cdot a^2 \cdot C_x (E) \cdot u \right)$$

Податливость верха башни

$$\delta_f (E) := \frac{H^2}{K_\varphi (E)}$$

$$4 \cdot (F_f + 0,7 \cdot F_{ftr}) = 46,08 \text{ м}^2$$

Период колебаний башни с учетом грунта

$$4 \cdot F_f = 10,24 \text{ м}^2$$

$$T_e (E) := 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{m_1 \cdot (\delta_{11} + \delta_f (E))}$$

Наборы исходных данных

Среднее давление под подошвой фундамента

$$P_m := \frac{(14,6 + 4) \text{ тс}}{4 \cdot F_f} = 1,8164 \cdot \frac{1}{2} \text{ тс}$$

Скальный грунт	$E_1 := 416 \text{ МПа}$	$\xi_{\varphi 1} := 0,000306$
	$V_1 := 800 \frac{\text{м}}{\text{с}}$	

Грунт средней жесткости	$E_2 := 40 \text{ МПа}$	$\xi_{\varphi 2} := 0,003299$
	$V_2 := 250 \frac{\text{м}}{\text{с}}$	

Слабый грунт	$E_3 := 14,5 \text{ МПа}$	$\xi_{\varphi 3} := 0,009665$
	$V_3 := 150 \frac{\text{м}}{\text{с}}$	

$$T_e(E_1) = 0,3967 \text{ с} \quad \xi_{ef}(\xi_{\varphi 1}; E_1) = 0,0249$$

$$T_e(E_2) = 0,4015 \text{ с} \quad \xi_{ef}(\xi_{\varphi 2}; E_2) = 0,0244$$

$$T_e(E_3) = 0,4107 \text{ с} \quad \xi_{ef}(\xi_{\varphi 3}; E_3) = 0,0239$$

Определение нагрузки по предлагаемой методике

$$S_1 := m_1 \cdot PGA_0 \cdot K_1 \cdot \beta \left(\frac{T_e(E_1)}{\text{с}}; \xi_{ef}(\xi_{\varphi 1}; E_1) \right) = 29,8102 \text{ тс}$$

$$S_2 := m_1 \cdot PGA_0 \cdot K_1 \cdot \beta \left(\frac{T_e(E_2)}{\text{с}}; \xi_{ef}(\xi_{\varphi 2}; E_2) \right) = 30,0933 \text{ тс}$$

$$S_3 := m_1 \cdot PGA_0 \cdot K_1 \cdot \beta \left(\frac{T_e(E_3)}{\text{с}}; \xi_{ef}(\xi_{\varphi 3}; E_3) \right) = 30,3696 \text{ тс}$$

Определение нагрузки по СП 14

$$S_{f1} := m_1 \cdot PGA_0 \cdot K_1 \cdot \beta_{sp} \left(\frac{T_e(E_1)}{\text{с}} \right) \cdot K_{\psi} = 23,8614 \text{ тс}$$

$$S_{f2} := m_1 \cdot PGA_0 \cdot K_1 \cdot \beta_{sp} \left(\frac{T_e(E_2)}{\text{с}} \right) \cdot K_{\psi} = 23,8154 \text{ тс}$$

$$S_{f3} := m_1 \cdot PGA_0 \cdot K_1 \cdot \beta_{sp} \left(\frac{T_e(E_3)}{\text{с}} \right) \cdot K_{\psi} = 23,548 \text{ тс}$$

Определим базовое значение затухания

Базовое значение коэффициента потери энергии при колебаниях

$$\Psi := 1$$

Соответствующее затухание в долях от критического

$$\xi_{base} := \frac{\Psi}{4 \cdot \pi} = 0,0796$$

$$S_{base} := \left(m_1 \cdot PGA_0 \cdot K_1 \cdot \beta \left(\frac{T_e(E_2)}{c}; \xi_{base} \right) \right) = 16,5372 \text{ тс}$$

Тогда коэффициент отклонения затухания от базового может быть определен как отношение текущего динамического коэффициента к динамическому коэффициенту с базовым затуханием

$$K_{\psi 1} := \frac{\beta \left(\frac{T_e(E_1)}{c}; \xi_{ef}(\xi_{\varphi 1}; E_1) \right)}{\beta \left(\frac{T_e(E_1)}{c}; \xi_{base} \right)} = 1,8034$$

$$K_{\psi 2} := \frac{\beta \left(\frac{T_e(E_2)}{c}; \xi_{ef}(\xi_{\varphi 2}; E_2) \right)}{\beta \left(\frac{T_e(E_2)}{c}; \xi_{base} \right)} = 1,8197$$

$$K_{\psi 3} := \frac{\beta \left(\frac{T_e(E_3)}{c}; \xi_{ef}(\xi_{\varphi 3}; E_3) \right)}{\beta \left(\frac{T_e(E_3)}{c}; \xi_{base} \right)} = 1,835$$

Расчет железобетонной башни (заменено только затухание в материале башни)

Исходные данные для расчета

Динамическая масса сооружения

$$m_1 := 15,6 \text{ т}$$

Податливость материала сооружения

$$\delta_{11} := 2,5 \frac{\text{мм}}{\text{тс}}$$

Базовое пиковое ускорение грунта

$$PGA_0 := 4 \frac{\text{м}}{\text{с}^2}$$

Зависимость пиковых ускорений от периода колебаний

$$PGA(T) := 12,64 \cdot e^{-\left(\frac{T+7,73}{4,16}\right)} + \frac{29,76}{(T+2,52)^2}$$

Формообразующий спектральной кривой коэффициент

$$K_{PGA} := \frac{PGA(T)}{PGA(0,4)}$$

Коэффициент допускаемых повреждений по СП

$$K_1 := 1$$

Динамический коэффициент по предлагаемой методике

$$\beta(T; \xi) := \frac{1 - e^{-\frac{2 \cdot \pi \cdot \xi \cdot (10 + 2,5 \cdot T)}{T}}}{(2 \cdot \xi)^{1 - 0,5 \cdot e^{-0,1 \cdot T}}}$$

Вспомогательные расчеты

Определение периода колебаний башни

$$T_0 := 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{m_1 \cdot \delta_{11}} = 0,3962 \text{ с}$$

Расчет по СП 14.13330

$$S := m_1 \cdot PGA_0 \cdot K_1 \cdot \beta_{sp} \left(\frac{T_0}{\text{с}} \right) \cdot K_\psi = 23,8614 \text{ тс}$$

Расчет по предлагаемой методике. Определение сейсмической нагрузки учитывая затухание сооружения

Затухание в долях от критического

$$\xi_{st} := 0,05$$

Сейсмическая нагрузка

$$S := m_1 \cdot PGA_0 \cdot K_1 \cdot \beta \left(\frac{T_0}{\text{с}}; \xi_{st} \right) = 21,0386 \text{ тс}$$

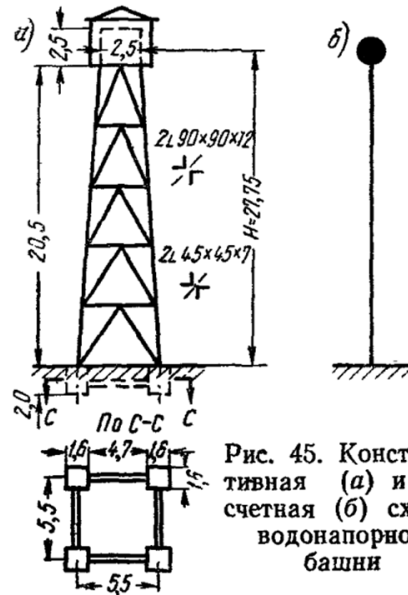


Рис. 45. Конструктивная (а) и расчетная (б) схемы водонапорной башни

Коэффициент отклонения затухания от базового по СП

$$K_\psi := 1,5$$

Динамический коэффициент по СП 14.13330.2018

$$\beta_{sp}(T) := \begin{cases} \text{if } T \leq 0,1 \\ 1 + 15 \cdot T \\ \text{else} \\ \text{if } T \geq 0,4 \\ 2,5 \cdot \left(\frac{0,4}{T} \right)^{0,5} \\ \text{else} \\ 2,5 \end{cases}$$

Учет влияния основания

Рассматривается фундамент в виде 4-х отдельно стоящих фундаментов под стойки набаритными размерами 1.6x1.6 м и глубиной 2м

Габаритный размер 1 фундамента квадратного сечения

$$b := 1,6 \text{ м}$$

Глубина фундамента

$$h := 2 \text{ м}$$

Расстояние от центра тяжести до фундамента

$$a := \frac{5,5 \text{ м}}{2} = 2,75 \text{ м}$$

Площадь фундамента

$$F_f := b^2 = 2,56 \text{ м}^2$$

Коэффициент, учитывающий размеры фундамента

$$u := \sqrt{\frac{10 \text{ м}^2}{F_f}} = 1,9764$$

Суммарная площадь боковой поверхности фундамента

$$F_{ftr} := 4 \cdot b \cdot h = 12,8 \text{ м}^2$$

Высота башни от фундамента

$$H := 23,75 \text{ м}$$

Определение параметрических зависимостей для учета жесткости и затухания в основании

Поворотное затухание

$$\xi_\varphi(\xi_z) := 0,6 \cdot \xi_z$$

$$b_0 := 1 \text{ м}^{-1}$$

Эффективное затухание пропорциональное деформации

$$\xi_{ef}(\xi_\varphi; E) := \frac{\delta_{11} \cdot \xi_{st} + \delta_f(E) \cdot \xi_\varphi}{\delta_{11} + \delta_f(E)}$$

Зависимость коэффициента равномерного сжатия от грунта

$$C_z(E) := b_0 \cdot E \cdot (1 + u)$$

Зависимость коэффициента равномерного сдвига от грунта

$$C_x(E) := 0,7 \cdot C_z(E)$$

Поворотная жесткость основания

$$K_\varphi(E) := 4 \cdot \left(F_f \cdot a^2 \cdot C_z(E) \cdot u + F_{ftr} \cdot a^2 \cdot C_x(E) \cdot u \right)$$

Податливость верха башни

$$\delta_f(E) := \frac{H^2}{K_\varphi(E)}$$

$$4 \cdot (F_f + 0,7 \cdot F_{ftr}) = 46,08 \text{ м}^2$$

Период колебаний башни с учетом грунта

$$4 \cdot F_f = 10,24 \text{ м}^2$$

$$T_e(E) := 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{m_1 \cdot (\delta_{11} + \delta_f(E))}$$

Наборы исходных данных

Среднее давление под подошвой фундамента

$$P_m := \frac{(14,6 + 4) \text{ тс}}{4 \cdot F_f} = 1,8164 \cdot \frac{1}{2} \text{ тс}$$

Скальный грунт	$E_1 := 416 \text{ МПа}$	$\xi_{\varphi 1} := 0,000306$
	$V_1 := 800 \frac{\text{м}}{\text{с}}$	

Грунт средней жесткости	$E_2 := 40 \text{ МПа}$	$\xi_{\varphi 2} := 0,003299$
	$V_2 := 250 \frac{\text{м}}{\text{с}}$	

Слабый грунт	$E_3 := 14,5 \text{ МПа}$	$\xi_{\varphi 3} := 0,009665$
	$V_3 := 150 \frac{\text{м}}{\text{с}}$	

$$T_e(E_1) = 0,3967 \text{ с} \quad \xi_{ef}(\xi_{\varphi 1}; E_1) = 0,0499$$

$$T_e(E_2) = 0,4015 \text{ с} \quad \xi_{ef}(\xi_{\varphi 2}; E_2) = 0,0488$$

$$T_e(E_3) = 0,4107 \text{ с} \quad \xi_{ef}(\xi_{\varphi 3}; E_3) = 0,0472$$

Определение нагрузки по предлагаемой методике

$$S_1 := m_1 \cdot PGA_0 \cdot K_1 \cdot \beta \left(\frac{T_e(E_1)}{\text{с}}; \xi_{ef}(\xi_{\varphi 1}; E_1) \right) = 21,0678 \text{ тс}$$

$$S_2 := m_1 \cdot PGA_0 \cdot K_1 \cdot \beta \left(\frac{T_e(E_2)}{\text{с}}; \xi_{ef}(\xi_{\varphi 2}; E_2) \right) = 21,3232 \text{ тс}$$

$$S_3 := m_1 \cdot PGA_0 \cdot K_1 \cdot \beta \left(\frac{T_e(E_3)}{\text{с}}; \xi_{ef}(\xi_{\varphi 3}; E_3) \right) = 21,7082 \text{ тс}$$

Определение нагрузки по СП 14

$$S_{f1} := m_1 \cdot PGA_0 \cdot K_1 \cdot \beta_{sp} \left(\frac{T_e(E_1)}{\text{с}} \right) \cdot K_{\psi} = 23,8614 \text{ тс}$$

$$S_{f2} := m_1 \cdot PGA_0 \cdot K_1 \cdot \beta_{sp} \left(\frac{T_e(E_2)}{\text{с}} \right) \cdot K_{\psi} = 23,8154 \text{ тс}$$

$$S_{f3} := m_1 \cdot PGA_0 \cdot K_1 \cdot \beta_{sp} \left(\frac{T_e(E_3)}{\text{с}} \right) \cdot K_{\psi} = 23,548 \text{ тс}$$

Определим базовое значение затухания

Базовое значение коэффициента потери энергии при колебаниях

$$\Psi := 1$$

Соответствующее затухание в долях от критического

$$\xi_{base} := \frac{\Psi}{4 \cdot \pi} = 0,0796$$

$$S_{base} := \left(m_1 \cdot PGA_0 \cdot K_1 \cdot \beta \left(\frac{T_e(E_2)}{c}; \xi_{base} \right) \right) = 16,5372 \text{ тс}$$

Тогда коэффициент отклонения затухания от базового может быть определен как отношение текущего динамического коэффициента к динамическому коэффициенту с базовым затуханием

$$K_{\psi 1} := \frac{\beta \left(\frac{T_e(E_1)}{c}; \xi_{ef}(\xi_{\varphi 1}; E_1) \right)}{\beta \left(\frac{T_e(E_1)}{c}; \xi_{base} \right)} = 1,2745$$

$$K_{\psi 2} := \frac{\beta \left(\frac{T_e(E_2)}{c}; \xi_{ef}(\xi_{\varphi 2}; E_2) \right)}{\beta \left(\frac{T_e(E_2)}{c}; \xi_{base} \right)} = 1,2894$$

$$K_{\psi 3} := \frac{\beta \left(\frac{T_e(E_3)}{c}; \xi_{ef}(\xi_{\varphi 3}; E_3) \right)}{\beta \left(\frac{T_e(E_3)}{c}; \xi_{base} \right)} = 1,3116$$

Расчет железобетонной башни с учетом повреждений

Исходные данные для расчета

Динамическая масса сооружения

$$m_1 := 15,6 \text{ т}$$

Коэффициент пластичности, определяющий степень повреждений

$$\mu := 5$$

Податливость материала сооружения

$$\delta_{11} := 2,5 \frac{\text{мм}}{\text{тс}} \cdot \mu^{0,57} = 6,2568 \frac{\text{мм}}{\text{тс}}$$

Базовое пиковое ускорение грунта

$$PGA_0 := 4 \frac{\text{м}}{\text{с}^2}$$

Зависимость пиковых ускорений от периода колебаний

$$PGA(T) := 12,64 \cdot e^{-\left(\frac{T+7,73}{4,16}\right)} + \frac{29,76}{(T+2,52)^2}$$

Формообразующий спектральной кривой коэффициент

$$K_{PGA} := \frac{PGA(T)}{PGA(0,4)}$$

Коэффициент допускаемых повреждений по СП

$$K_1 := 1$$

Динамический коэффициент по предлагаемой методике

$$\beta(T; \xi) := \frac{1 - e^{-\frac{2 \cdot \pi \cdot \xi \cdot (10 + 2,5 \cdot T)}{T}}}{(2 \cdot \xi)^{1 - 0,5 \cdot e^{-0,1 \cdot T}}}$$

Вспомогательные расчеты

Определение периода колебаний башни с учетом повреждений

$$T_0 := 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{m_1 \cdot \delta_{11}} = 0,6268 \text{ с}$$

Расчет по СП 14.13330

$$S := m_1 \cdot PGA_0 \cdot K_1 \cdot \beta_{sp} \left(\frac{T_0}{\text{с}} \right) \cdot K_\psi = 19,061 \text{ тс}$$

Расчет по предлагаемой методике. Определение сейсмической нагрузки учитывая затухание сооружения

Затухание в долях от критического

$$\xi_{st} := 0,05 + 0,1 \cdot \ln(\mu) = 0,2109$$

Сейсмическая нагрузка

$$S := m_1 \cdot PGA_0 \cdot K_1 \cdot \beta \left(\frac{T_0}{\text{с}}; \xi_{st} \right) = 10,0566 \text{ тс}$$

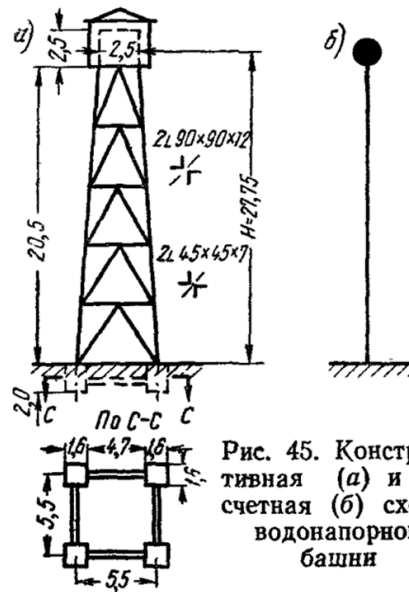


Рис. 45. Конструктивная (а) и расчетная (б) схемы водонапорной башни

Коэффициент отклонения затухания от базового по СП

$$K_\psi := 1,5$$

Динамический коэффициент по СП 14.13330.2018

$$\beta_{sp}(T) := \begin{cases} \text{if } T \leq 0,1 \\ 1 + 15 \cdot T \\ \text{else} \\ \text{if } T \geq 0,4 \\ 2,5 \cdot \left(\frac{0,4}{T} \right)^{0,5} \\ \text{else} \\ 2,5 \end{cases}$$

Учет влияния основания

Рассматривается фундамент в виде 4-х отдельно стоящих фундаментов под стойки набаритными размерами 1.6x1.6 м и глубиной 2м

Габаритный размер 1 фундамента квадратного сечения

$$b := 1,6 \text{ м}$$

Глубина фундамента

$$h := 2 \text{ м}$$

Расстояние от центра тяжести до фундамента

$$a := \frac{5,5 \text{ м}}{2} = 2,75 \text{ м}$$

Площадь фундамента

$$F_f := b^2 = 2,56 \text{ м}^2$$

Коэффициент, учитывающий размеры фундамента

$$u := \sqrt{\frac{10 \text{ м}^2}{F_f}} = 1,9764$$

Суммарная площадь боковой поверхности фундамента

$$F_{ftr} := 4 \cdot b \cdot h = 12,8 \text{ м}^2$$

Высота башни от фундамента

$$H := 23,75 \text{ м}$$

Определение параметрических зависимостей для учета жесткости и затухания в основании

Поворотное затухание

$$\xi_\varphi (\xi_z) := 0,6 \cdot \xi_z$$

$$b_0 := 1 \text{ м}^{-1}$$

Эффективное затухание пропорциональное деформации

$$\xi_{ef} (\xi_\varphi; E) := \frac{\delta_{11} \cdot \xi_{st} + \delta_f (E) \cdot \xi_\varphi}{\delta_{11} + \delta_f (E)}$$

Зависимость коэффициента равномерного сжатия от грунта

$$C_z (E) := b_0 \cdot E \cdot (1 + u)$$

Зависимость коэффициента равномерного сдвига от грунта

$$C_x (E) := 0,7 \cdot C_z (E)$$

Поворотная жесткость основания

$$K_\varphi (E) := 4 \cdot \left(F_f \cdot a^2 \cdot C_z (E) \cdot u + F_{ftr} \cdot a^2 \cdot C_x (E) \cdot u \right)$$

Податливость верха башни

$$\delta_f (E) := \frac{H^2}{K_\varphi (E)}$$

$$4 \cdot (F_f + 0,7 \cdot F_{ftr}) = 46,08 \text{ м}^2$$

Период колебаний башни с учетом грунта

$$4 \cdot F_f = 10,24 \text{ м}^2$$

$$T_e (E) := 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{m_1 \cdot (\delta_{11} + \delta_f (E))}$$

Наборы исходных данных

Среднее давление под подошвой фундамента

$$P_m := \frac{(14,6 + 4) \text{ тс}}{4 \cdot F_f} = 1,8164 \cdot \frac{1}{2} \text{ тс}$$

Скальный грунт	$E_1 := 416 \text{ МПа}$	$\xi_{\varphi 1} := 0,000306$
	$V_1 := 800 \frac{\text{м}}{\text{с}}$	

Грунт средней жесткости	$E_2 := 40 \text{ МПа}$	$\xi_{\varphi 2} := 0,003299$
	$V_2 := 250 \frac{\text{м}}{\text{с}}$	

Слабый грунт	$E_3 := 14,5 \text{ МПа}$	$\xi_{\varphi 3} := 0,009665$
	$V_3 := 150 \frac{\text{м}}{\text{с}}$	

$$T_e(E_1) = 0,3967 \text{ с} \quad \xi_{ef}(\xi_{\varphi 1}; E_1) = 0,2104$$

$$T_e(E_2) = 0,4015 \text{ с} \quad \xi_{ef}(\xi_{\varphi 2}; E_2) = 0,2055$$

$$T_e(E_3) = 0,4107 \text{ с} \quad \xi_{ef}(\xi_{\varphi 3}; E_3) = 0,197$$

Определение нагрузки по предлагаемой методике

$$S_1 := m_1 \cdot PGA_0 \cdot K_1 \cdot \beta \left(\frac{T_e(E_1)}{\text{с}}; \xi_{ef}(\xi_{\varphi 1}; E_1) \right) = 9,9756 \text{ тс}$$

$$S_2 := m_1 \cdot PGA_0 \cdot K_1 \cdot \beta \left(\frac{T_e(E_2)}{\text{с}}; \xi_{ef}(\xi_{\varphi 2}; E_2) \right) = 10,1008 \text{ тс}$$

$$S_3 := m_1 \cdot PGA_0 \cdot K_1 \cdot \beta \left(\frac{T_e(E_3)}{\text{с}}; \xi_{ef}(\xi_{\varphi 3}; E_3) \right) = 10,3289 \text{ тс}$$

Определение нагрузки по СП 14

$$S_{f1} := m_1 \cdot PGA_0 \cdot K_1 \cdot \beta_{sp} \left(\frac{T_e(E_1)}{\text{с}} \right) \cdot K_{\psi} = 23,8614 \text{ тс}$$

$$S_{f2} := m_1 \cdot PGA_0 \cdot K_1 \cdot \beta_{sp} \left(\frac{T_e(E_2)}{\text{с}} \right) \cdot K_{\psi} = 23,8154 \text{ тс}$$

$$S_{f3} := m_1 \cdot PGA_0 \cdot K_1 \cdot \beta_{sp} \left(\frac{T_e(E_3)}{\text{с}} \right) \cdot K_{\psi} = 23,548 \text{ тс}$$

Определим базовое значение затухания

Базовое значение коэффициента потери энергии при колебаниях

$$\Psi := 1$$

Соответствующее затухание в долях от критического

$$\xi_{base} := \frac{\Psi}{4 \cdot \pi} = 0,0796$$

$$S_{base} := \left(m_1 \cdot PGA_0 \cdot K_1 \cdot \beta \left(\frac{T_e(E_2)}{c}; \xi_{base} \right) \right) = 16,5372 \text{ тс}$$

Тогда коэффициент отклонения затухания от базового может быть определен как отношение текущего динамического коэффициента к динамическому коэффициенту с базовым затуханием

$$K_{\psi 1} := \frac{\beta \left(\frac{T_e(E_1)}{c}; \xi_{ef}(\xi_{\varphi 1}; E_1) \right)}{\beta \left(\frac{T_e(E_1)}{c}; \xi_{base} \right)} = 0,6035$$

$$K_{\psi 2} := \frac{\beta \left(\frac{T_e(E_2)}{c}; \xi_{ef}(\xi_{\varphi 2}; E_2) \right)}{\beta \left(\frac{T_e(E_2)}{c}; \xi_{base} \right)} = 0,6108$$

$$K_{\psi 3} := \frac{\beta \left(\frac{T_e(E_3)}{c}; \xi_{ef}(\xi_{\varphi 3}; E_3) \right)}{\beta \left(\frac{T_e(E_3)}{c}; \xi_{base} \right)} = 0,6241$$

Приложение 2. Внедрение работы



Россия, 190005, Санкт-Петербург, ул.6-я
Красноармейская, д.5-7, лит. А, часть помещения 2-Н,
офис 500Д
телефон: +7 (812) 600-15-19
e-mail: info@tramos.spb.ru
ОКПО 52813830 / ОГРН 1167746099586 / ИНН 7731305040 / КПП 783801001

**Акт о внедрении
результатов диссертационной работы Жемчугова-Гитмана Д. М. на тему
«Развитие линейно-спектрального метода расчета сейсмостойкости зданий и
сооружений»**

Автор: Жемчугов-Гитман Дмитрий Михайлович

Научный руководитель: д.т.н., проф. Уздин Александр Моисеевич

Настоящим актом подтверждается, что результаты диссертационной работы «Развитие линейно-спектрального метода расчета сейсмостойкости зданий и сооружений» Жемчугова-Гитмана Д. М. использованы в ООО «ТРАМОС» при разработке технических решений сейсмозащиты мостов на автомобильной дороге А-289 Краснодар - Славянск-на-Кубани - Темрюк - автомобильная дорога А-290 Новороссийск – Керчь.

Использование предлагаемых Д. М. Жемчуговым-Гитманом решений позволило принять предварительные решения о конструкции сейсмоизоляции по линейно-спектральной методике расчета сейсмостойкости в условиях ограниченных исходных данных о сейсмичности площадки строительства (отсутствие в момент проектирования официальных записей землетрясений для площадки строительства).

Дата внедрения: 20.06.2022

Главный инженер



К. А. Костылев