

Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение высшего образования «Петербургский государственный университет путей сообщения Императора Александра I»

На правах рукописи

Суконникова Татьяна Владимировна

Специальная сейсмозащита железнодорожных мостов

05.23.11 – Проектирование и строительство дорог, метрополитенов, аэродромов, мостов и транспортных тоннелей

Диссертация на соискание ученой степени кандидата технических наук

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

Санкт-Петербург - 2016

Оглавление

Введение.....	4
Глава 1. Анализ состояния исследуемого вопроса	11
1.1 Краткий исторический очерк развития методов сейсмозащиты зданий и сооружений	11
1.2 Анализ методов сейсмогашения и сейсмоизоляции мостов	21
1.3 Анализ особенностей применения метода сейсмоизоляции на железнодорожных мостах ...	27
1.3.1 Особенности сейсмоизоляции железнодорожных мостов	27
1.3.2 Сейсмозащита виадука Чинтура, Италия.....	30
1.3.3 Система сейсмозащиты моста Рион-Антирион.....	33
1.3.4 Сейсмоизолирующие системы, реализованные в проектах железнодорожных мостов Испании, Венгрии и Греции фирмой Maurer Sohnes (Германия).....	35
1.3.5 Опыт сейсмозащиты железнодорожных мостов в Японии.....	37
1.4 Цели и методы исследования	38
Глава 2. Исследование работы верхнего строения пути на мостах с элементами сейсмоизоляции при эксплуатационной нагрузке	41
2.1. Причины роста эксплуатационных затрат при использовании сейсмоизоляции	41
2.2. Оценка работы рельсовых плетей сейсмоизолированного моста при торможении поезда ..	44
2.2. Анализ напряженно-деформированного состояния рельсовых плетей сейсмоизолированных мостов от температурной нагрузки	48
2.3. Анализ напряженно-деформированного состояния рельсовых плетей сейсмоизолированных мостов от поперечных ударов подвижного состава	58
2.4. Выводы по разделу 2. Требования к системам сейсмоизоляции железнодорожных мостов	65
Глава 3. Анализ поведения сейсмоизолированных железнодорожных мостов при действии проектного и максимального расчетного землетрясения	67
3.1 Задача выбора расчетных воздействий для анализа эффективности сейсмоизоляции железнодорожных мостов	67
3.2. Оценка динамических характеристик сейсмоизолированных железнодорожных мостов	70
3.3. Анализ работы сейсмоизолированного моста с использованием акселерограмм прошлых землетрясений.....	74
3.4. Анализ эффективности работы сейсмоизоляции железнодорожного моста с использованием коротких временных процессов Аннаева-Уздина	85
3.5. Расчет по синтетическим акселерограммам, сгенерированным наиболее опасными для рассматриваемых сооружений	99
3.6. Оценка напряженно-деформируемого состояния рельсовой плети на подходах к мосту...	103

3.7. Выводы по главе 3.....	108
Глава 4. Технические решения сейсмозащиты железнодорожных мостов.....	110
4.1. Общие принципы сейсмозащиты железнодорожных мостов.....	110
4.2. Основные инженерные принципы сейсмозащиты мостов на железнодорожной линии	112
4.3 Реализация сформулированных предложений на мостах в г.Сочи.....	117
4.3.1 Расчетная схема для оценки параметров сейсмозащитных устройств	117
4.3.2 Особенности проведения и результаты расчета мостов при ПЗ и МРЗ.....	122
4.3.3 Описание и оценка характеристик вязких демпферов	127
4.4 Примеры конкретной реализации.....	131
5. Заключение	135
Список сокращений	138
Список литературы	139

Введение

Актуальность темы исследования. Сейсмоизоляция в настоящее время является одним из основных средств обеспечения сейсмостойкости мостов, особенно при сейсмичности 8 и более баллов. При этом между пролетным строением и опорой устанавливаются податливые или скользящие сейсмоизолирующие опорные части. Обычно для этого используются резиновые или сферические опорные части, которые обеспечивают значительные взаимные смещения между пролетным строением и опорой. Хотя указанное решение хорошо известно и применяется практически во всех странах, их применение до сих пор ограничивается автодорожными мостами. Это связано с тем, что большие взаимные смещения пролетного строения и опоры приводят к расстройству верхнего строения пути на мосту и могут быть причиной разрыва рельсовых плетей при эксплуатационных нагрузках, вызванных центробежной силой и поперечными ударами подвижного состава.

Обеспечение сейсмоизоляцией железнодорожного моста приводит к весьма существенной экономии при строительстве опор. В районах сейсмичностью 8 и более баллов стоимость опор может быть снижена на 40-50% дать сравнение экономических параметров, однако на первый взгляд задача сейсмоизоляции железнодорожного моста кажется неразрешимой.

Степень разработанности темы исследования. В практике проектирования известны единичные случаи применения сейсмоизоляции на железнодорожных мостах. При этом сейсмоизолирующие опорные части блокируются специальными элементами и не работают при эксплуатационных нагрузках. Такие решения повышают сейсмостойкость мостов только при действии редких сильных землетрясениях и требуют усиления опор на действие проектных землетрясений. В настоящее время проводятся серьезные исследования по применению сейсмоизоляции на железнодорожном транспорте, прежде всего в Италии и Японии, однако эти результаты не привели пока к решению задачи сейсмоизоляции железнодорожных мостов.

В России также отсутствуют проекты сейсмоизолированных железнодорожных мостов. Это обусловлено тем, что российские нормы (СП 35.13330.2011 «Мосты и трубы, п. 1.47) содержат ограничения на смещения пролетного строения относительно опоры. Нормы требуют, чтобы величина взаимного смещения u была:

$$u = 0.5\sqrt{L} \quad (1)$$

где u – перемещение, см;

L – длина пролетного строения, м.

При таком жестком ограничении период колебаний моста не должен превосходить величину порядка 1.1-1.3 с, а парциальный период существующих опорных устройств составляет 2-4 с.

Целью работы явилось обоснование возможности применения сейсмоизоляции для железнодорожных мостов и разработка технических решений, обеспечивающую как сейсмоизоляцию моста, так и нормальную эксплуатацию верхнего строения пути. Для достижения поставленной цели пришлось решить следующие **задачи**:

1. Оценить работу верхнего строения пути сейсмоизолированного железнодорожного моста при горизонтальных нагрузках от торможения и поперечных ударов;
2. Оценить работу верхнего строения пути при проектном и максимальном расчетном землетрясении;
3. Разработать общие требования к системам сейсмоизоляции железнодорожных мостов;
4. Разработать техническое решение сейсмоизоляции моста, обеспечивающее сейсмоизоляцию моста и нормальную эксплуатацию верхнего строения пути.

Научная новизна работы, отражающая ее **теоретическую значимость**, состоит в следующем:

1. Впервые проанализирована работа верхнего строения пути сейсмоизолированного моста на продольную нагрузку от воздействия температуры

и торможения подвижного состава; при этом показана возможность смягчения нормативного требования на ограничение перемещений пролетного строения примерно в два раза;

2. Впервые проанализирована работа верхнего строения пути на поперечные нагрузки от ударов подвижного состава и на этой основе сделаны рекомендации по устройству сейсмоизолирующих опорных частей. В частности, рекомендовано использование в продольном направлении объединяющей сейсмоизоляции; в поперечном – чередование податливой и жесткой опорных частей;

3. Впервые проанализировано поведение верхнего строения пути при действии проектного и максимального расчетного землетрясения: во всех случаях применения сейсмоизоляции лучше будет работать мост с ездой на балласте. При пролетах моста более 33 м сочетание безбалластного мостового полотна и обычной сейсмоизоляции в виде податливых опорных частей и демпферов неприемлемо;

Практическая значимость работы заключается в том, что результаты теоретических исследований автора доведены до практических предложений и реализации при возведении более ста опор железнодорожных мостов на Олимпийских объектах г. Сочи. Предложено новое техническое решение опирания пролетных строений железнодорожного моста, обеспечивающего нормальную эксплуатацию верхнего строения пути. По предлагаемому решению получен патент №2550777.

Методика исследования включала построение математических моделей мостовой сейсмоизолированной конструкции, их численный анализ, сопоставление получаемых результатов с данными других исследований и опытом устройства сейсмоизоляции на мостах; разработку предложений и технических решений по сейсмоизоляции железнодорожных мостов.

На защиту выносятся:

1. Методика и результаты оценки напряженно-деформированного состояния рельсовых плетей железнодорожных мостов при продольной нагрузке от температуры и торможения подвижного состава;

2. Методика и результаты расчета напряженно-деформированного состояния рельсовых плетей при поперечной нагрузке от поперечных ударов подвижного состава;

3. Методика задания расчетных акселерограмм и результаты динамического расчета мостов на действие проектного землетрясения (ПЗ) и максимального расчетного землетрясения (МРЗ);

4. Рекомендации по устройству систем сейсмоизоляции железнодорожных мостов;

5. Новое техническое решение сейсмоизоляции железнодорожных мостов.

Степень достоверности результатов исследований. Достоверность результатов исследований обеспечивается использованием широко известных методов строительной механики и апробированных программных комплексов. Результаты исследований подтверждаются их соответствием данным других специалистов, полученным по отдельным вопросам, рассмотренным в диссертации. Обоснованность предлагаемых технических решений подтверждается их широким внедрением на железнодорожных линиях в районе г. Сочи.

Апробация работы

Результаты исследований докладывались:

1. На семинарах в ПГУПС, 2009-2012 гг
2. На VI Савиновских чтениях в Санкт-Петербурге, 2010
3. На XV Всемирной конференции по сейсмостойкому строительству (Лиссабон, 2012)

Результаты диссертационной работы реализованы при строительстве нескольких эстакад на железнодорожной линии Адлер-Сочи, при строительстве железнодорожного моста через р. Мзымту в районе г. Сочи, при строительстве моста через р. Или в Казахстане.

Публикации:

По теме диссертации опубликованы 9 статей, в том числе 3 в изданиях ВАК:

1. Жгутова, Т.В. Сейсмозащита моста на олимпийской лыжной трассе в Красной Поляне / Кузнецова И.О., Шермухамедов У., Жгутова Т.В., Хайбинь В. // Известия Петербургского государственного университета путей сообщения. №2. – 2010. – С. 199 – 207.
2. Жгутова, Т.В. К вопросу использования двух пролетных строений для гашения сейсмических колебаний опор мостов / Жгутова Т.В., Хайбинь В. // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. №2. – 2011. – С. 64 – 68.
3. Жгутова, Т.В. Оценка работы рельсового пути на мостах с сейсмоизоляцией и требования к сейсмоизоляции с учетом работы пути / Жгутова Т.В., Уздин А.М. // Известия Петербургского государственного университета путей сообщения. №3. – 2012. – С. 217– 237.
4. Жгутова, Т.В. Сейсмоизоляция железнодорожных мостов / Кузнецова И.О., Уздин А.М., Хайбинь В., Жгутова Т.В. // Дороги. Инновации в строительстве. №4. – 2010. – С. 64 – 68.
5. Жгутова, Т.В. Оценка безопасности бесстыкового пути по величине зазора при его разрыве / Зайцева Т.И., Жгутова Т.В., Самойлова А.В., Уздин А.М. // Природные и техногенные риски. Безопасность сооружений. – №4. – 2011. – С.53-56.
6. Жгутова, Т.В. Сейсмозащита железнодорожных мостов в Сочи / Кузнецова И.О., Уздин А.М., Жгутова Т.В., Хайбинь В., Шульман С.А. // Заседания рабочей группы ASSISi «Сейсмоизоляция мостов и крупномасштабное проектирование». – 2011. – С. 119– 132.
7. Жгутова, Т.В. Оценка безопасности работы рельсовой плети на подходах к сейсмоизолированному мосту / Жгутова Т.В., Зайцева Т.И. // Природные и техногенные риски. Безопасность сооружений. -№2. – 2013. – С.32-33.
8. Жгутова, Т.В. Простая модель сейсмического воздействия для динамического расчета сооружений / Аннаев Г., Ильясов А.Б., Жгутова Т.В.,

Сахаров О.А., Уздин А.М. // Природные и техногенные риски. Безопасность сооружений. №1. – 2014. – С.24 – 27.

9. Жгутова, Т.В. Результаты исследования сейсмоизоляции железнодорожных мостов / Жгутова Т.В. // Природные и техногенные риски. Безопасность сооружений. №4. – 2014. – С.19 – 22.

Объем работы

Диссертация состоит из введения, четырех глав и общих выводов, списка литературы (152 наименования, из них 40 - на иностранном языке), содержит 155 страниц текста, в т.ч. 70 рисунков и 5 таблиц.

Во введении обосновывается актуальность темы и дается краткая характеристика работы.

В первой главе дан анализ состояния исследуемого вопроса. При этом отмечается вклад в разработку проблемы отечественных и зарубежных специалистов: Абакарова А.Д., Айзенберга Я.М., Аптикеева Ф.Ф., Аубакирова А.Т., Бешлиу А.В., Белаш Т.А., Гольденблата И.И., Долгой, А.А., Ильичева В.А., Карцивадзе Г.Н., Килимника Л.Ш., Корчинского И.Л., Костарева В.В., Кузнецовой И.О., Напетваридзе Ш.Г., Н.А. Николаенко, Ю.Л. Рутмана, Савинова О.А., Ставницера Л.Р., Уздина А.М., Шульмана С.А., Дж. Барра, М. Био, А. Мариони, Ф. Омори, М. Фардиса, П. Хубера.

При наличии значительного числа работ вопросы сейсмоизоляции железнодорожных мостов до настоящего времени не изучены, и сейсмоизоляция применяется лишь в единичных случаях. Это связано с тем, что отсутствует анализ работы верхнего строения пути как при эксплуатационных нагрузках, так и при действии ПЗ и МРЗ.

Вторая глава посвящена работе сейсмоизолированных мостов при эксплуатационных нагрузках: продольных (от температуры, а также торможения поезда) и поперечных (от ударов подвижного состава). Для нагрузок продольного направления разработана расчетная схема и методика учета нелинейности подрельсового основания. Таким образом, можно отследить влияние устройств сейсмоизоляции на эксплуатационные характеристики пути и то, как меняются

напряжения в пути за счет изменения жесткости сейсмоизолирующих опорных частей.

При отсутствии сейсмоизоляции напряжения в рельсах от ударов подвижного состава пренебрежимо малы. Расчеты на воздействие ударов подвижного состава показывают, что более-менее приемлемой можно считать сейсмоизоляцию с использованием системы из одной податливой и одной поперечно-подвижной групп опорных частей под пролетное строение, при этом предпочтительнее, чтобы железнодорожный путь был уложен на балласте.

В третьей главе рассмотрена работа моста при действии землетрясений различной силы, проанализированы существующие методы задания сейсмического воздействия: акселерограммы прошлых землетрясений, моделирование расчетных воздействий коротким временным процессом с заданным спектром, генерация синтетических акселерограмм под площадку строительства, генерация узкополосного процесса с одной или небольшим количеством частот, опасных для сооружения. В главе развит подход генерации воздействия с линейно меняющейся частотой колебаний, при этом автором предложены зависимости шага цифровки процесса и его уровня в зависимости от частоты основного тона колебаний сооружений и ситуационной сейсмичности на площадке строительства.

В четвертой главе сформулированы общие требования сейсмозащиты железнодорожных мостов, предложено техническое решение по обеспечению нормальной эксплуатации железнодорожного пути наряду с сейсмозащитой моста при ПЗ и МРЗ, приведены примеры его реализации.

Общие выводы содержат анализ заданных воздействий на сооружение, рекомендации к проведению соответствующих расчетов, полученные результаты и, соответственно, рекомендации по устройству сейсмоизоляции на железнодорожных мостах.

Глава 1. Анализ состояния исследуемого вопроса

1.1 Краткий исторический очерк развития методов сейсмозащиты зданий и сооружений

Первыми строителями, обратившими особое внимание на сейсмостойкость капитальных построек, были инки [49].

Особенностями архитектуры инков является необычайно тщательная и плотная (так, что между блоками нельзя просунуть и лезвия ножа) подгонка каменных блоков (часто неправильной формы и различных размеров) друг к другу, без использования строительных растворов, наклонённые внутрь стены со скруглёнными углами и лёгкие соломенные крыши.

В связи с односторонностью связи между камнями при сильных воздействиях система вела себя нелинейно и не имела резонансных частот. При землетрясениях небольшой и средней силы такая кладка оставалась практически неподвижной, а при сильных — камни «плясали» на своих местах, не теряя взаимного расположения и при окончании землетрясения, укладывались в прежнем порядке. От падения соломенной крыши жителей городов инков предохранял тканый тент, перекрывавший потолок.

Эти обстоятельства позволяют считать сухую кладку стен инками одним из первых в истории устройств адаптивной сейсмозащиты [4], приспособляющейся к сейсмическому воздействию.

В местностях, где землетрясения были особенно часты (например, Япония), защита от сейсмических явлений достигалась путём максимального облегчения построек, использования вместо камня таких материалов, как древесина и бамбук, а также лёгких ширм вместо капитальных стен [95].

Порой не следует навязывать зданию непосильную задачу сопротивляться сокрушительному землетрясению. Лучше дать этому зданию с помощью сейсмической изоляции возможность как бы парить над трясущейся землей:

сейсмические изоляторы и на сегодняшний день считаются наиболее эффективной технологией в сейсмостойком строительстве [95].

Первые попытки сейсмоизоляции зданий относятся примерно к третьему веку нашей эры. Древние зодчие, чтобы защитить здания от землетрясений, придумали возводить их на фундаментах, основанием которых служат подушки из чистой гончарной глины [48]. Они учли, что хорошо промешанная, определенной влажности, защищенная от высыхания сырая гончарная глина обладает долговечными пластическими свойствами. В силу высокой пластичности глины во время землетрясения часть колебаний земли гасится в этой подушке. Аналогом фундаментов из глины под монументальные сооружения древности являются современные сейсмоизоляторы из слоистой резины [131].

Другим примером применения сейсмоизоляции является устройство на стыке фундамента и цоколя горизонтального шва под всем зданием на тощем лессовом растворе с песком [95]. В современном понимании это одновременно и скользящий пояс, и выключающаяся связь. При превышении определенного уровня сейсмической нагрузки слабый раствор разрушается и здание проскальзывает.

Прообразом устройства кинематических опор (зданий на шарах, эллипсоидах, катках) являются «камышовые пояса» [48]. Древние строители на фундаменты перпендикулярно плоскости стены укладывали стебли камыша ровным слоем. При землетрясении основание с фундаментом двигалось, а здание в силу своей инерции оставалось на месте. Сейсмоизолированный дом на шарах изображен в книге древнеримского зодчего Витрувия [48,105]. Более поздним примером применения сейсмоизоляции на уровне интуиции является предложение англичанина Джона Мильна [95]. Работая в Университете Токио в 1876–1895 годах, он построил сейсмоизолированное здание на шарах, находящихся в литых чугунных пластинах с «блюдцеподобными краями» на верхних торцах свай. Над шарами располагались слегка вогнутые металлические пластины, которые были соединены со зданием.

Первый патент по устройству сейсмоизоляции получил в 1909 году. Дж. А. Калантариентс [95], врач из города Скарбороуф на севере Англии. Он представил на рассмотрение в Британскую патентную организацию свой метод строительства, который предполагал возведение зданий на «свободном соединении» с фундаментом. Между фундаментом и зданием располагался слой чистого песка, слюды или талька, которые позволяют ему скользить во время землетрясения, тем самым, снижая силы, передаваемые на здание.

В начале прошлого века, после сильнейших землетрясений в Сан-Франциско (США, 1906) и Токио (Япония, 1923), появились предложения по проектированию фундаментов сооружений с элементами, которые могли бы снижать сейсмические нагрузки на надземную часть здания. Одним из них было предложение, сделанное М. Вискордини в 1925 году [105] по устройству катковых сейсмоизолирующих опор или опорных колонн со сферическими верхними и нижними торцами в подземной части зданий. Однако это предложение не получило распространения, поскольку конструктивное решение сейсмоизоляции трудно было выполнить практически, а используемый в то время статический метод определения сейсмических нагрузок на сооружения не позволил оценить ее эффект сейсмоизоляции.

В 1930-х годах возникла идея сейсмоизоляции с помощью устройства в зданиях первого (или подвального) гибкого этажа. Она основывалась на существующем в то время представлении, что при всех землетрясениях сейсмическая реакция зданий с гибкой конструктивной схемой всегда меньше, чем у зданий с жесткой конструктивной схемой. Эта идея получила довольно широкое распространение, в том числе и в нашей стране, так как не требовала специальных мероприятий, выходящих за границы традиционных способов строительства зданий. Строить здания с гибким первым этажом начали в 1930-х годах на Тихоокеанском побережье США. Позже их стали возводить в Италии, Мексике, Югославии, СССР. При внедрении в практику сейсмостойкого строительства не были учтены все особенности этой конструкции и все возможные типы землетрясений. Однако последствия ряда землетрясений, а также анализ записей

сильных землетрясений показали на возможность возникновения весьма заметных ускорений в области периодов более 1,0 с.

В случае расположения зданий с первым гибким этажом в зоне таких землетрясений возможны их катастрофические разрушения, что и произошло в Каракасе в 1967 году [95]. Большие повреждения и разрушения получили каркасные здания без заполнения в первом этаже в Мехико (1957), Агадире (1960), Скопле (1963), Бухаресте (1977) [7,10,77,105].

Учитывая, что землетрясения с преобладанием низкочастотных колебаний, как правило, возникают при наличии определенных инженерно-геологических условий, здания с гибким первым этажом могут использоваться как средство сейсмоизоляции с учетом местных условий и правильного проектирования [3].

Первый сейсмоизолированный трехэтажный жилой дом был построен в 1959 году в Ашхабаде (Туркмения) по проекту инженера Ф.Д. Зеленкова [36].

Для повышения надежности сейсмоизолированных сооружений дополнительно могут быть применены включающиеся или выключающиеся связи, демпферы и т.п. [1,4,40,45,106,148].

С середины 70-х годов прошлого века специальные системы сейсмозащиты начали активно применяться в сейсмостойком строительстве и разрабатываться теория работы таких систем. В соответствии со сложившимися подходами [7,10,33,47,54,85,105 и др.] к сейсмозащите зданий и сооружений сейсмозащиту принято подразделять на традиционную и специальную.

Традиционная сейсмозащита предполагает меры по восприятию сейсмических нагрузок.

Поскольку сейсмические нагрузки не являются чисто внешними, а генерируются самой конструкцией в процессе сейсмических колебаний, появляется возможность разработки мероприятий, направленных на изменение самих сейсмических сил. Такие сейсмозащитные мероприятия были названы специальными. Специальная сейсмозащита подразделяется на сейсмогашение и сейсмоизоляцию. Детальный обзор современных методов сейсмогашения и сейсмоизоляции приведен в исследованиях [105,106,108,113,131,148].

Согласно [105], сейсмоизоляция представляет собой систему опирания сооружения, обеспечивающую уменьшение энергии, передаваемой сооружению в процессе сейсмических колебаний, за счет установки в некотором уровне элементов повышенной податливости, приводящих к отстройке спектра сооружения от спектра воздействия в длиннопериодную область. В настоящее время сейсмоизоляцию можно считать наиболее перспективным средством сейсмозащиты зданий и сооружений, возводимых в районах с сейсмичностью выше 8 баллов. В мире построены в настоящее время тысячи сейсмоизолированных зданий и сооружений. Подробное их описание имеется в монографии [148]. На рис.1.1 приведена классификация существующих систем сейсмозащиты по принципу их работы.

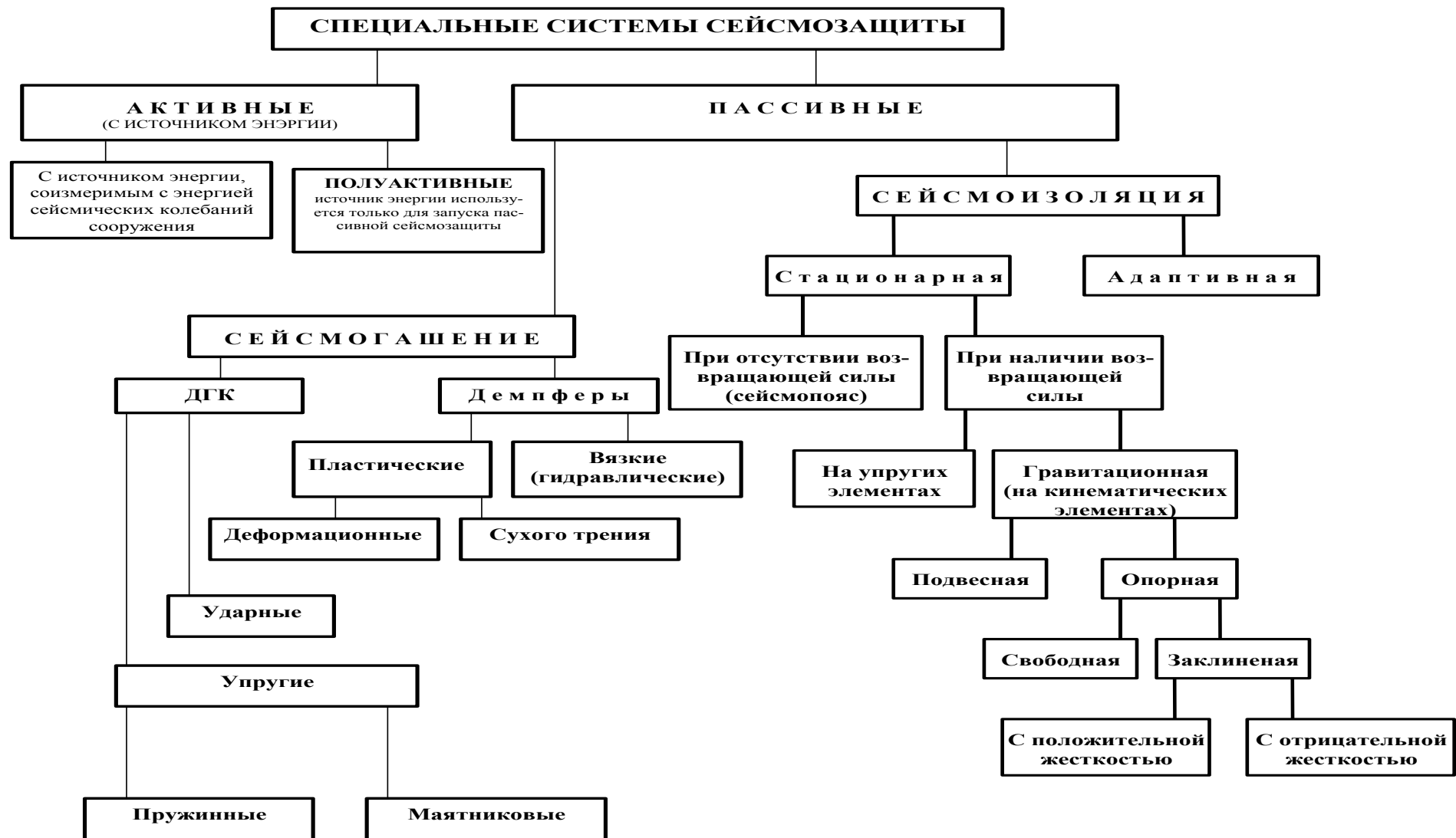


Рисунок 1.1 - Классификация систем сейсмоизоляции по принципу их работы

В соответствии с [105] все системы сейсмоизоляции подразделяются на стационарные и адаптивные. Стационарные системы сохраняют свои упруго-демпфирующие характеристики в процессе колебаний, а адаптивные - необратимо изменяют свои параметры, приспособляясь к программе нагружения (сейсмическому воздействию). Такая работа характерна, например, для упомянутой выше каменной кладки древних инков.

Теория адаптивных систем развита в работах Я.М.Айзенберга [4].

Стационарные системы сейсмоизоляции могут быть подразделены на системы с восстанавливающей силой и без нее [105]. Последний тип сейсмоизоляции осуществляется путем устройства сейсмоизолирующего скользящего пояса (сейсмопояса). В этих системах на сейсмоизолированную часть сооружения не может передаваться нагрузка, превышающая силу трения в сейсмопоясе. Конструкции сейсмоизолирующего пояса предлагались многими специалистами [105], однако наиболее детально они исследованы в работах Л.Ш.Килимника, В.П.Чуднецова и Л.А.Солдатовой [111].

В свою очередь системы сейсмоизоляции с восстанавливающей силой подразделяются на упругие и гравитационные. У первых восстанавливающей является сила упругости, а у вторых - сила тяжести.

Сейсмоизолирующие фундаменты на упругих опорах получили широкое распространение в строительной практике. К их числу относятся упомянутые выше здания с гибким нижним этажом, а также здания на резиновых опорах. Резиновые опоры являются в настоящее время основными сейсмоизолирующими элементами, применяемыми за рубежом [113,119,131,140,148]. Сейсмоизоляция с использованием упругих сейсмоизолирующих опор является наиболее простой и разработанной, а ее применение при корректном подборе параметров системы достаточно эффективно.

Сейсмоизолирующие фундаменты на кинематических опорах (КО) гравитационного типа детально описаны в [105,106]. Наиболее известными из них являются кинематические опоры В.В.Назина [65], Ю.Д.Черепинского [110], А.В.Курзанова [60]. Здания на таких опорах построены в Петропавловске-

Камчатском, Навои, Южно-Сахалинске, Сочи и других, сейсмически опасных регионах СНГ. В патентной литературе имеется более сотни предложений по устройству гравитационных кинематических фундаментов. Такое обилие предложений объясняется тем, что изменение поверхности катания опор такого фундамента может привести к изменению динамических характеристик системы в целом, и, соответственно, к новому техническому решению.

Гравитационные сейсмоизолирующие фундаменты можно подразделить на подвесные и опорные. В подвесных фундаментах здание устанавливается на верхнюю фундаментную плиту, которая на тягах подвешивается к рамной конструкции, жестко соединенной с нижней фундаментной плитой. К такому типу фундаментов относится первый в СССР сейсмоизолирующий фундамент Ф.Д.Зеленькова [36], в г.Ашхабаде. В опорных фундаментах верхняя фундаментная плита опирается на кинематические опоры. Общее уравнение движения здания на кинематических фундаментах с произвольной поверхностью катания получено А.М.Уздиным, А.А.Долгой и А.Н.Гунчевым [29].

С точки зрения вида уравнений движения системы важным оказывается поведение сооружения вблизи положения покоя. По этому признаку кинематические опоры подразделяются на свободные и заклиненные [105]. Свободные опоры перемещаются при любой горизонтальной нагрузке на здание, что сильно усложняет эксплуатацию таких зданий. В связи с этим в последних решениях КО предусматривается наличие площадок или углублений в центральной части поверхности катания, препятствующих выкатыванию опоры при малых нагрузках. Фундаменты с такими опорами называются заклиненными. Указанное конструктивное изменение привело к принципиальным различиям в работе свободных и заклиненных опор. Здание на свободных опорах может быть описано линейными уравнениями при малых его колебаниях, а для случая заклиненных опор такая линеаризация вблизи положения равновесия в принципе не возможна [105]. Однако уравнения колебаний здания на заклиненных опорах во многих случаях могут быть линеаризованы при больших амплитудах колебаний.

Все заклиненные опоры подразделяются на два типа - с положительной и

отрицательной жесткостью. Если рассматривать сооружение как жесткое тело массой m , то для первого типа опор его движение вдали от положения равновесия описывается уравнением колебаний вида:

$$M \ddot{y} + F(\dot{y}) + Q(y) = -M \ddot{y}_o, \quad (1.1)$$

где M - масса сооружения;

$F(\dot{y})$ - сила сопротивления,

$Q(y)$ - сила упругости, причем $\frac{dQ}{dy} > 0$,

y - смещение центра тяжести сооружения относительно основания, равное приблизительно взаимному смещению плит сейсмоизолирующего фундамента;

В этом случае возможна линеаризация уравнений движения системы при больших смещениях сооружения.

Для второго типа опор движение сооружения вдали от положения равновесия описывается уравнениями теории катастроф, которые не могут быть линеаризованы ни при каких смещениях сооружения. При этом уравнение движения имеет вид аналогичный (1.1), но $\frac{dQ}{dy} < 0$, а его решение носит экспоненциальный характер. Устойчивость сооружения может обеспечиваться в этих системах за счет смены направления восстанавливающей силы при переходе опор через положение равновесия.

Рассмотренные методы специальной сейсмозащиты зданий и сооружений в полной мере относятся и к мостам. Однако при этом необходимо учитывать специфику мостовых конструкций и их работу под нагрузкой [45,53,59,112,113]. В первую очередь здесь необходимо учесть, что в мостах сейсмоизоляция устанавливается не в уровне фундамента, а между опорой и пролетным строением [106,108]. Второй важной особенностью является протяженность моста. Под разными опорами может быть разная сейсмичность [22,132]. Имеются и другие специфические особенности колебаний мостов, рассмотренные в [44,45,54,55,106]. Эти особенности привели к тому, что проблемы сейсмостойкости мостов выделены в самостоятельную проблему общей теории сейсмостойкости [24,44,45,69]. В

рамках этой проблемы проводится широкий круг исследований сейсмических колебаний мостов. В частности, вопросами повреждения мостов при сильных землетрясениях посвящены работы А.А. Гельфера [21], Г.Н. Карцевадзе [44], Г.С. Шестоперова [112], Дж.Барра [113] и др. Взаимодействиям пролетных строений и опор, а также устойчивостью пролетных строений против сбрасывания с опор посвящены исследования Т.М. Азаева, И.О. Кузнецовой и А.М. Уздина [2], И.О. Кузнецовой, А.М. Уздина и А.С. Ткаченко [57], Г.Н.Карцевадзе [49] и др.

Проблемам взаимодействия мостовых опор с основанием посвящены работы В.А. Ильичева [37,38], М.В. Фрезе и А.М. Уздина [43], В.Н. Ломбардо [61] и др.

Проблемам оценки степени ответственности мостов и задания их предельных состояний, а также коэффициентам сочетаний сейсмической и подвижной нагрузок посвящены работы В.В. Воронец, Ю.И. Ефименко, А.Е. Красковского и А.М. Уздина [19], И.О. Кузнецовой, А.М. Уздина, О.А. Сахарова [20], И.И. Гольденבלата, Н.А. Николаенко, С.В. Полякова и С.В. Ульянова [25], И.О. Кузнецовой и О.А. Сахарова [58,134], Г.П. Передерия [70], О.А. Савинова и А.М. Уздина [88,101], К.Сайлера, О.Фишера и М. Хенгста [146] и др.

Проблеме неоднородности поля ускорений по длине моста и расчету мостов, как многоопорных сооружений, посвящены работы А.М. Уздина и Л.Н.Гиман (Дмитровской) [22,23,104], А.А.Петрова [72,75], А.Кюригяна [127,132], В.Микова и Дж.Петровского [137], М.Петрониджевича, М.Нифовской и С.Брчика [142] и др.

Расчетам мостов со сложной расчетной схемой (висячих, вантовых, большепролетных и т.п.) посвящены исследования Р.Флеша [123], К.Маки и Б.Стадживиновича [136], В.Нельсона, Ф.Руи и Р.Делигадо [138], А.Секстаса, А.Капаса и К.Петиликиса [147] и др.

Вопросы нелинейного расчета мостов освещены в работах С.Чанга [117], М.Чатхари [118], А.Расуло, Д.Балагини и А.Павеса [143], В.В. Верхолина, Б.Н. Квасникова, Е.А. Рулевича и А.М. Уздина [17] и др.

Вопросам совершенствования норм сейсмостойкости мостов посвящены работы А.М. Уздина [100-103], О.Байрока [114], Дж.Барра [113], Д.Доврика [121], М.Н. Фардиса [122], Р.Парка и Т.Паули [141], Е.Сапоунсакиса и Д.Эксарчопулоса

[145] и др.

По этой причине проблемы сейсмоизоляции мостов рассматриваются ниже отдельно.

1.2 Анализ методов сейсмогашения и сейсмоизоляции мостов

Проблемы сейсмогашения и сейсмоизоляции мостов рассматривались ранее многими специалистами: И.О. Кузнецовой [54], А.М. Уздиным и С.А. Шульманом [56,92], З.Г. Хучбаровым [108], А.А. Никитиным и А.Ю. Симкиным [32,66,93], Д.Коллингсом [119], Диссарно [120], Р.Гомезом [124], Х.Иемурэ [125], П.Хубером [126], С.Инфанти [128], Е.Джеранимо [129], Б.Бессасоном [115] и др.

Сложность анализа систем сейсмозащиты мостов связана в значительной мере с тем, что возможны четыре принципиально разных типа сейсмоизоляции, требующие различных подходов к задаче подбора параметров и оптимизации сейсмозащитных устройств мостов. Эти типы сейсмоизоляции применительно к продольным колебаниям мостов детально рассмотрены в работе [10] и описаны ниже.

Простая сейсмоизоляция предусматривает устройство податливых сейсмоизолирующих опорных частей вместо традиционных неподвижных на каждой из опор (Рис. 1.2).

Стратегия подбора параметров простой сейсмоизоляции освещена в литературе [66,93]; она зависит от отношения ν массы пролетного строения к приведенной к верху массе опоры.

При $\nu < 2$ существует оптимальная настройка податливой опорной части по жесткости и демпфированию. Пролетное строение выступает в этом случае как динамический гаситель колебаний опоры [66].

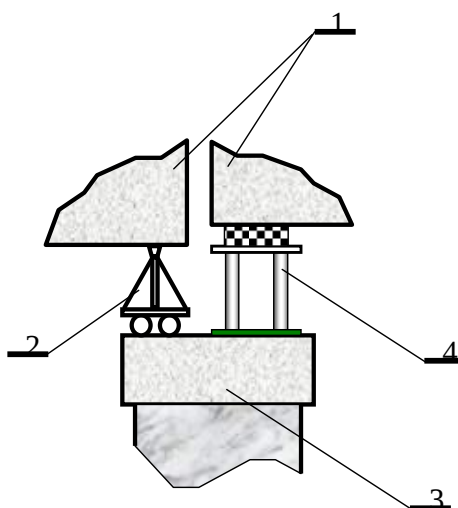


Рисунок 1.2 - Простая сейсмоизоляция

1 – пролетные строения; 2 – подвижная опорная часть; 3 – оголовок опоры;
4 – гибкая опорная часть.

Рекомендации по настройке параметров такой системы приведены в РСН-44-88 [39].

При $\nu > 2$ оптимальная настройка отсутствует. В этом случае целесообразно делать изолирующие опорные части по возможности более податливыми. При этом необходимо обеспечить прочность изолирующей опорной части и необходимый ход подвижной опорной части. Этот вопрос детально рассмотрен в [56].

Объединяющая сейсмоизоляция предусматривает устройство податливых сейсмоизолирующих опорных частей вместо всех традиционных (неподвижных и подвижных) на каждой из опор (Рис.1.3). При этом сейсмоизолирующие опорные части объединяют мост в единую рамную систему с упругим присоединением ригеля (пролетного строения) к стойкам (опорам).

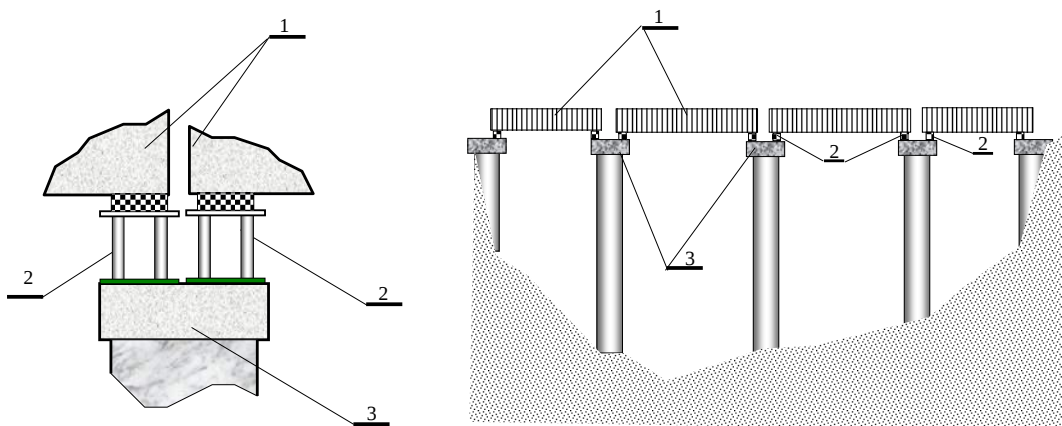


Рисунок 1.3 - Объединяющая сейсмоизоляция.

1 – пролетные строения; 2 – гибкая опорная часть; 3 – оголовок опоры

Объединяющая сейсмоизоляция является основным техническим решением сейсмозащиты небольших автодорожных мостов. Такая схема открывает широкие возможности перераспределения нагрузки между опорами моста. Именно с целью разгрузки высоких русловых опор и передачи ее на жесткие устои рассматриваемый тип сейсмоизоляции нашел широкое применение в Европе, США и других странах. Необходимо отметить, что в имеющихся исследованиях не ставилась задача оптимизации параметров рассматриваемого типа сейсмоизоляции. Как правило, на всех опорах устанавливаются одинаковые сейсмоизолирующие (обычно резиновые) опорные части. Задача использования одного или двух пролетных строений в качестве динамического гасителя продольных колебаний, объединенного в цепочку моста, не рассматривалась в литературе, хотя эффективность такого рода решений может быть достаточно высокой.

Ограниченная область применения объединяющей сейсмоизоляции связана с необходимостью обеспечения температурных перемещений концов пролетных строений. Обычно удастся запроектировать рассматриваемую систему сейсмоизоляции для мостов длиной до 100 м при пролетах до 30 м.

Сильно демпфированная сейсмоизоляция предусматривает установку параллельно с сейсмоизолирующими опорами специальных демпферов, причем сила сопротивления в демпферах соизмерима или даже превосходит восстанавливающую силу в опорной части. Необходимость устройства подобной изоляции возникает в двух случаях:

- В случае простой сейсмоизоляции при $\nu > 2$. В этом случае система начинает работать как демпфер Ланчестера [66,93] и для оптимизации работы системы необходимо резкое повышение демпфирования в системе сейсмоизоляции;
- В случае, когда по условиям обеспечения сейсмостойкости необходимо перераспределение усилий между опорами, а объединяющая сейсмоизоляция не обеспечивает необходимых температурных перемещений пролетных строений.

Следует отметить, что величина параметров демпфирования для указанного типа сейсмоизоляции, хотя и должна быть значительной, имеет оптимальное

значение. Этот известный в механике факт описан в литературе [50] и проиллюстрирован на рис. 1.4 амплитудно-частотной характеристикой для балочного моста регулярной структуры с массой каждого пролетного строения $m=500$ т, и приведенной массой опор $m_0=100$ т ($\nu=5$) при парциальном периоде колебаний опор $k=21\text{с}^{-1}$.

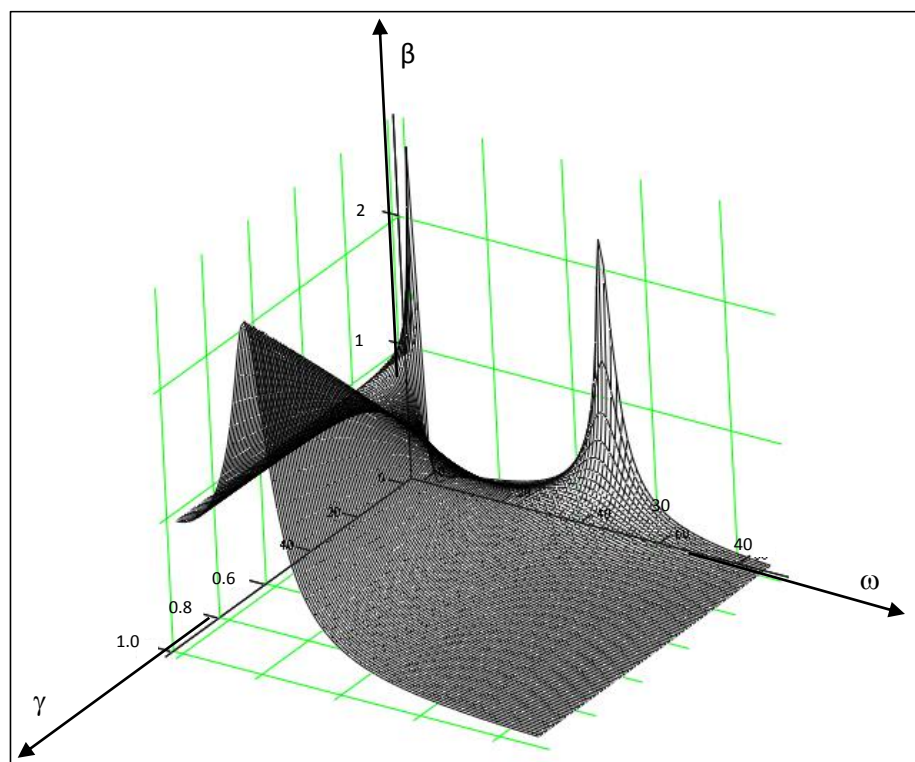


Рисунок 1.4 - АЧХ системы в зависимости от потерь энергии в демпфере γ

В качестве демпфера рассмотрен обычный вязкий демпфер, характеризуемый коэффициентом вязкого демпфирования $b=\gamma km_0$. Гистерезисное затухание в материале опоры γ_0 принято равным 0.07, а в опорных частях $\gamma_{\text{и}}=0.05$. На рисунке четко видны три пика. При малой величине γ проявляются обычные резонансные пики, соответствующие первой и второй формам колебаний изолированной опоры. С увеличением γ эти пики исчезают, и появляется новый пик, соответствующий случаю жесткого объединения опоры с пролетным строением.

Значительное превышение сил демпфирования приводит к росту инерционных нагрузок и снижению эффективности сейсмоизоляции, а недостаточное демпфирование приводит к большим взаимным смещениям опор и

сбросу с них пролетных строений.

Система динамического гашения колебаний предусматривает поочередную установку пары сейсмоизолирующих опорных частей на каждую вторую опору. Между опорами с гибкими опорными частями располагаются опоры с подвижными опорными частями (Рис.1.5).

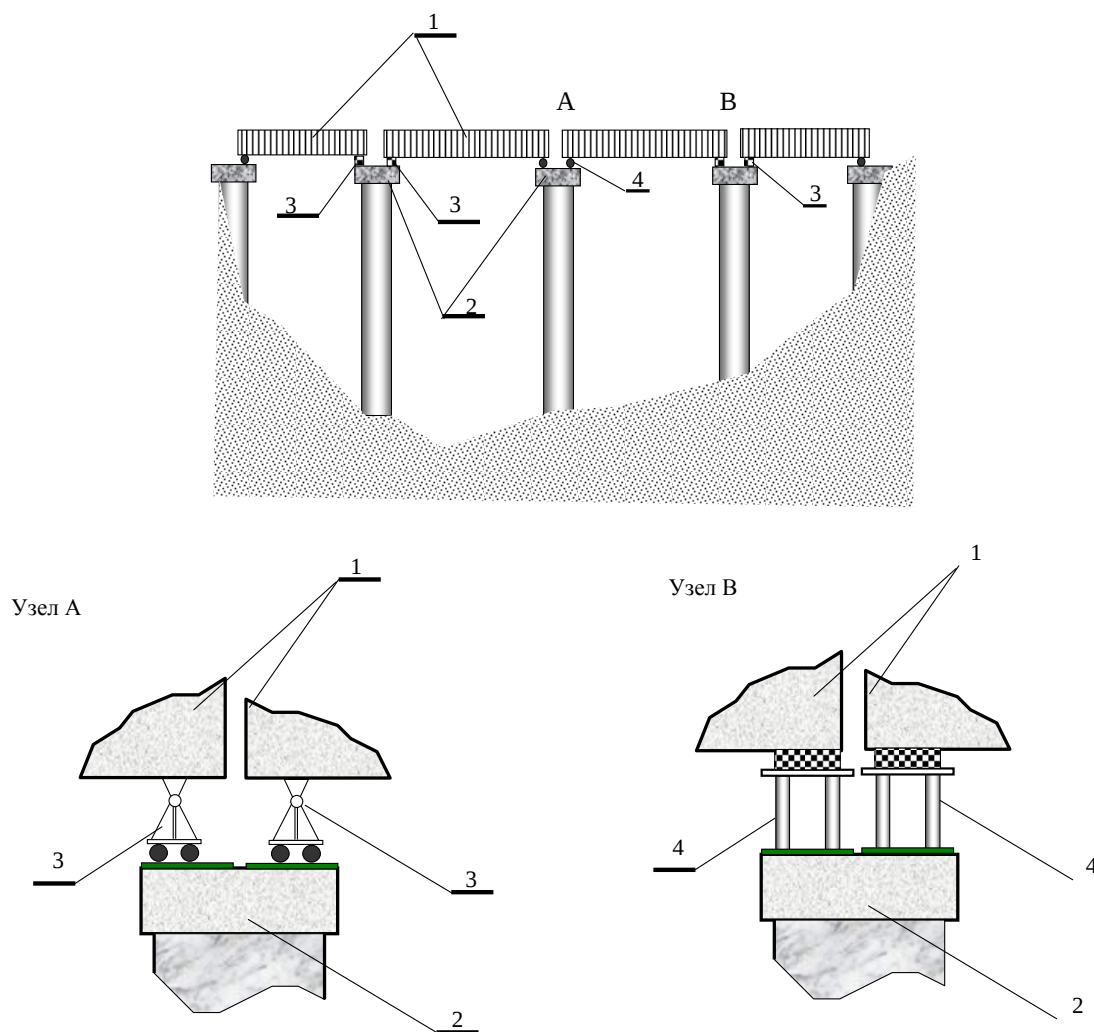


Рисунок 1.5 - Объединяющая сейсмоизоляция.

1 – пролетные строения; 2 – оголовок опоры; 3 – подвижная опорная часть; 4 - сейсмоизолирующая опорная часть

Рассматриваемое решение предложено А.М.Уздиным и И.О.Кузнецовой и защищено патентом РФ № 2005139580/03 от 19.12.2005.

Настройка рассматриваемой системы по жесткости и демпфированию позволяет обеспечить эффективное гашение сейсмических колебаний. Если при этом величина v_1 для каждого из пролетных строений менее двух, то для настройки гибких опорных частей в [10] получены формулы для $v_1=v_2$

$$f_1 = \frac{1}{2.48}(v + 0.13)^{-0.434} \quad f_2 = -0.72v + 1.04 \quad (1.2)$$

$$\gamma_1 = 2\left[\left(\frac{v}{45}\right)^{0.07} - 0.505\right]f_1 \quad \gamma_2 = 2\left[\left(\frac{v}{5}\right)^{0.377} - 0.038\right]f_2 \quad (1.3)$$

где $f_i = \frac{k_i}{k}$ - настройка i -ой гибкой опорной части;

k_i – парциальная частота колебаний i -ого пролетного строения на гибкой опорной части;

γ_i – коэффициент неупругого сопротивления i -ой гибкой опорной части.

Если хотя бы одна из масс пролетных строений более критического значения ($v > 2$), то необходимо проведение исследований по оптимизации параметров гибких опорных частей. Имеющиеся исследования показывают, что при «удачной» настройке можно добиться многократного снижения расчетных усилий при проектном землетрясении и повреждаемости опоры при максимальном расчетном землетрясении [10,93].

Понимание необходимости сильного демпфирования систем сейсмоизоляции привело к созданию новых демпфирующих устройств.

Прежде всего, появились металлические сплавы, позволившие создать элементы, выдерживающие значительное количество циклов пластических деформаций и рассеивающих при этом значительное количество энергии. Консольные конические стержни из этих сплавов устанавливаются между верхним и нижним опорными листами сейсмоизолирующей опоры и обеспечивают эффективное рассеяние сейсмических колебаний. Наибольшее распространение такого рода элементы получили в мостах.

Широкое применение в системах сейсмоизоляции приобрели вязкие демпферы, выпускаемые в настоящее время всеми ведущими фирмами мира. Эффективность работы таких демпферов обеспечивает специально подобранная рабочая жидкость. Во многих конструкциях качестве рабочей жидкости выступает свинец и его сплавы. Наиболее просто обеспечивается повышенное демпфирование резиновых опор за счет вставки в опору свинцового сердечника. Оригинальная и простая конструкция демпферов разработана в России

Костаревым. Новая технология демпфирования связана с применением фрикционно-подвижных болтовых соединений [81-83,32].

Для описания работы новых типов демпфирующих устройств используется достаточно общая модель описания сил сопротивления Q в таких устройствах:

$$Q = b \cdot |V|^\alpha \cdot \text{sign} V \quad (1.4)$$

где b и α —характеристики устройства;

V – скорость деформации.

При $\alpha=1$ получаем вязкое сопротивление, а b представляет собой коэффициент вязкого сопротивления; при $\alpha=0$ получаем сухое трение, а $b=Nf$, где N – сила нормального давления, а f – коэффициент трения; при $\alpha=2$ получаем турбулентное трение.

Большое число исследований сейсмоизоляции мостов привело к тому, что в развитых странах сейсмоизоляция стала основным способом обеспечения сейсмостойкости мостов. Однако этот вывод нельзя отнести к железнодорожным мостам. Ряд специфических особенностей их работы требует специальных решений для их сейсмозащиты. Эти особенности и примеры успешной реализации принципа сейсмоизоляции для железнодорожных мостов приведены в последующем разделе работы.

1.3 Анализ особенностей применения метода сейсмоизоляции на железнодорожных мостах

1.3.1 Особенности сейсмоизоляции железнодорожных мостов

Особенностями железнодорожных мостов является наличие непрерывного рельсового пути, уложенного на балласт или на железобетонные плиты. К железнодорожным мостам предъявляются повышенные требования по жесткости, однако при этом необходимо учитывать возможное наличие подвижного состава, находящегося в момент землетрясения на мосту, в целях недопущения сбрасывания

его с пролетного строения. В связи с этим возникает необходимость в дополнительных проверках; особенно это актуально для мостов, полная длина которых превышает 1,5 км.

Основная проблема использования систем сейсмозащиты железнодорожных мостов в виде податливых опорных частей заключается в необходимости обеспечить нормальную эксплуатацию верхнего строения пути (ВСП). С этой целью нормы вводят жесткие ограничения на вертикальное и горизонтальное перемещение верха опоры при эксплуатационных нагрузках. Вертикальное перемещение должно быть не более 1 мм, а на горизонтальное накладывается условие:

$$u < 0.5\sqrt{L} \quad (1.5)$$

В этой эмпирической формуле смещение u рассматривается в “см”, а пролет L задается в “м”.

Для дальнейших расчетов представим (6) в следующем виде

$$u < \sqrt{L \cdot L_0} \quad (1.6)$$

L – длина пролетного строения, $L_0 = 25 \cdot 10^{-6}$ м.

В этом случае все величины подставляются с использованием одной размерности и предельные смещения получаются в той же размерности, т.е. в “м”.

Если учесть теперь, что частота собственных колебаний опоры k , период T , жесткость C и приведенная масса M связаны соотношением

$$k = \frac{2\pi}{T} = \sqrt{\frac{C}{M}}, \quad (1.7)$$

то жесткость опоры можно представить в виде

$$C = \frac{4\pi^2 M}{T^2} \quad (1.8)$$

Если принять, что при действии тормозной нагрузки $Q = mgf$ (согласно п. 6.20 СП 35.13330.2011 $f=0.1$, m – масса поезда), смещения достигают предельного значения, то получим следующее соотношение:

$$u = \frac{Q}{C} = \frac{g \cdot f \cdot T^2}{4\pi^2} \cdot \frac{m}{M} < \sqrt{L \cdot L_0} \quad (1.9)$$

Отсюда

$$T < 2\pi \sqrt{\frac{\sqrt{L \cdot L_0}}{g\mu}}, \quad (1.10)$$

где $\mu = \frac{m}{M}$

Формула (1.10) ограничивает предельный период колебаний моста с сейсмоизоляцией.

Зная предельный период системы и период колебаний опоры с жесткими опорными частями T_{pier} , можно оценить предельно возможную жесткость сейсмоизолирующих опорных частей C_{isol} .

$$C_{\text{isol}} = \frac{C_{\text{pier}} \cdot C_{\text{lim}}}{C_{\text{pier}} - C_{\text{lim}}} = \frac{4\pi^2 m}{T^2 - T_{\text{pier}}^2} \quad (1.11)$$

Сейсмоизоляция получила широкое распространение в мировой практике. Можно сказать, что в США, Японии, Италии и других странах, ведущих транспортное строительство в сейсмических районах, сейсмоизоляция является основным средством обеспечения сейсмостойкости мостов.

Формула (1.11) существенно ограничивает возможности применения простой сейсмоизоляции для снижения сейсмических нагрузок на опоры железнодорожных мостов.

Инновационным для железнодорожных мостов можно считать метод сейсмоизоляции. Изоляторы вызывают увеличение основных периодов колебаний конструкции и, следовательно, уменьшение сейсмической нагрузки. Однако повышенная деформативность системы ведет к возрастанию перемещений ее элементов под нагрузкой. Это ответное действие является пагубным для железнодорожных конструкций. Рельс, т.е. длинная стальная сварная конструкция, не допускает значительных (абсолютных и относительных) перемещений между пролетами, а также между пролетом и устоем, особенно в поперечном направлении, для обеспечения нормальной эксплуатации пути. Как следствие, сейсмоизоляция широко применялась для проектирования автодорожных мостов в

сейсмических регионах; применение её для железнодорожных мостов до сих пор было большой редкостью.

Соответствующие публикации по этим вопросам стали появляться в последние 10 лет. Ниже рассмотрены наиболее известные реализованные проекты сейсмоизоляции железнодорожных мостов

1.3.2 Сейсмозащита виадука Чинтура, Италия

В статье [120] оценивается возможность применения систем сейсмоизоляции к типовому железнодорожному виадуку под высокоскоростные поезда. Использование систем сейсмоизоляции значительно уменьшает сейсмические нагрузки, действующие на конструкцию; однако повышенная деформативность системы ведет к увеличению перемещений под сейсмической нагрузкой. Эта реакция является губительной для железнодорожных конструкций. Статья отражает предварительные результаты совместных исследований Департамента проектирования зданий и сооружений Университета Неаполя, и Департамента по возведению гражданских сооружений ITALFERR, национального агентства по проектированию, сооружению и сохранению железных дорог Италии. В качестве объекта исследований был выбран существующий железнодорожный виадук, “*Cintura Viaduct*” в составе высокоскоростной железнодорожной линии Милан-Болонья в Италии. Он был спроектирован в соответствии с сейсмическими стандартами 1996 г для района с умеренными сейсмическими воздействиями.

Сложные линейные и нелинейные динамические исследования были представлены с использованием усовершенствованной конечно-элементной трехмерной численной модели; были тщательно исследованы поведения двух различных изоляционных систем – резинометаллических опорных частей (РОЧ) и стальных демпферов. В численной модели были учтены взаимодействие сооружения с основанием и нелинейная работа рельсовой конструкции. Это позволяет уточнить эффекты поведения сейсмоизолированных систем с учетом перемещений при сейсмоизоляции и воздействий на закрепленную систему. В

статье также принимаются во внимание действия вертикальной составляющей сейсмической силы. Обнаружено, что при оценке поведения сейсмоизолированной системы взаимодействие между рельсом и конструкцией является предметом первостепенной важности.

В качестве сейсмоизоляции для моста изначально были выбраны РОЧ со свинцовыми сердечниками. Эти устройства имеют диаметр 850 мм, предельные перемещения d_2 равные 83 мм и вертикальную жесткость, сопоставимую с железнодорожными опорными частями, т.е. порядка $3E+09$ Н/мм.

Перемещения этих устройств под железнодорожной нагрузкой (воздействия ускорения и торможения) в конечном предельном состоянии были определены для расчета возможности их применения. Результирующие перемещения составили 25 см, что недопустимо для рельса согласно железнодорожным нормам; это служит доказательством непригодности их применения к железнодорожным мостам. Результат применения таких систем был оценен на основе нелинейных динамических расчетов.

В расчетах наблюдалось увеличение основного периода конструкции (в 2.5 раза по сравнению с основным периодом мостовой конструкции с жестким основанием). Наблюдаемое увеличение периода конструкции постоянно до 7 формы колебаний, $T=0,42$ с. Это увеличение деформативности значительно снижает сейсмическое воздействие на конструкцию (уменьшение порядка 85% по отношению к конструкции с жестким основанием).

Второй вариант сейсмозащиты предусматривал использование стальных демпферов. Стальной демпфер состоит из стальных плавких предохранителей (элементов, характеризующихся небольшими сдвигающими усилиями), которые передают на опору силы, вызванные железнодорожной нагрузкой, действуя, как неподвижные опорные части; тем не менее, они действуют как изоляторы во время землетрясения из-за разрушения предохранителей. Настройка параметров устройства (предельное перемещение и усилие) была посчитана с использованием метода спектральных перемещений (Пьетра, 2008); это итерационная процедура для определения предельных перемещений из спектра упругих перемещений,

полученных, в свою очередь, из спектра упругих ускорений для площадки строительства. Предельное усилие изолятора F_u было определено как функция от пластического изгибающего момента в основании опоры; последнее было получено в соответствии с железнодорожными нормами, которые устанавливают пластическую деформацию железобетона, равную 75% от $f_{y,k}$, характеризующей пластическое напряжение.

Расчеты, проводимые в настоящей работе, продемонстрировали значительное уменьшение горизонтальной силы на изоляторах, но меньшее, чем в случае с РОЧ. Полученные перемещения составили порядка 8 см в предельном состоянии, сопоставимом с предельным перемещением устройства, что меньше, чем для системы с РОЧ. Как общая, так и местная податливость опоры определялась ее работой в упругой стадии при максимальном перемещении, составляющем 70% от предела упругости.

Дальнейшие разработки представляются необходимыми для оценки реакции стальных демпферов под железнодорожными нагрузками. Крайне важно определить проектные размеры элементов сейсмоизоляции и проверить возможность их реализации в соответствии с применяемыми конструкциями железнодорожных виадуков.

Достоинства применения стальных демпферов весьма существенны, так как они позволяют использовать сборные конструкции фундаментов и обеспечивают соответствие проекта новым картам сейсмического районирования.

Выполненные исследования показывают, что сейсмоизоляция может быть очень выгодной для обеспечения сейсмозащиты как новых, так и существующих железнодорожных мостов; тем не менее, выбор оптимального типа изоляционных устройств не прост.

Дальнейшие аналитические и лабораторные разработки представляются необходимыми для определения оптимальных свойств изоляционных систем. Также необходимо достичь надежной оценки поведения системы «рельс-мост» при сейсмических колебаниях, с учетом системы крепления рельсового пути и

пролетного строения. Поведение этих элементов может существенно влиять на сейсмические колебания изолированных железнодорожных мостов и виадуков.

1.3.3 Система сейсмозащиты моста Рион-Антирион

Пятипролетный (286+560+560+560+286) вантовый мост Рион-Антирион был спроектирован с использованием конструкции фирмы FIP Industriale [128] с расчетом на то, чтобы выдерживать землетрясения с максимальным ускорением основания до 0,48g и тектонические подвижки величиной до двух метров между соседними пилонами. Для обеспечения вышеупомянутых требований пролетное строение было сделано неразрезным по всей длине моста, составляющей 2252 м, и полностью подвешено на четыре пилона. Инновационная система рассеяния энергии, разработанная в FIP Industriale, соединяет пролет с пилоном и ограничивает поперечные смещения моста во время землетрясения. Для рассеивания сейсмической энергии использованы огромные, уникальные по своим размерам вязкие демпферы [128].

Мощное землетрясение, получившее название «Ахея-Илия», произошло 8 июня 2008 г. Эпицентр этого землетрясения с магнитудой $M_w = 6,5$ располагался на расстоянии порядка 36 км к юго-западу от моста; его очаг расположен на глубине около 30 км. Максимальное ускорение грунта, зафиксированное на месте (побережье Риона), составило 0,127g.

Для проектирования моста проектное землетрясение было задано с высоким значением повторяемости раз в 2000 лет, что определяет большую величину максимального расчетного ускорения грунта 0,48g. Принятая величина повторяемости (средний интервал между землетрясениями) больше установленного в Национальных сейсмических нормах (повторяемость 475 лет) для зоны III по сейсмическому риску.

Мост был спроектирован так, чтобы он мог воспринимать энергию сейсмических колебаний за счет работы определенных механизмов. В целях

обеспечения только упругих деформаций системы «пролет-ванты», все механизмы расположены на пилонах.

Устройства и системы сейсмозащиты предусматривали:

1. Скольжение фундаментной плиты относительно грунта. Фундамент мелкого заложения большого диаметра (90м) лежит на укрепленном грунте, способном выдержать большие сейсмические нагрузки.

2. Система рассеяния энергии между пролетным строением и пилоном (устоями) включается в работу только во время сильных землетрясений. Она состоит из четырех гидравлических демпферов с несущей способностью 3500 кН (по четыре на каждой опоре и по два – на устоях), которые используются в целях рассеивания высвобожденной энергии, и контролирует перемещения проезжей части. Обозначенные демпферы имеют рекордные на сегодняшний день размеры и несущую способность и установлены между пролетом и опорой, чтобы уменьшить поперечные колебания пролета во время динамического воздействия. Они спроектированы для диссипации (перехода в тепловую энергию) механической энергии сейсмических колебаний пролетного строения.

3. Дополнительно в поперечном направлении пролет поддерживают плавкие фиксаторы несущей способностью 10500 кН и 3400кН на опорах и устоях соответственно, которые предотвращают ветровые перемещения. В случае сильных землетрясений фиксаторы плавятся и включаются в работу демпферы. Фиксаторы спроектированы для работы в качестве жесткой связи, чтобы выдержать высокие ветровые нагрузки. При сильных землетрясениях плавкие фиксаторы разрушаются (расплавляются), освобождая вязкие демпферы для рассеяния энергии сейсмических колебаний.

4. Потенциальные пластические шарниры в ногах пилон. В подходе, обеспечивающем минимизацию негативных последствий, принятом при проектировании моста, утверждается, что пластические шарниры с минимальным выкрашиванием бетона должны быть образованы в ногах пилон.

Таким образом, сейсмическая энергия получает возможность рассеиваться в специально запроектированных узлах конструкции. Интенсивность землетрясения

с точки зрения поведения моста, может быть оценена по результатам наблюдений за этими узлами. Текучесть фиксатора и формирование пластического шарнира – первое, что визуально обследуется и оценивается после землетрясения, в то время как скольжение оценивается по результатам геометрических наблюдений.

В конструкции исключаются возможные противоречия между требованиями к надежной сейсмозащите и эксплуатации сооружения. Так, большие перемещения, вызванные умеренными землетрясениями или штормами, исключаются, благодаря упомянутой системе фиксации.

На мосту во время землетрясения произошло разрушение плавкого элемента фиксаторов, что привело к включению в работу системы рассеяния энергии и предотвратило разрушение самого моста. Первоначальное положение конструкции было достигнуто путем замены плавкого элемента. Так как поперечные фиксаторы моста разрушились, положение пролета зависело от направления скорости ветра. Для замены поперечных фиксаторов было необходимо вычислить новое устойчивое положение пролета.

Результаты обследования конструкции и геометрических наблюдений показали, что с 2006 г пилоны не претерпевали никаких значительных перемещений, поэтому для ремонта пролетного строения потребовалось вернуть пролет в положение 2006 г и заменить плавкие фиксаторы.

Поведение системы сейсмозащиты моста подтвердило все проектные предпосылки и результаты исследований, представленные перед установкой, как вязких демпферов, так и плавких фиксаторов. Более того, простота операции по замене плавного элемента продемонстрировала надежность проекта.

1.3.4 Сейсмоизолирующие системы, реализованные в проектах железнодорожных мостов Испании, Венгрии и Греции фирмой Maurer Sohnes (Германия)

Немецкая фирма Maurer Söhnes уделяет значительное влияние вопросам сейсмоизоляции железнодорожных мостов. В статье [126], представленной

главным инженером фирмы Питером Хубером отмечается, что для реализации сейсмоизоляции на железнодорожных мостах инженерам необходимо обеспечить ряд обязательных требований по эксплуатации конструкции под временной нагрузкой и по безопасности под сейсмической нагрузкой. Система устройств должны обеспечивать отсутствие сопротивления от температурных воздействий, усадки и ползучести, а также ограничивать перемещения при тормозной нагрузке. В то же время система должна работать и под сейсмической нагрузкой. В последнем случае необходимо ограничивать сейсмические нагрузки и контролировать взаимные перемещения изолированных элементов.

Другая проблема проектирования устройств связана с их работой под нагрузкой.

Эксплуатационные нагрузки сравнительно невелики. Перемещения от температурных воздействий обычно не превышают 3-6 см, а перемещения от торможения и того меньше, но количество циклов нагружения может быть очень большим. Похожие нагрузки возникают при относительно частых небольших землетрясениях (проектных землетрясениях или ПЗ). Это может привести к преждевременному износу элементов устройств.

Вышеупомянутые различия между эксплуатационными и сейсмическими нагрузками приводят к тому, что при проектировании всех устройств приходится учитывать и ту, и другую нагрузки. Необходимо отметить, что в ранее выполненных работах эксплуатационной нагрузкой чаще всего пренебрегали, исследуя только сейсмическое воздействие. Отметим также, что демпфирование может быть вредоносным для эксплуатационной нагрузки, так как усилия на конструкцию возрастают. Применяя вышеупомянутые принципы на практике, фирма Maurer Söhnes использует три системы сейсмозащиты.

В первой системе используются сферические сейсмоизолирующие опорные части (СОЧ) с постоянной силой трения F , которая больше по величине, чем нагрузка от торможения, но меньше, чем сейсмическая.

Во второй системе используются «плавающие» СОЧ с низким коэффициентом трения и шок-трансммиттеры для передачи усилия от торможения с моста на подходы.

В третьей системе используются резиновые опорные части в сочетании с вязкими демпферами по концам пролетного строения.

Точное использование этих сейсмоизолирующих устройств позволяет уменьшить сейсмическую нагрузку и сохранить функциональную способность конструкции. Примеров сейсмозащиты железнодорожных мостов по данным системам подробно описаны в статье [126].

1.3.5 Опыт сейсмозащиты железнодорожных мостов в Японии

Учеными Tzu-Ying Lee (Тайвань) и Kazuhiko Kawashima (Япония)[144] изучалась эффективность полуактивного метода и использованием магнито-реологических демпферов и демпферов с переменной вязкостью в уменьшении смещений пролета изолированных мостов, который отражает нелинейный отклик со стороны опоры и изоляторов под воздействием подвижек земной коры. Система полуактивного контроля с различного рода вязкими демпферами или магнито-реологическими демпферами применена к пятипролетному виадуку с высокодемпфирующими резиновыми опорными частями.

Пассивные, активные и полуактивные стратегии управления предлагают приемлемые способы защиты сооружений от опасности землетрясений. В частности, системы полуактивного контроля имеют больше преимуществ по части универсальности и применимости среди активных систем, не требующие мощных источников энергии, и имеют надежность пассивных систем.

На 12-й Европейской конференции по сейсмостойкому строительству был представлен доклад Хираказу Иемура и его коллег[125], где были описаны исследования сейсмостойкости железнодорожных мостов по программе министерства железнодорожного транспорта Японии. В них рассмотрен комплекс вопросов, связанных как с исследованиями сейсмических колебаний

железнодорожных мостов, так и с системой автоматического торможения поездов при начале землетрясения. Система автоблокировки железнодорожных линий работает с использованием системы спутниковой связи и хорошо зарекомендовала себя при землетрясениях в Кобо и Фокусима. Что касается исследований сейсмических колебаний, то японские специалисты сделали крупномасштабные модели железнодорожного пути на мостах и проводят их испытания на сейсмоплатформе. При этом они отмечают важность учета поведения железнодорожного состава на мосту при землетрясении, а также сохранности рельсового пути.

По данным японских специалистов в расчетах требуется анализ подвижного состава для определения динамического воздействия на путь от скоростного поезда; вертикальные ускорения проезжей части и повороты концов пролетных строений должны удовлетворять принятым ограничениям. Потребовался ряд проверок для определения взаимодействия со строением пути, включающий в себя проверки на напряжение в рельсе и относительные перемещения настила моста вследствие торможения и ускорения, температурных воздействий или землетрясения типа 2 (МРЗ).

Следует отметить, что в исследованиях российских специалистов даны рекомендации по учету возможного схода с рельс подвижного состава[96]. Кроме того, необходимой является проверка подвижного состава на опрокидывание при землетрясении. Этот вопрос детально рассмотрен в работе [16].

1.4 Цели и методы исследования

Анализ состояния вопросов сейсмозащиты мостов позволяет заключить, что для снижения опасных сейсмических нагрузок в мировой практике широко применяется принцип сейсмоизоляции. При этом сейсмоизолирующие элементы устанавливаются в виде податливых или скользящих опорных частей между опорами и пролетными строениями. Основным вопросом при подборе систем сейсмоизоляции является обеспечение достаточного снижения сейсмических

нагрузок (ускорений сооружения) при одновременном ограничении смещений пролетного строения относительно опоры. Для снижения смещений используются разного рода гасители колебаний (сейсмогашение) и ограничители перемещений.

Для железнодорожных мостов проблема сейсмоизоляции усложняется в связи с необходимостью обеспечить нормальную работу верхнего строения пути при эксплуатационных нагрузках.

В литературе поставлен ряд общих вопросов, подлежащих решению при проектировании сейсмостойких мостов.

Применительно к проблеме сейсмоизоляции наиболее важными и наименее изученными являются:

- оценка влияния взаимодействия ВСП и моста с сейсмоизоляцией при сейсмических воздействиях;
- разработка требований к поведению элементов моста при проектном и максимальном расчетном землетрясениях, обеспечивающих безопасность эксплуатации сооружения;
- обоснование предельных значений гибкости сейсмоизолирующих опор по условию нормальной работы пути при эксплуатационных нагрузках.

Решение этих вопросов и является целью диссертационной работы.

Для обеспечения поставленной цели необходимо решение следующих задач:

- Проанализировать поведение ВСП сейсмоизолированных мостов при эксплуатационных нагрузках от торможения и поперечных ударов подвижного состава;
- Исследовать работу сейсмоизоляции при действии проектных (ПЗ) и максимальных расчетных (МРЗ) землетрясений;
- Разработать технические решения и рекомендации по проектированию сейсмозащитных устройств железнодорожных мостов.

Методика исследований предусматривает:

- Математическое моделирование работы рельсовых плетей на мосту с сейсмоизоляцией при статических и динамических нагрузках;

- Выбор расчетных воздействий и математическое моделирование сейсмических колебаний моста при землетрясениях различной силы;
- Анализ существующих технических решений сейсмозащиты мостов и разработка нового технического решения, обеспечивающего требования к сейсмоизоляции железнодорожных мостов.

Результаты математического моделирования будут сопоставляться с данными других исследований и опытом прошлых землетрясений.

Глава 2. Исследование работы верхнего строения пути на мостах с элементами сейсмоизоляции при эксплуатационной нагрузке

2.1. Причины роста эксплуатационных затрат при использовании сейсмоизоляции

Как отмечено в обзорной части работы, применение сейсмоизоляции в железнодорожных мостах ограничено. Это обусловлено отсутствием исследований влияния сейсмоизоляции на работу моста при эксплуатационных нагрузках. Эксплуатирующие организации опасаются перегрузки рельсов в поперечном направлении и больших взаимных смещений пролетных строений в продольном направлении. В поперечном направлении опасным могут быть эксплуатационные нагрузки от поперечных ударов от подвижного состава, а в продольном направлении – нагрузки от торможения или трогания поезда с места в сочетании с температурными нагрузками. Для бесстыкового пути использование податливых опорных частей принципиальным образом влияет на напряженно-деформированное состояние (НДС) рельса.

В литературе практически отсутствуют исследования НДС рельсового пути на мостах с сейсмоизоляцией. Единственная работа по этому вопросу выполнена итальянскими специалистами [120] и рассмотрена в обзоре литературы. Авторы отмечают существенные напряжения в рельсах от эксплуатационной нагрузки.

Продольные колебания мостов и их работу под нагрузкой изучали многие отечественные и зарубежные специалисты. Однако эти исследования относятся к поведению сейсмоизолированных мостов при МРЗ, когда допускается разрыв рельсового пути или к анализу работы мостов при торможении при отсутствии сейсмоизоляции.

В нормах СП 35.13330.2011 Мосты и трубы. Актуализированная редакция СНиП 2.05.03-84*, как известно, имеется ограничение на податливость верха опоры, что должно исключить негативные эффекты при работе пути под эксплуатационной нагрузкой. Это ограничение имеет вид:

$$u_{\max} < 0.5 \cdot \sqrt{L} \quad (2.1)$$

где $u_{\max}$ - максимальное смещение верха опоры под эксплуатационной нагрузкой в см;

L – пролет моста в м.

Если привести формулу (2.1) к безразмерному виду

$$u_{\max} < a \cdot \sqrt{L} \quad (2.2)$$

где $a=0.005 \text{ м}^{-1/2}$, а $u_{\max}$ и L задаются в метрах, то можно получить следующую оценку ограничения на период колебаний опоры с пролетным строением T :

$$T < 2\pi \cdot \sqrt{\frac{am}{qf \sqrt{L}}} \quad (2.3)$$

где m – масса пролетного строения;

q – эквивалентная нагрузка;

$f=0.1$ – нормативный коэффициент, определяющий величину тормозной нагрузки в долях от веса поезда.

На рис. 2.1 приведена в изолиниях зависимость предельного периода колебаний опоры от величины пролета и массы пролетного строения

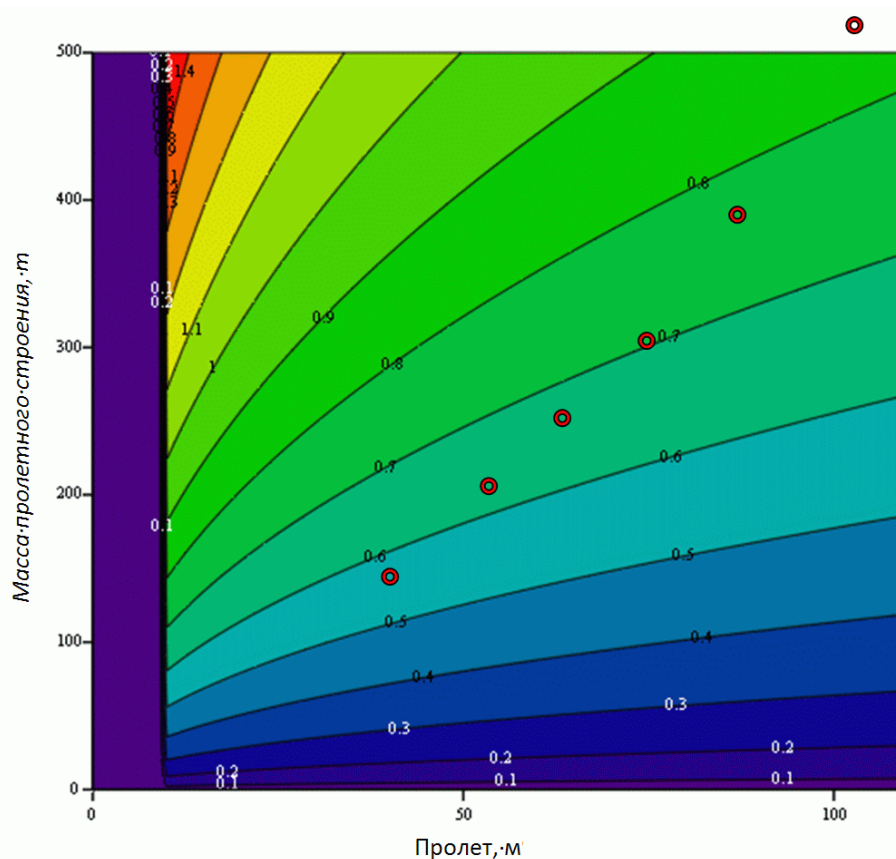


Рисунок 2.1 - Зависимость предельного периода колебаний опоры от величины пролета и массы пролетного строения

На рисунке выделены точками фактические значения пролета L и массы m для характерных железнодорожных мостов. Как видно из рисунка, ограничение (2.3) позволяет использовать сейсмоизоляцию, добиваясь периода основного тона колебаний опоры с пролетным строением в диапазоне 0.5-0.9 с. С одной стороны это позволяет примерно в 3 раза снизить жесткость системы, что приводит к снижению сейсмических нагрузок на сооружение. С другой стороны оказывается невозможным реализовать в полной мере эффект сейсмоизоляции, требующий настройки системы на период 3-4 с.

Полученный результат указывает на необходимость анализа и обоснования ограничений на допустимую жесткость опор с сейсмоизоляцией. Как отмечалось ранее в обзорной части диссертации, выражение (2.1) имело цель ограничить перемещение ВСП относительно пролетного строения в продольном направлении и напряжения в рельсе. В связи с этим возникает необходимость оценить продольные перемещения и напряжения в рельсах при продольной

эксплуатационной нагрузке (торможение и трогание с места) и напряжения в рельсах при поперечной нагрузке (поперечные удары). Этим вопросам посвящены последующие разделы настоящей главы.

2.2. Оценка работы рельсовых плетей сейсмоизолированного моста при торможении поезда

Учитывая повышенную гибкость моста с сейсмоизолирующими опорами, исследование работы ВСП при торможении поезда было проведено в динамической постановке. Считалось, что тормозная нагрузка линейно возрастает во времени от 0 до расчетного значения в течение 20 секунд.

Схема для оценки работы рельсового пути в продольном направлении для трехпролетного моста приведена на рис.2.2. Жесткости опор обозначены через C_{pi} . Опорные части показаны на рисунке условно.

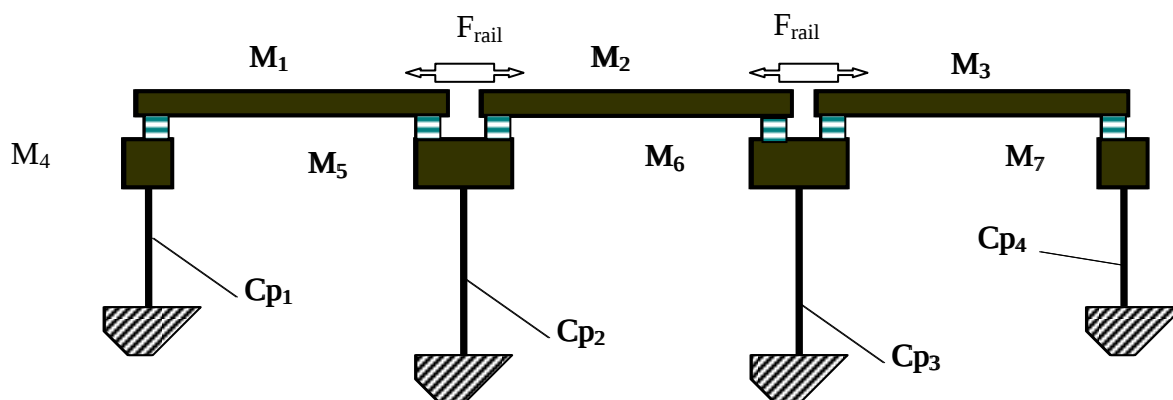


Рисунок 2.2 - Расчетная схема трехпролетного моста

Рассматриваются три варианта размещения шести опорных частей.

Первый вариант – базовый. В нем предусматриваются следующие опорные части: неподвижная, подвижная, неподвижная, подвижная, неподвижная, подвижная.

Во втором варианте все неподвижные части заменены податливыми.

В третьем варианте все опорные части податливые.

Жесткости опорных частей обозначим через C_{bi} . Для неподвижных опорных частей задается большое значение жесткости, а для подвижных – маленькое.

Объединяющее действие ВСП учтено введением в расчетную схему упругопластических элементов, с начальной жесткостью C_d и силой сухого трения F_{rail} .

Матрица инерции системы имеет вид

$$M = [M_1, M_2, M_3, M_4, M_5, M_6, M_7]$$

Для проведения динамического анализа использованы методика и алгоритм расчета кусочно-линейных систем релейного типа, предложенный И.О. Кузнецовой и А.М.Уздиным [26,105].

Основной характеристикой моделируемой кусочно-линейной системы является вектор состояния нелинейной связи - V_c , число элементов которого равно количеству элементарных связей, в нашем случае – демпферов сухого трения (ДСТ). Векторы состояния нелинейной связи представляет собой совокупность номеров состояния элементарных связей N_c , представленных в бинарном виде ($N_c=0$ - связь «открыта», $N_c=1$ - связь «закрыта»). При этом для i -го состояния системы может быть записано следующее уравнение движения в матричном виде:

$$M_i \ddot{Y} + B_i \dot{Y} + R_i Y = -M \ddot{Y}_0 - S \quad (2.4),$$

где M_i , B_i и R_i - матрицы инерции, демпфирования и жесткости системы в состоянии i ($i=0$ – оба демпфера открыты, $i=1$ первый демпфер закрыт, $i=2$ второй демпфер закрыт, $i=3$ – оба демпфера закрыты);

Y - столбец обобщенных перемещений;

$\ddot{Y}_0$ - вектор кинематических возмущений, $\ddot{Y}_0 = V_p \cdot \ddot{y}_0$;

V_p - вектор проекций воздействий на направления обобщенных координат;
 S -вектор сил, действующих по направлению обобщенных смещений, обусловленных силами трения в открытых демпферах сухого трения ДСТ и остаточными смещениями в закрытых ДСТ.

Умножив обе части уравнения (2.4) на M^{-1} , получим:

$$\ddot{\mathbf{Y}} + \mathbf{M}^{-1} \mathbf{B} \dot{\mathbf{Y}} + \mathbf{M}^{-1} \mathbf{R} \mathbf{Y} = -\mathbf{V}_p \ddot{\mathbf{y}}_0 - \mathbf{M}^{-1} \mathbf{S} \quad (2.5)$$

В случае приближенного разложения уравнений движения рассматриваемой системы (2.5) по формам колебаний недемпфированной системы решение уравнения $\mathbf{Y}$ ищется в виде:

$$\mathbf{Y} = \mathbf{X} \boldsymbol{\Xi} \quad (2.6),$$

где $\mathbf{X}$ - матрица собственных векторов матрицы $\mathbf{M}^{-1} \mathbf{R}$;

$\boldsymbol{\Xi} = \{\xi_1, \xi_2, \dots, \xi_{nf}\}$ - вектор главных координат;

nf - число учитываемых форм колебаний.

Подстановка представления (2.6) в уравнение (2.5) приводит систему уравнений к следующему виду:

$$\ddot{\boldsymbol{\Xi}} + \mathbf{X}^{-1} \mathbf{M}^{-1} \mathbf{B} \mathbf{X} \dot{\boldsymbol{\Xi}} + \mathbf{X}^{-1} \mathbf{M}^{-1} \mathbf{R} \mathbf{X} \boldsymbol{\Xi} = -\mathbf{X}^{-1} \mathbf{V}_p \ddot{\mathbf{y}}_0 - \mathbf{X}^{-1} \mathbf{M}^{-1} \mathbf{S} \quad (2.7),$$

где $\mathbf{X}^{-1} \mathbf{M}^{-1} \mathbf{R} \mathbf{X} = \boldsymbol{\Lambda}$,

$$\boldsymbol{\Lambda} = \mathbf{K}^2$$

Для пропорционального демпфирования [105] из (2.7) получим уравнение в главных координатах вида:

$$\ddot{\boldsymbol{\Xi}} + \boldsymbol{\Gamma} \mathbf{K} \dot{\boldsymbol{\Xi}} + \mathbf{K}^2 \boldsymbol{\Xi} = -\mathbf{X}^{-1} \mathbf{V}_p \ddot{\mathbf{y}}_0 - \mathbf{X}^{-1} \mathbf{M}^{-1} \mathbf{S} \quad (2.8)$$

где $\boldsymbol{\Gamma} = [\gamma_1, \gamma_2, \dots, \gamma_n]$ - диагональная матрица.

Для каждой из главных координат получается следующее уравнение в скалярной форме:

$$\ddot{\xi}_j + \gamma_j k_j \dot{\xi}_j + k_j^2 \xi_j = -\frac{\sum_{i=1}^k x_{i,j} m_i v_i}{n_j} \ddot{y}_0 - \frac{\sum_{i=1}^k x_{i,j} S_i}{n_j} \quad (2.9)$$

Реализация рассмотренного алгоритма для нашего случая требует построения 4-х матриц жесткости и демпфирования, которые имеют вид:

В состоянии 0 (оба демпфера открыты)

C =	$C_{b1} + C_{b2}$	0	0	$-C_{b1}$	$-C_{b2}$	0	0
	0	$C_{b3} + C_{b4}$	0	0	$-C_{b3}$	$-C_{b4}$	0
	0	0	$C_{b5} + C_{b6}$	0	0	$-C_{b5}$	$-C_{b6}$
	$-C_{b1}$	0	0	$C_{p1} + C_{b1}$	0	0	0

	$-C_{b2}$	$-C_{b3}$	0	0	$C_{b2}+$ $C_{b3}+C_{p2}$	0	0
	0	$-C_{b4}$	$-C_{b5}$	0	0	$C_{b4}+$ $C_{b5}+C_{p3}$	0
	0	0	$-C_{b6}$	0	0	0	$C_{p4}+ C_{b6}$

В состоянии 1 (первый демпфер открыт, второй – закрыт)

C =	$C_{b1}+$ $C_{b2}+C_{d1}$	$-C_{d1}$	0	$-C_{b1}$	$-C_{b2}$	0	0
	$-C_{d1}$	$C_{b3}+$ $C_{b4}+C_{d1}$	0	0	$-C_{b3}$	$-C_{b4}$	0
	0	0	$C_{b5}+$ C_{b6}	0	0	$-C_{b5}$	$-C_{b6}$
	$-C_{b1}$	0	0	$C_{p1}+$ C_{b1}	0	0	0
	$-C_{b2}$	$-C_{b3}$	0	0	$C_{b2}+$ $C_{b3}+C_{p2}$	0	0
	0	$-C_{b4}$	$-C_{b5}$	0	0	$C_{b4}+$ $C_{b5}+C_{p3}$	0
	0	0	$-C_{b6}$	0	0	0	$C_{p4}+ C_{b6}$

В состоянии 2 (первый демпфер закрыт, второй – открыт)

C =	$C_{b1}+ C_{b2}$	0	0	$-C_{b1}$	$-C_{b2}$	0	0
	0	$C_{b3}+$ $C_{b4}+C_{d2}$	$-C_{d2}$	0	$-C_{b3}$	$-C_{b4}$	0
	0	$-C_{d2}$	$C_{b5}+$ $C_{b6}+C_{d2}$	0	0	$-C_{b5}$	$-C_{b6}$
	$-C_{b1}$	0	0	$C_{p1}+$ C_{b1}	0	0	0
	$-C_{b2}$	$-C_{b3}$	0	0	$C_{b2}+$ $C_{b3}+C_{p2}$	0	0
	0	$-C_{b4}$	$-C_{b5}$	0	0	$C_{b4}+$ $C_{b5}+C_{p3}$	0
	0	0	$-C_{b6}$	0	0	0	$C_{p4}+ C_{b6}$

В состоянии 3 (оба демпфера закрыты)

C =	$C_{b1}+$ $C_{b2}+C_{d1}$	$-C_{d1}$	0	$-C_{b1}$	$-C_{b2}$	0	0
	$-C_{d1}$	$C_{b2}+$ $C_{b3}+C_{d2}+$ C_{d1}	$-C_{d2}$	0	$-C_{b2}$	$-C_{b3}$	0

	0	$-C_{d2}$	$C_{b3} + C_{b4} + C_{d2}$	0	0	$-C_{b3}$	$-C_{b4}$
	$-C_{b1}$	0	0	$C_{p1} + C_{b1}$	0	0	0
	$-C_{b2}$	$-C_{b2}$	0	0	$C_{b2} + C_{b3} + C_{p2}$	0	0
	0	$-C_{b3}$	$-C_{b3}$	0	0	$C_{b3} + C_{b4} + C_{p3}$	0
	0	0	$-C_{b4}$	0	0	0	$C_{p4} + C_{b4}$

В матрицах демпфирования по Е.С.Сорокину[106] каждое C_{bi} умножается на γ_{bi} , элементы.

Расчет рассматриваемой кусочно-линейной системы релейного типа выполнен по программе «ДРАКОН», разработанной для таких систем к.т.н. И.О.Кузнецовой и к.т.н. А.А.Долгой под руководством профессора А.М.Уздина[55,105].

2.2. Анализ напряженно-деформированного состояния рельсовых плетей сейсмоизолированных мостов от температурной нагрузки

Первый и основной фактор, определяющий НДС рельсовой плети при продольных нагрузках, - это изменение температуры окружающего воздуха по сравнению с температурой закрепления рельса, вызывающий продольные температурные усилия и перемещения в рельсе (достигающие значительных величин), а также возникновение дополнительных продольных усилий и перемещений в рельсе, вызванных нагревом пролетного строения. Последнее является особенностью работы системы «мост – бесстыковой путь». Согласно п.2.8.3 ТУ-2000 наибольшие температуры рельсов для летних условий при расчетах и проектировании бесстыкового пути на мостах принимаются на 10°C , а на мостах через суходолы и на путепроводах - на 15°C больше, чем воздуха.

Учитывая исключительную сложность рассматриваемой задачи, необходимо выделить наиболее существенные особенности конструкций и действующих на них нагрузок и исключить второстепенные факторы.

Для решения возникающих при моделировании проблем, представляется возможным решить задачу в плоской постановке. При этом можно учесть основные особенности взаимодействия плети и пролетных строений моста. К этим особенностям относятся:

1. Деформация рельса при изгибе пролетного строения, обусловленная реальной высотой пролетного строения и положением центра тяжести его сечения. Для учета этой особенности возникает необходимость моделирования пролетного строения балкой-стенкой, усиленной стержнями, моделирующими верхний и нижний пояса. Площади поясов должны быть подобраны так, чтобы обеспечить положение центра тяжести сечения. Свойства балок по длине осредняются, эпюра материалов не учитывается; предполагается, что балка имеет по длине пролетного строения постоянное сечение.

2. Включение балласта в работу рельсовой плети. При этом необходимо учитывать:

- толщину слоя засыпки балласта;
- модуль деформации балласта;
- угол внутреннего трения и сцепление балластного слоя.

Свойства балласта определяют степень его включения в работу пролетного строения. Поведение балласта существенно нелинейно, поэтому он моделируется упруго-пластической средой (Кулона-Мора или Генки). В рамках выполненной работы было выполнено приведение балласта к плоской модели, учитывая, что размер мостового бруса в направлении, перпендикулярном продольной оси моста, равен 2,7 м. При наличии езды по железобетонной плите балласт задается как бетонная среда.

3. Специфическая работа крепления рельсового пути к мостовому брусу. Для них может быть задана диаграмма деформирования.

4. Учет работы опор на продольные нагрузки.

5. Подвижная нагрузка моделируется системой грузов заданных с определенным шагом.

При моделировании рассматриваемой системы «мост - бесстыковой путь» также было принято, что подрельсовое основание включает резиновую подрельсовую прокладку, к которой рельс прижимается клеммными болтами. При небольших нагрузках данный элемент ВСП работает упруго, а при превышении продольной нагрузкой некоторого уровня обеспечивает проскальзывание рельса относительно прокладки. Работа рассматриваемой системы анализируется ниже с использованием методики и программного обеспечения, разработанными А.В. Бешлиу [12]. Рассматриваемая система характеризуется тремя стадиями работы и соответствующими ветвями на диаграмме деформирования.

Исходное положение рассматриваемого фрагмента ВСП представлено на рис.2.3. Подрельсовая прокладка обозначена на рисунке как упругая связь.

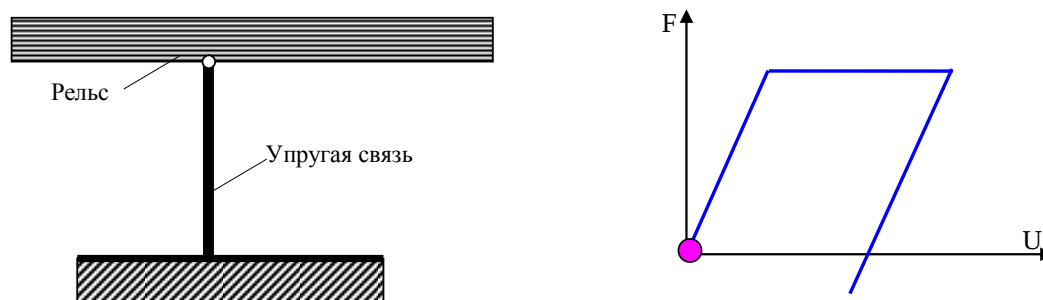


Рисунок 2.3 - Начальное положение для модели подрельсовой прокладки

На начальном этапе нагружения имеет место первая – упругая стадия работы прокладки при нагружении, что проиллюстрировано на рис 2.4

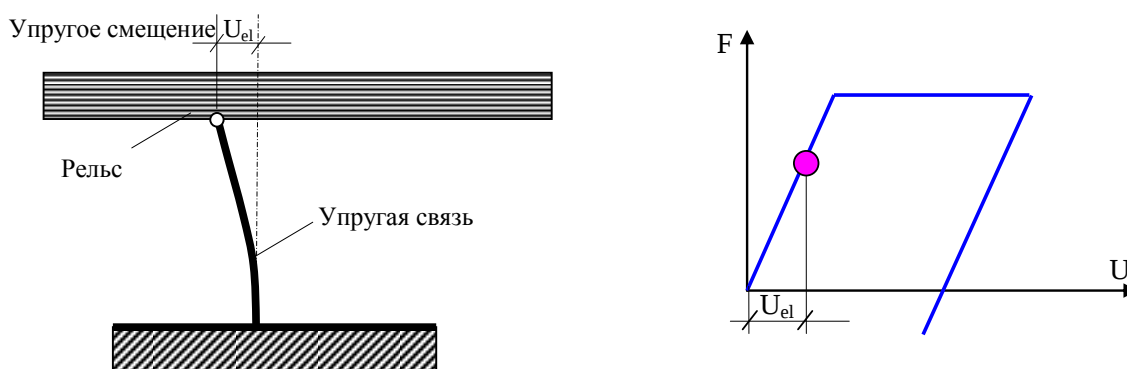


Рисунок 2.4 - Упругая стадия работы модели подрельсовой прокладки при нагрузке

При этом прокладка смещается на величину U_{el} , а на рельс со стороны пружины действует упругая сила $F = C_{np} \cdot U_{el}$.

При превышении смещением предельной величины $U_{\text{lim}} = \frac{N_{\text{lim}}}{C_{\text{пр}}}$, система переходит на вторую - пластическую стадию работы, то есть происходит проскальзывание рельса относительно прокладки (рис.2.5). При этом на рельс со стороны пружины действует сила, равная N_{lim} .

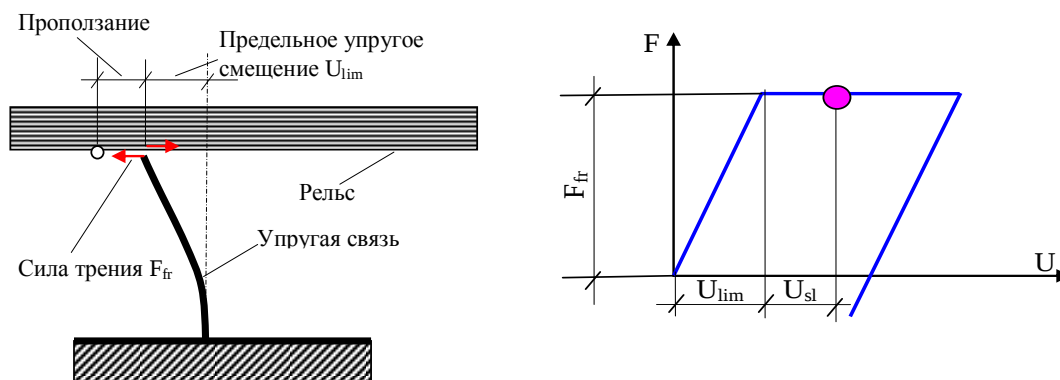


Рисунок 2.5 - Пластическая стадия работы модели подрельсовой прокладки

Наконец, при разгрузке, когда изменяется направление (скорость) движения рельса относительно прокладки, система переходит в третью стадию работы. Это упругая стадия работы прокладки при разгрузке, что проиллюстрировано на рис. 2.6.

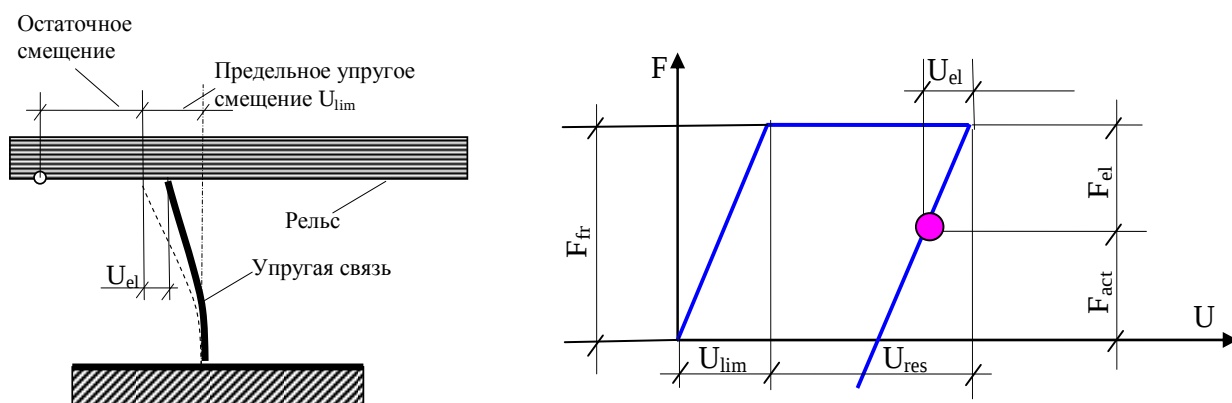


Рисунок 2.6 - Упругая стадия работы модели подрельсовой прокладки при разгрузке

При разгрузке рельс получит остаточное смещение относительно прокладки (рис.2.7).

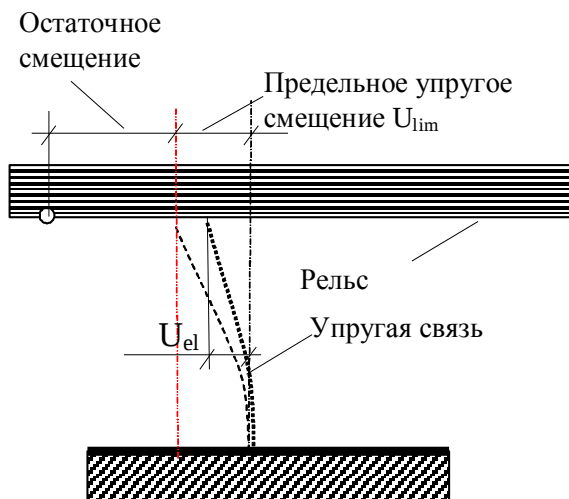


Рисунок 2.7 - Работа прокладки на стадии разгрузки

Таким образом, учитывается нелинейность работы подрельсового основания. Указанный тип нелинейности относится к так называемой «нелинейности с памятью». Это значит, что конструкция «помнит» всю историю нагружения и поведение конструкции под какой-либо нагрузкой зависит от всей истории ее нагружения.

Для оценки состояния (стадии работы) связи, моделирующей подрельсовое основание, использовано два критерия:

1. Связь работает в упругой стадии, то есть проскальзывание рельса относительно прокладок отсутствует (Рис.2.3-2.4). Далее производится проверка рельса на проскальзывание. Для возникновения проскальзывания необходимо, чтобы сила F со стороны прокладки на рельс превысила бы предельную силу N_{lim} . Это условие записывается в виде

$$F = C_{пр} \cdot U_{el} = C_{пр} \cdot (U_{rw} - U_{res}) \geq N_{lim}, \quad (2.10)$$

где U_{el} - упругое смещение;

$C_{пр}$ – жесткость пружины;

U_{rw} - полное смещение рельса;

U_{res} - остаточное смещение рельса относительно прокладки.

2. Связь работает в пластической стадии, то есть рельс проскальзывает относительно прокладок (Рис.2.5). Производится проверка рельса на переход в упругую стадию работы с отсутствием проскальзывания.

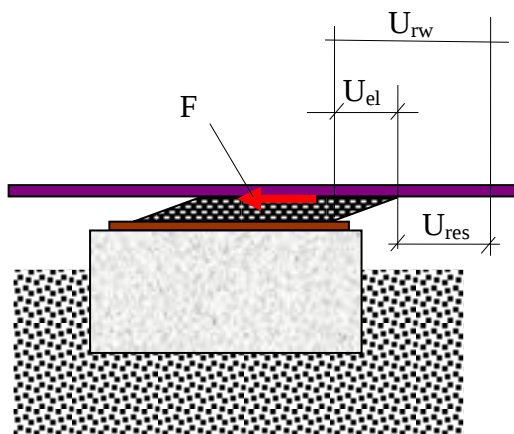


Рисунок 2.8 - Схема перемещения рельса и подрельсовой прокладки

В статических расчетах для формализации проверки необходимо фиксировать разницу смещений верха прокладки и рельса. Разгрузка начинается, как только модуль этой разницы начинает уменьшаться.

В проведенном исследовании рассмотрен более неблагоприятный случай, когда одна из опорных частей подвижная, а другая упругая. Учет сил трения в опорных частях в статических расчетах осуществляется приближенно. В месте подвижной опорной части к пролетному строению и опоре прикладывается сила трения. Она равна половине веса пролетного строения, умноженного на коэффициент трения (рис.2.9).

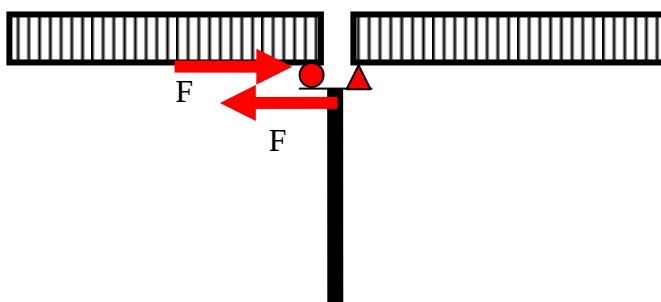


Рисунок 2.9 - Схема приложения силы трения в подвижной опорной части

В основу приближенного метода расчета пути положена одномерная расчетная схема в виде балки, работающей на продольные нагрузки и упруго

закрепленная в продольном направлении (Рис.2.10). Соединение пружин с рельсом рассматривается как пластическое.

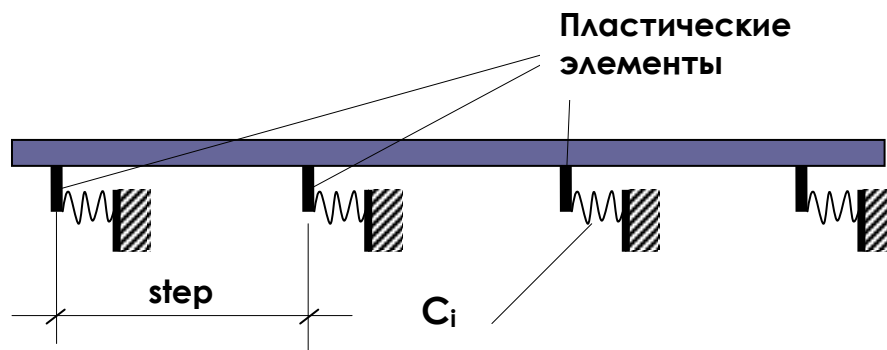


Рисунок 2.10 - Расчетная схема рельсовой плети

Пружины упругого закрепления расположены с постоянным шагом «step» и имеют переменную по длине жесткость C_i .

Жесткость каждой пружины определяется в зависимости от жесткости подрельсовой подкладки, жесткости балласта и жесткости опоры с неподвижной опорной частью.

$$C_i = \frac{1}{\delta_{sw} + \delta_b + \delta_p}, \quad (2.11)$$

где $\delta_{sw} = \frac{h_{sw}}{G_{sw} F_{sw}}$ - сдвиговая податливость подрельсовой резиновой прокладки; h_{sw}

— толщина прокладки;

G_{sw} — модуль сдвига резины прокладки;

F_{sw} - площадь прокладки;

δ_b - сдвиговая податливость балласта, определяемая на основе решения плоской задачи теории упругости (задача Файлона);

δ_p — податливость верха примыкающей опоры с неподвижной опорной частью, определяемая методами строительной механики с учетом фактических размеров опоры и жесткости основания.

Таким образом, можно отследить влияние устройств сейсмоизоляции на эксплуатационные характеристики пути. Проведя ряд расчетов, можно отследить,

как меняются напряжения в пути за счет изменения жесткости сейсмоизолирующих опорных частей.

Анализ работы рассматриваемой системы производится с использованием метода перемещений. Матрица жесткости системы R имеет вид, показанный на рис.2.11.

$C_0 + \frac{EF}{step}$	$-\frac{EF}{step}$	0				
$-\frac{EF}{step}$	$C_1 + \frac{2EF}{step}$	$-\frac{EF}{step}$				
0	$-\frac{EF}{step}$	$C_2 + \frac{2EF}{step}$				
				$-\frac{EF}{step}$	$C_{n-1} + \frac{2EF}{step}$	$-\frac{EF}{step}$
				0	$-\frac{EF}{step}$	$C_n + \frac{EF}{step}$

Рисунок 2.11 - Структура матрицы жесткости рассматриваемой системы

Вектор усилий в пружинах $N = \{\dots N_i \dots\}$ определяется на каждом этапе нагружения стандартным образом:

$$N = R^{-1}P, \quad (2.12)$$

где $P = \{\dots P_i \dots\}$ – столбец свободных членов.

Для температурного воздействия

$$P_i = EF \cdot \alpha \cdot \Delta t, \quad (2.13)$$

где EF – продольная жесткость рельса;

$\alpha = 0,00001$ - коэффициент температурного расширения стали;

Δt – величина шага, с которым изменяется температура.

Используемое программное обеспечение (ПО) предусматривает оконный ввод данных с традиционными возможностями, предусмотренными WINDOWS-XP. Все исходные данные вводятся с использованием 7 оконных редакторов, последовательно вызываемых из главного окна программы:

1. Основные исходные данные. К ним относятся расчетный перепад температур, тип и скорость движения поезда, данные о числе опор и наличии данных об этих опорах.
2. Информация о верхнем строении пути (ВСП), а также о зонах «открепления» рельса на мосту.
3. Ввод данных о пролетном строении.
4. Данные о расположении опорных частей. В качестве признака неподвижной опорной части задается коэффициент трения $f=1$.
5. Данные для расчета опор. Вводятся общие данные по опорам (наличие воды, тип основания и фундамента и т.п.).
6. Ввод данных о конструктивной схеме опоры

После расчета всех опор управление передается программе расчета усилий в рельсе. Для этого в главном меню выбирается пункт «Расчет №1» или «Расчет №2». После этого появляется последнее окно, в котором можно изменить тип расчета (температура, статика, вертикальная динамика, торможение) и запустить программу на расчет.

Результатами расчета по созданной программе являются эпюры усилий, перемещений и напряжений, возникающих в рельсе бесстыкового пути на мосту, с учетом проскальзывания рельса и учета участков открепления железнодорожного пути по длине сооружения.

Задаваясь различными значениями податливостей опорных частей при прочих постоянных условиях (анализировалось железнодорожное неразрезное пролетное строение 3х33 м) были получены результаты в следующем виде:

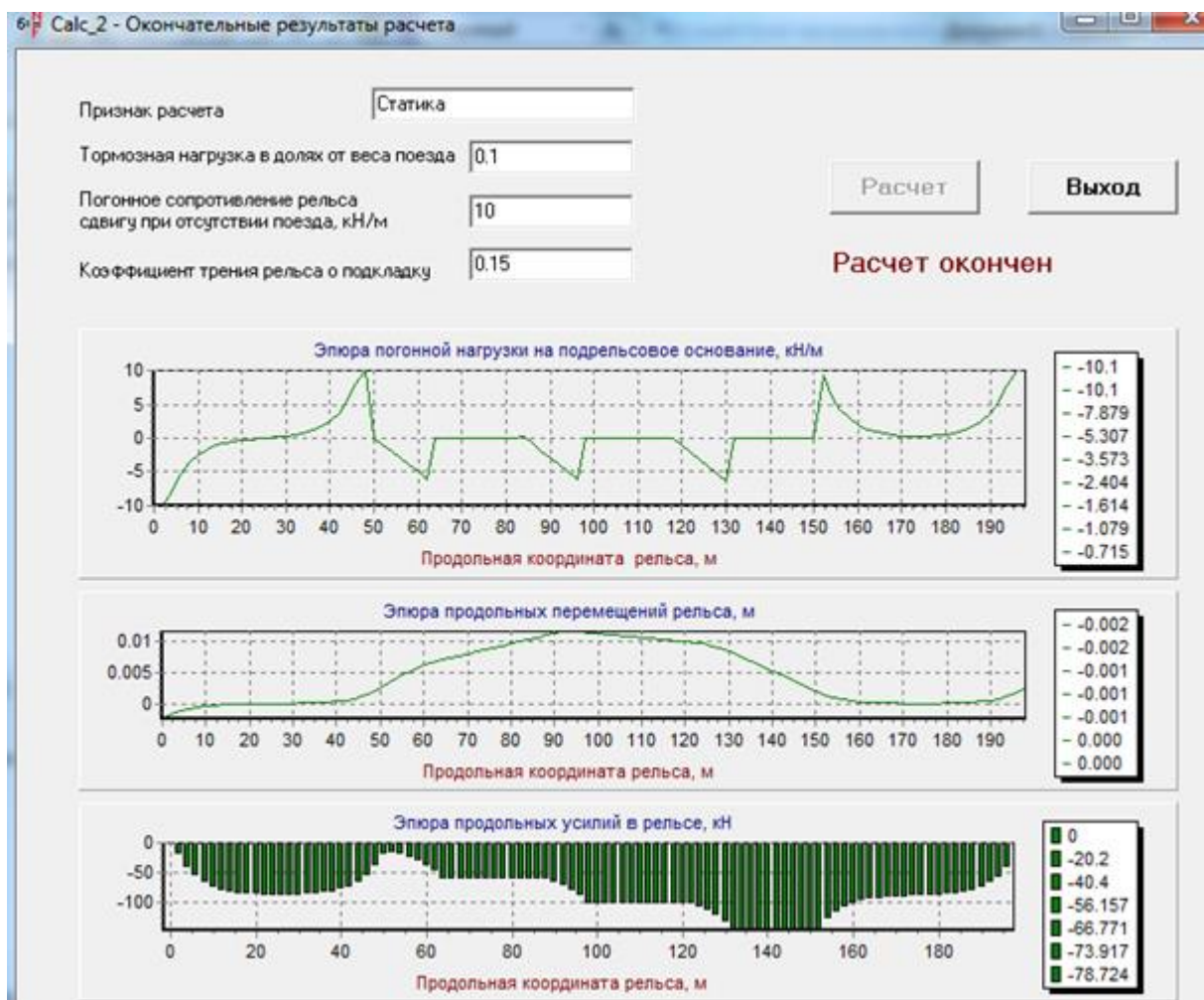


Рисунок 2.12 - Графические результаты расчета

В расчетах принимались податливости, соответствующие перемещениям пролетного строения $u = 0,5\sqrt{L}$, $u = \sqrt{L}$, $u = 2\sqrt{L}$ и т.д.

Исследования показали, что с увеличением податливости опоры (увеличением перемещения пролетного строения u) усилия и перемещения в рельсе снижаются (рис.2.13 и рис.2.14). Максимальное напряжение в рельсе составляет 25,4 МПа. Таким образом, можно сделать вывод, что увеличение податливости опоры хоть и ведет к увеличению перемещений пролетного строения больше допускаемых по СП, но на НДС рельса оказывает незначительное влияние и не ухудшает эксплуатационных характеристик рельсового пути.

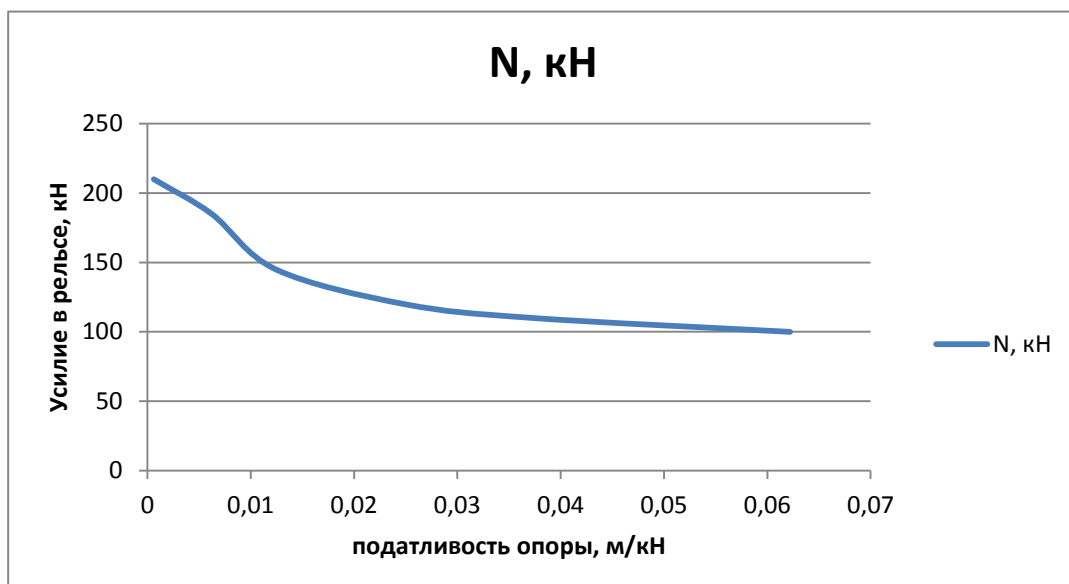


Рисунок 2.13 - Зависимость усилий в рельсе от податливости опоры

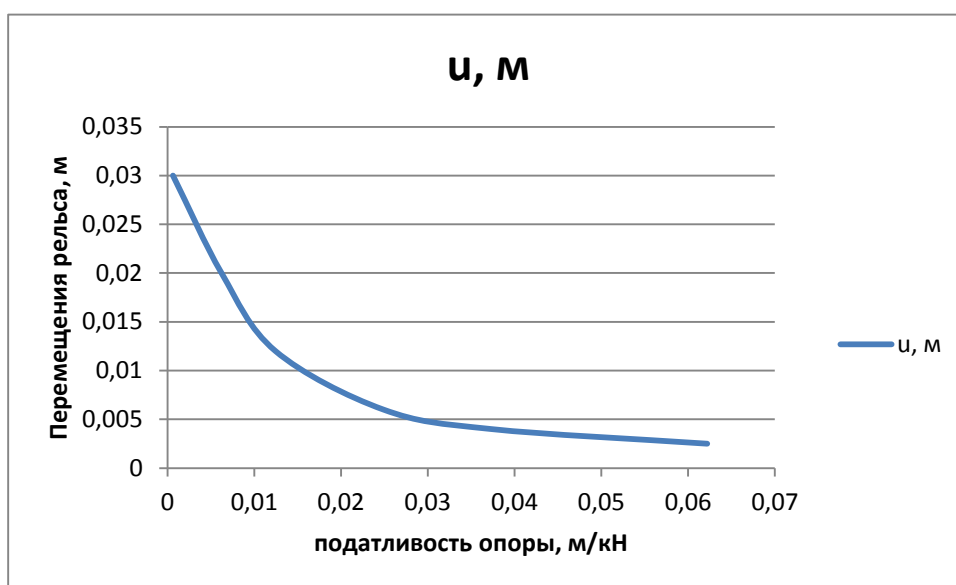


Рисунок 2.14 - Зависимость перемещений в рельсе от податливости опоры

2.3. Анализ напряженно-деформированного состояния рельсовых плетей сейсмоизолированных мостов от поперечных ударов подвижного состава

В качестве эксплуатационной поперечной нагрузки на мост выступают поперечные удары подвижного состава, обусловленные волнообразным движением состава с периодическим накатыванием вагонов на одну из рельсовых нитей. Ниже анализируется НДС рельсового пути на двух пролетах длиной $L=33$ м. Предполагается, что накатывание вагонов происходит на пролетных строениях

на разные рельсовые нити, т.е. нагрузка на пролетных строениях имеет противоположное направление. При анализе рассмотрено 4 варианта моста. Первые два варианта – базовые. В них предусматриваются обычные опорные части с жестким в поперечном направлении соединением с опорами. В одном варианте рассматривается путь на балласте, другом – безбалластное мостовое полотно (БМП). В двух других вариантах рассматривается мост с податливыми опорными частями при аналогичном устройстве ВСП. Расчетная схема рассматриваемых систем приведена на рис. 2.15

Расчет по методу конечных элементов (МКЭ) выполнен с использованием программного комплекса Structure CAD (SCAD), версия 11.1, разработанного Украинским институтом исследований окружающей среды и ресурсов при совете национальной безопасности и обороны Украины.

Система ВСП (рельс Р65, деревянные шпалы, балласт) – пролетное строение – опорные части моделировалась стержневыми элементами плоской рамы, работающими на продольную силу, и изгиб.

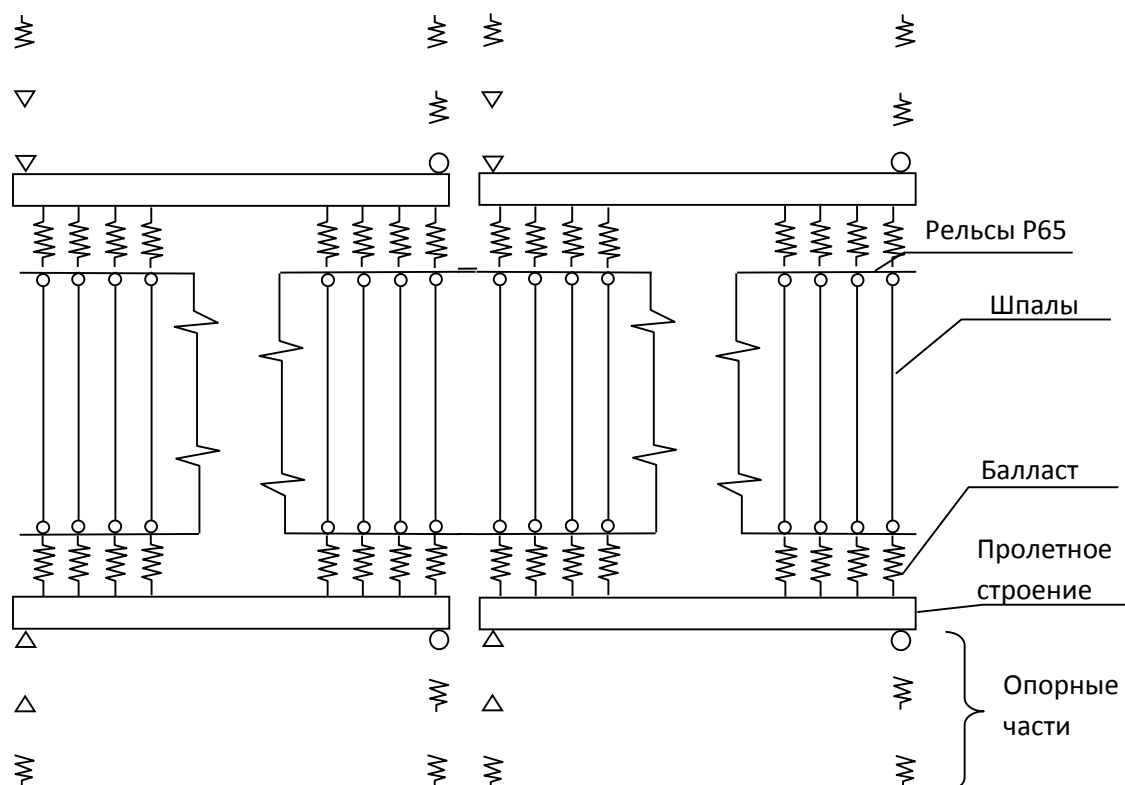


Рисунок 2.15 - Расчетная схема для расчета усилий в рельсах от поперечных ударов

Упругие характеристики для шпал приняты как для бруса прямоугольного деревянного сечения размером 1800 на 1800 мм с модулем упругости $1e+006$ т/м². Балласт моделировался упругими элементами с жесткостью $7500/2 = 3750$ т/м и $1000/2 = 500$ т/м. Пролетное строение принято абсолютно жестким.

Как сказано ранее, в проведенных расчетах рассматривались три схемы расстановки опорных частей (ОЧ):

1. Устанавливаются обычные ОЧ части абсолютно жесткие в поперечном направлении.
2. Стандартные ОЧ чередуются с резиновыми ОЧ (РОЧ).
3. Устанавливаются РОЧ.

Модуль сдвига резины принят согласно СП 35.13330.2011 “Мосты и трубы” как для марки НО-68-1 при температуре -20С и выше равным 90 т/м², соответственно жесткость РОЧ на сдвиг принята равной 100 т/м. Предполагается установка двух опорных частей под пролетное строение на каждой опоре. При этом парциальный период колебаний пролетного строения на сейсмоизолирующих опорных частях составляет 1.21 с.

Горизонтальная поперечная нагрузка от ударов подвижного состава принята равной $0,6K$ или $0,84$ т/м.

Результаты расчетов в виде эпюр перемещений и изгибающих моментов в рельсах приведены на рис. 2.16-2.21

В таблице 2.1 Приведены расчетные напряжения в рельсах от боковых ударов при различных способах крепления рельса и пролетного строения.

Результаты расчета позволяют однозначно сделать следующие выводы:

1. При отсутствии сейсмоизоляции напряжения в рельсах от ударов подвижного состава пренебрежимо малы. При езде на балласте они составляют 67 , а для БМП – 27 кГ/см². На балласте имеют место взаимные смещения рельсов над опорой, но они не значительны

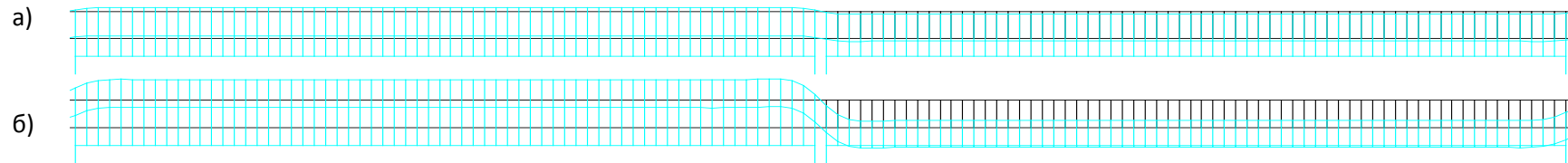


Рисунок 2.16 - Эпюра поперечных перемещений рельсового пути при обычных опорных частях
(Схема расстановки ОЧ №1)

а) для БМП, поперечная жесткость ВСП $C=7500$ т/м

б) для балластного пути с $C=1000$ т/м

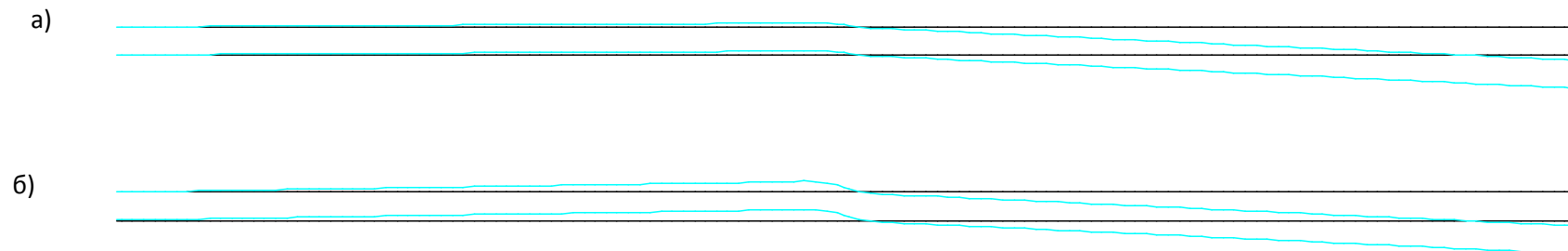


Рисунок 2.17 - Эпюра поперечных перемещений рельсового пути при сейсмоизолирующих опорных частях на всех
опорах

(Схема расстановки ОЧ №2)

а) для БМП, поперечная жесткость ВСП $C=7500$ т/м

б) для балластного пути с $C=1000$ т/м

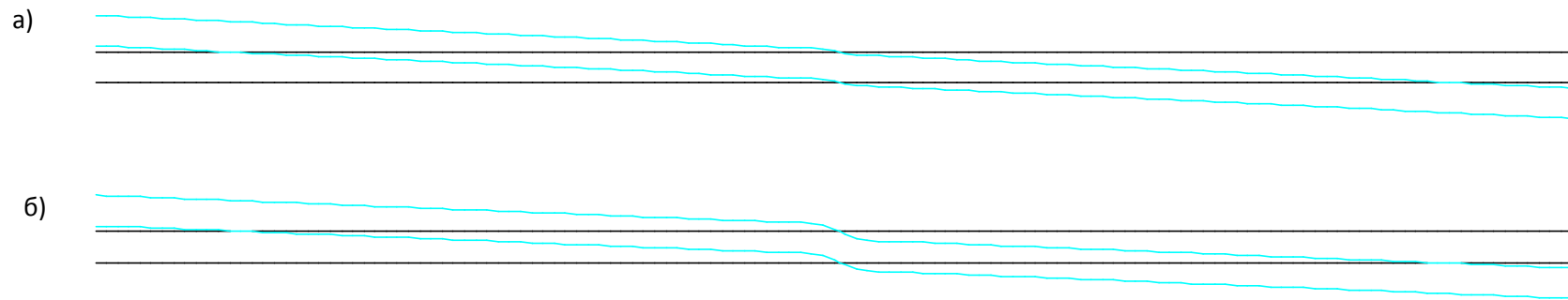


Рисунок 2.18 - Эпюры поперечных перемещений рельсового пути при сейсмоизолирующих опорных частях на местах размещения неподвижных ОЧ

(Схема расстановки ОЧ №3)

а) для БМП, поперечная жесткость ВСП $C=7500$ т/м

б) для балластного пути с $C=1000$ т/м

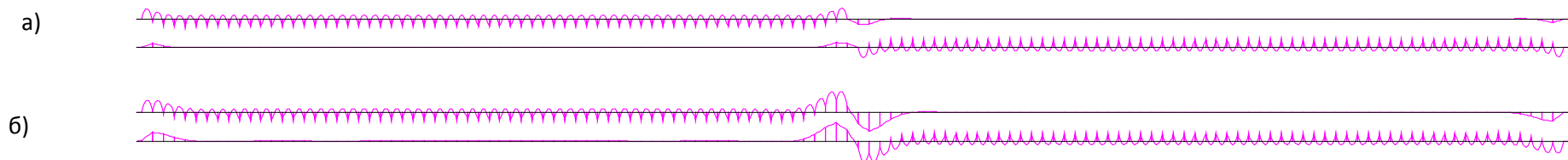


Рисунок 2.19 - Эпюры поперечных моментов в рельсовом пути при обычных опорных частях

(Схема расстановки ОЧ №1)

а) для БМП, поперечная жесткость ВСП $C=7500$ т/м

б)для балластного пути с $C=1000$ т/м

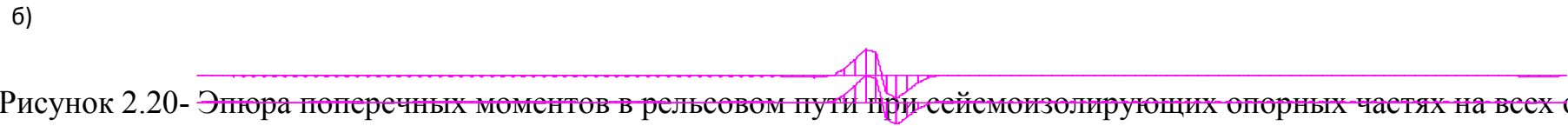
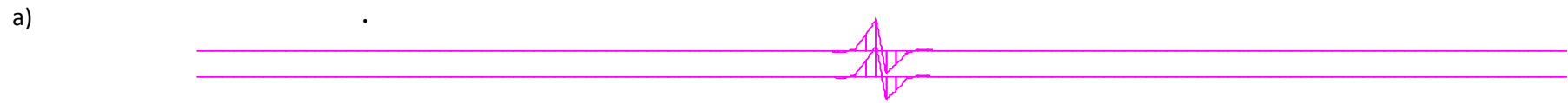


Рисунок 2.20- Эпюра поперечных моментов в рельсовом пути при сейсмоизолирующих опорных частях на всех опорах
(Схема расстановки ОЧ №2)

а) для БМП, поперечная жесткость ВСП $C=7500$ т/м

б) для балластного пути с $C=1000$ т/м

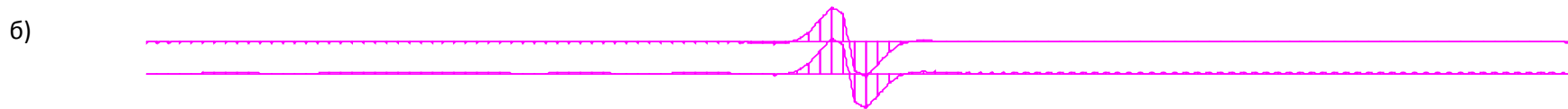
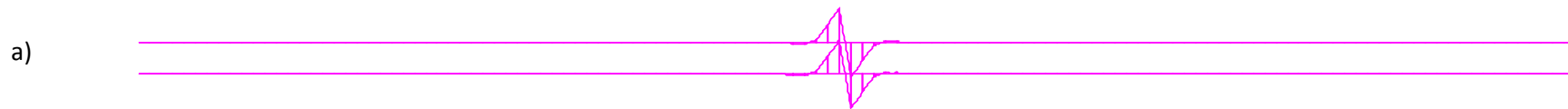


Рисунок 2.21- Эпюра поперечных перемещений рельсового пути при сейсмоизолирующих опорных частях на местах
размещения неподвижных ОЧ
(Схема расстановки ОЧ №3)

а) для БМП, поперечная жесткость ВСП $C=7500$ т/м

б) для балластного пути с $C=1000$ т/м

Максимальные смещения 30,2 см

2. Традиционно применяемая за рубежом конструкция распределяющей сейсмоизоляции с устройством всесторонне податливых опорных частей на всех опорах нецелесообразна для железнодорожных мостов. Для БМП напряжения в рельсовых плетях только от поперечных ударов достигают 2300 кГ/см^2 . Если учесть, что температурные напряжения в рельсах доходят до $600\text{-}800 \text{ кГ/см}^2$, а напряжения от вертикальной нагрузки могут добавить еще до 100 кГ/см^2 , то суммарные напряжения в рельсах достигнут 3200 кГ/см^2 . Это означает, что в рассматриваемом случае (пролетные строения $L=33\text{м}$) по условию прочности при эксплуатационных нагрузках могут быть применены только термоупрочненные рельсы, а увеличение пролета вообще недопустимо. Использование балласта позволяет снизить напряжения до 2900 кГ/см^2 , однако и в этом случае пролет можно увеличить до 44 м только при использовании термоупрочненных рельсов.

Таблица 2.1

Максимальные напряжения в головке рельса Р65

Схема, жесткость балласта	Макс. смещения, мм	Макс. момент в рельсе, тм	Макс. перерезывающая сила в рельсе, т	Напряжения в головке рельса, кГ/см^2
№1, 7500 т	0,061	0,02	0,2	27
№1, 1000т	0,426	0,05	0,24	67
№2, 7500 т	70	1,73	6	2300
№2, 1000т	70	1,48	4	1970
№3, 7500 т	70	1,59	6	2120
№3, 1000т	70	1,34	5	1790

3. Более-менее приемлемым можно считать сейсмоизоляцию с использованием одной податливой и одной продольно неподвижной групп опорных частей под пролетное строение. При использовании езды на балласте в этом случае расчетные напряжения в рельсах составляют 2800 кГ/см^2 . тот результат позволяет прогнозировать возможность применения рассматриваемой сейсмоизоляции на мосты пролетами до 66 м при использовании термоупрочненных рельсов с допустимыми напряжениями 5800 кГ/см^2 .

4. Для мостов пролетами более 33 м, периоде сейсмоизоляции с парциальным периодом более 1.5 с и при использовании БМП необходим расчет напряжений в рельсовом пути.

5. Во всех случаях для сейсмоизолированных мостов предпочтительнее иметь мост с ездой на балласте. При пролетах моста более 33 м сочетание БМП и обычной сейсмоизоляции в виде гибких опорных частей и демпферов неприемлемо.

6. В выполненном исследовании требования норм к ограничению гибкости опор не соблюдалось. Смещения пролетного строения относительно опоры примерно в два раза превосходили допустимые нормами. Тем не менее усилия в рельсах оказались допустимыми. При этом смещения пролетных строений относительно опор достигали 7 см против 2.7 см по СП.

Основной же вывод из выполненных расчетов состоит в том, что для железнодорожных мостов пролетами более 66 м необходимы более сложные системы сейсмоизоляции, включающиеся в работу при нагрузках, превосходящих эксплуатационные.

2.4. Выводы по разделу 2. Требования к системам сейсмоизоляции железнодорожных мостов

Выполненные исследования позволяют сделать следующие выводы.

1. Наличие железнодорожного пути ограничивает возможности применения обычной сейсмоизоляции для железнодорожных мостов.

2. Нормативное ограничение гибкости опор, приведенное в СП 35.13330.2011 «Мосты и трубы» может быть смягчено и допустимые смещения пролетного строения относительно опоры можно оценивать по формуле

$$u_{\max} < a \cdot \sqrt{L} \quad (2.14)$$

где $a=0.01 \text{ м}^{-1/2}$, а $u_{\max}$ и L задаются в метрах.

3. Даже при рекомендованном допустимом смещении опоры относительно пролетного строения обычную сейсмоизоляцию можно применять на мостах пролетом $L < 66$ м.

4. Во всех случаях на сейсмоизолированных мостах предпочтение следует отдавать применению ВСП с ездой на балласте.

5. Парциальный период сейсмоизоляции не должен превышать 1.25 с в обоих направлениях.

6. Для мостов пролетами более 33 м при устройстве сейсмоизоляции необходимо выполнять расчет прочности рельсового пути на эксплуатационные нагрузки.

7. При укладке на сейсмоизолированном мосту бесстыкового пути рекомендуется использовать ВСП с ездой на балласте. При использовании БМП необходимо проводить расчет НДС рельсовых плетей и их проверку на разрыв (зимой) или потерю устойчивости (летом).

8. Установка уравнильных приборов позволяет воспринимать значительные продольные перемещения сейсмоизолированных пролетных строений, однако при этом остается открытым вопрос о поперечных нагрузках на рельсовые плети. Для повышения эффективности сейсмоизоляции можно рекомендовать использование более мощных рельсов, например Р-75. Это может позволить использование сейсмоизоляции на мостах пролетами до 88 м.

9. Для мостов с пролетными строениями длиной более 33 м, а это относится, прежде всего, к неразрезным пролетным строениям возникает необходимость совершенствования системы сейсмоизоляции мостов и переход на адаптивную систему сейсмоизоляции, описанную в обзорной части работы.

Глава 3. Анализ поведения сейсмоизолированных железнодорожных мостов при действии проектного и максимального расчетного землетрясения

3.1 Задача выбора расчетных воздействий для анализа эффективности сейсмоизоляции железнодорожных мостов

Для анализа эффективности систем сейсмозащиты необходим расчет анализируемой системы по акселерограммам землетрясений. Такой расчет требуется как формально, так и по существу для подбора параметров сейсмоизоляции. Формальное произведение расчета по акселерограммам необходимо по требованию п. 2.2.6 СНиП II-7-81* «Строительство в сейсмических районах»[97], однако более важным является то, что учет особенностей работы сейсмоизоляции (повышенное демпфирование, нелинейная диаграмма деформирования сейсмоизолирующих опор) возможен только в рамках динамического расчета. Принципиальным вопросом для проведения такого расчета является задание расчетных акселерограмм. Этот вопрос в теории сейсмостойкости в настоящее время не решен, а в литературе встречаются примеры расчета, которые не только не позволяют оценить эффективность сейсмозащитных устройств, но и дезориентируют проектировщика и приводят к принятию неверных и опасных решений. Хорошо известны случаи, когда неверный расчет привел к обрушению сейсмоизолированных зданий и массовой гибели людей в Бухаресте, Скопье и Нью-Мехико, однако допущенные ошибки повторяются и в современном проектировании.

Следует отметить, что при задании расчетных воздействий используются два принципиальных подхода:

1. Генерация воздействия под площадку строительства
2. Генерация воздействия под сооружение

Генерация воздействия под площадку строительства используется сейсмологами и геофизиками; в принципе такой подход представлялся бы

справедливым, если бы была уверенность в достоверности таких прогнозов. На территории бывшего СССР с 1948 г произошло 27 разрушительных землетрясений, из которых только 3 произошли в районах, считавшихся сейсмически опасными [99,103]. Таким образом, мы не можем предсказать даже силу землетрясения, а для генерации воздействия необходимо знать также его спектральный состав. Низкое качество прогнозов спектрального состава характерно не только для отечественных, но и для зарубежных специалистов. Землетрясения в Эль-Центро 1941 г и 1978 г оказались совершенно непохожими друг на друга по спектральному составу.

Сложившаяся ситуация привела к другому подходу, при котором воздействия генерируются для рассматриваемого сооружения. В этом случае спектральный состав расчетного воздействия выбирается резонансным для сооружения, что должно гарантировать нам сейсмостойкость сооружения при реальных нагрузках.

В рамках изложенных выше подходов в настоящее время используются четыре способа задания сейсмических воздействий; они детально проанализированы в статьях [33,99,103,105].

Первый способ использует для расчета акселерограммы прошлых землетрясений. Недостатком этого способа является то, что даже в одном месте акселерограммы землетрясений могут существенно отличаться, о чем было сказано выше. Для обеспечения надежности расчета необходимо выбирать представительный пакет акселерограмм, в котором определяющими будут акселерограммы, вызывающие резонансные колебания сооружений.

Второй способ предполагает моделирование расчетных воздействий коротким временным процессом с заданным спектром. В литературе имеется много попыток сгенерировать такой процесс. Соответствующие предложения имеются в работах А.Т. Аубакирова [9], А.Ю. Щукина [18], В.В.Костарева [18], В.А.Ветошкина [18], Г.Джонсона [130], Х.Эпштейна [130], Р.Н.Гузеева [28] и др. авторов. Если бы кому-то из авторов действительно удалось бы сгенерировать

процесс, приемлемый для расчета широкого класса сооружений, то задача моделирования сейсмических воздействий была бы решена. К сожалению, известные попытки нельзя признать удачными. Анализ и критика известных решений приводится в брошюре А.М. Уздина и А.А. Долгой [105]. Основной дефект известных процессов состоит в их неуравновешенности; при задании ускорений система приобретает нереальные смещения, достигающие десятков метров, а при нормировании смещений не удастся задать необходимые ускорения. Учитывая ошибки, допущенные при генерации коротких воздействий, Г. Аннаев предложил короткий временной процесс, который по нашему мнению можно использовать для расчета смещений и ускорений сейсмоизолированных систем.

Третий способ генерирует синтетические акселерограммы под площадку строительства. Наиболее полно этот подход развит в работах Ф.Ф. Аптекаева [8]. Подход базируется на знании спектрального состава воздействия и генерации акселерограммы с заданным спектральным составом. С нашей точки зрения этот способ в настоящее время нельзя признать приемлемым. Во-первых, как уже отмечалось ранее, сейсмологи пока не могут дать надежную информацию о силе и спектральном составе возможных воздействий. Во-вторых, под заданный спектральный состав можно сгенерировать бесконечное количество акселерограмм, компоненты которых отличаются сдвигом фаз; результаты расчетов по этим акселерограммам могут существенно отличаться [30].

Четвертый способ генерирует узкополосный процесс с одной или небольшим количеством частот, опасных для сооружения. При этом в качестве сейсмологической информации выступают самые общие характеристики воздействия (как правило, энергетические). Первыми работами в СССР, в которых использовались узкополосные процессы, выполнены профессорами Я.М. Айзенбергом [5] и А.Д. Абакаровым [1]. Эти работы получили развитие в исследованиях [105]; на основе этих исследований в НТЦ СС были разработаны рекомендации по моделированию сейсмических воздействий, утвержденные Госстроем России в 1996 г [78]. Моделируемые таким образом процессы имеют

высокий резонансный пик с коэффициентом динамики >3 на частоте, опасной для сооружения. При моделировании таких процессов довольно легко учесть требования к ПЗ и МРЗ. При этом учитывается, что на действие ПЗ система, как правило, работает линейно и характеризуется одной резонансной частотой. Для МРЗ система работает нелинейно и не имеет одной резонансной частоты. Для моделирования акселерограмм необходимо строить амплитудно-частотную характеристику системы (АЧХ) для заданного уровня воздействия и подбирать опасную частоту по пику на АЧХ.

В соответствии с изложенным, ниже рассмотрен расчет сейсмоизолированных железнодорожных мостов с использованием трех моделей воздействия:

1. Расчет по акселерограммам прошлых землетрясений;
2. Расчет с использованием короткого временного процесса;
3. Расчет по синтетическим акселерограммам, сгенерированным наиболее опасными для рассматриваемых сооружений в соответствии с [78,99,105].

3.2. Оценка динамических характеристик сейсмоизолированных железнодорожных мостов

Для проведения расчета по акселерограммам землетрясений необходимо знать динамические характеристики сейсмоизолированных железнодорожных мостов, такие как частоты, затухания, АЧХ.

Железнодорожные мосты являются существенно нелинейными системами вследствие фрикционного взаимодействия пролетных строений с рельсовой плетью и опорами с подвижными опорными частями. Эти вопросы детально исследованы в работах И.О. Кузнецовой [26,42,53,55]. В упомянутых работах, в частности, показано, что мосты малых пролетов ($L < 18\text{м}$) работают при землетрясениях как рамные системы, а мосты больших пролетов ($L > 44\text{м}$) работают как система отдельно стоящих консольных стержней. Наиболее сложной является

работа мостов средних пролетов, поэтому ниже для анализа был выбран мост с расчетным пролетом 33 м.

Рассматриваемая система относится к числу кусочно-линейных систем релейного типа и может быть рассчитана по описанной ранее программе DRAKON. Расчетная схема исследуемого моста приведена выше в главе 2 (рис. 2.2); в соответствии с рекомендациями этой главы все опорные части – сейсмоизолирующие. Система имеет два демпфера сухого трения и, соответственно, четыре состояния (оба демпфера открыты; первый закрыт; второй закрыт; оба демпфера закрыты). Программа строит матрицы жесткостей и податливостей для каждого из этих состояний.

В представленных ниже таблицах 3.1.-3.6. приведены значения периодов колебаний T и затуханий γ для трех рассматриваемых случаев расположения сейсмоизолирующих опорных частей.

В первом случае рассматривается мост со стандартным расположением опорных частей, пролетные строения которого опираются на одну неподвижную податливую опорную часть с жесткостью $C=20000\text{кН/м}$, определенную с учетом требования по ограничению перемещений СП 35.13330.2011 ($u=0.5\sqrt{L}$), и одну подвижную.

Во втором случае неподвижная опорная часть заменена податливой с жесткостью $C=2000\text{кН/м}$ (что соответствует перемещениям $5\sqrt{L}$).

Третий случай представляет собой опирание пролетных строений на податливые опорные части с жесткостью $C=2000\text{ кН/м}$.

В каждом из этих случаев рассмотрены все варианты положения системы: положение «0» - все демпферы открыты; положение «1» - первый демпфер закрыт; положение «2» - второй демпфер закрыт; положение «3» - все демпферы закрыты.

Кроме того, исследовалось поведение системы как при наличии дополнительного затухания ($\gamma=0,3$), так и при его отсутствии ($\gamma=0,1$).

Из таблиц следует, что при обычном расположении опорных частей, одна из которых сейсмоизолирующая, но удовлетворяющая условию СП по жесткости, опасным периодом является $T=0,65\text{с}$.

Для моста с сейсмоизолирующей опорной частью повышенной гибкости ($C=2000\text{ кН/м}$) $T=1,6\text{с}$. Принятая гибкость здесь в 5 раз выше допустимой по СП, но соответствует наиболее распространенной величине гибкости сейсмоизолирующих опорных частей в автодорожных мостах. Для моста с распределяющей сейсмоизоляцией (все опорные части податливые) $T=1,2\text{с}$.

Таблица 3.1

Динамические характеристики моста (частоты и модальные затухания по семи формам колебаний) при стандартном расположении опорных частей в состояниях 0 (T_0) и 1 (T_1)

Период колебаний, T_0 , с	Затухание опорной части		Период колебаний, T_1 , с	Затухание опорной части	
	$\gamma=0,1$	$\gamma=0,3$		$\gamma=0,1$	$\gamma=0,3$
0.27331	0.1	0.1433	0.16199	0.18961	0.20903
0.58789	0.10001	0.25704	0.27732	0.10092	0.1339
0.6683	0.17587	0.41741	0.63364	0.14442	0.34488
0.67089	0.10005	0.1885	0.66961	0.09855	0.18473
0.39952	0.07288	0.13031	0.42092	0.08419	0.13223
0.39897	0.09999	0.2121	0.39925	0.10016	0.2124
0.29977	0.1	0.10031	0.29977	0.1	0.10031

Таблица 3.2

Динамические характеристики моста (частоты и модальные затухания по семи формам колебаний) при стандартном расположении опорных частей в состояниях 2 (T_2) и 3 (T_3)

Период колебаний, T_2 , с	Затухание опорной части		Период колебаний, T_3 , с	Затухание опорной части	
	$\gamma=0,1$	$\gamma=0,3$		$\gamma=0,1$	$\gamma=0,3$
0.16212	0.18974	0.20801	0.13453	0.19315	0.20582
0.27331	0.1	0.1433	0.21734	0.1776	0.2179
0.5879	0.09999	0.25697	0.64721	0.09979	0.20125
0.67089	0.09962	0.18723	0.41407	0.10018	0.18866
0.45089	0.10644	0.14833	0.45113	0.1066	0.14818
0.39897	0.10013	0.21254	0.28109	0.10551	0.13077

0.29977	0.1	0.10031	0.29977	0.1	0.1003
---------	-----	---------	---------	-----	--------

Таблица 3.3

Динамические характеристики моста, когда одна опорная часть податливая ($C=2000$ кН/м), а другая подвижная в состояниях 0 (T_0) и 1 (T_1)

Период колебаний, T_0, c	Затухание опорной части		Период колебаний, T_1, c	Затухание опорной части	
	$\gamma=0,1$	$\gamma=0,3$		$\gamma=0,1$	$\gamma=0,3$
0.29768	0.1	0.10318	0.16941	0.1989	0.20109
0.49256	0.1	0.10645	1.64165	0.10309	0.30469
0.49267	0.09963	0.10516	1.64536	0.09917	0.29193
1.63544	0.10016	0.29764	0.29773	0.10002	0.10306
1.64697	0.10007	0.29417	0.49261	0.10004	0.10646
1.64289	0.10385	0.30659	0.49287	0.09979	0.10529
0.29977	0.1	0.10031	0.29977	0.1	0.10031

Таблица 3.4

Динамические характеристики моста, когда одна опорная часть податливая ($C=2000$ кН/м), а другая подвижная в состояниях 2 (T_2) и 3 (T_3)

Период колебаний, T_2, c	Затухание опорной части		Период колебаний, T_3, c	Затухание опорной части	
	$\gamma=0,1$	$\gamma=0,3$		$\gamma=0,1$	$\gamma=0,3$
0.16941	0.1989	0.20108	0.13858	0.19927	0.20072
0.29768	0.1	0.10318	0.23825	0.19773	0.20217
1.63572	0.09995	0.29695	1.6445	0.1	0.29467
1.64695	0.09982	0.29343	0.29779	0.10011	0.103
0.49256	0.10002	0.1065	0.29977	0.1	0.1003
0.49324	0.10008	0.1055	0.49276	0.1	0.10608
0.29977	0.1	0.1003	0.49325	0.10008	0.10547

Таблица 3.5

Динамические характеристики моста, когда все опорные части податливые ($C=2000$ кН/м) в состояниях 0 (T_0) и 1 (T_1)

Период колебаний, T_0, c	Затухание опорной части		Период колебаний, T_1, c	Затухание опорной части	
	$\gamma=0,1$	$\gamma=0,3$		$\gamma=0,1$	$\gamma=0,3$
0.48609	0.1	0.11253	0.16866	0.19803	0.20197

0.48722	0.1	0.11062	1.23213	0.1	0.28969
1.23312	0.1	0.2893	1.2153	0.1	0.29605
1.20751	0.1	0.29895	0.48623	0.10001	0.11231
1.21817	0.1	0.29498	0.4874	0.10001	0.11032
0.29767	0.1	0.10319	0.29773	0.10002	0.10307
0.29767	0.1	0.10319	0.29767	0.1	0.10319

Таблица 3.6

Динамические характеристики моста, когда все опорные части податливые ($C=2000$ кН/м) в состояниях 2 (T_2) и 3 (T_3)

Период колебаний, T_2, c	Затухание опорной части		Период колебаний, T_3, c	Затухание опорной части	
	$\gamma=0,1$	$\gamma=0,3$		$\gamma=0,1$	$\gamma=0,3$
0.16866	0.19803	0.20197	0.13817	0.19868	0.20132
1.2153	0.1	0.29605	0.23615	0.19595	0.20388
1.23213	0.1	0.28969	1.23154	0.1	0.28992
0.4874	0.10001	0.11032	0.48629	0.10001	0.1122
0.48623	0.10001	0.11231	0.48794	0.10008	0.10949
0.29767	0.1	0.10319	0.29786	0.1002	0.1029
0.29773	0.10002	0.10307	0.2977	0.10001	0.10312

Указанные периоды колебаний учтены далее при выборе расчетных акселерограмм.

3.3. Анализ работы сейсмоизолированного моста с использованием акселерограмм прошлых землетрясений

При выборе расчетных акселерограмм в работе исходили из имеющихся в литературе записях прошлых землетрясений, достоверность которых не вызывает сомнений, и которые многократно использовались при оценке эффективности систем сейсмоизоляции. Такие акселерограммы использованы в монографиях [7,105,106].

Характеристики этих землетрясений по данным [105] приведены в табл. 3.7.

Очевидно, что наиболее опасными являются землетрясения, частоты которых близки к частотам самого сооружения. Таким образом, учитывая результаты предыдущего раздела, дальнейший расчет целесообразно проводить по акселерограммам таких землетрясений как Инчерк ($T=1,3\text{с}$), Эль-Центро ($T=0,5\text{с}$) и Эрзерум С-Ю ($T=0,9\text{с}$).

На рис. 3.1.-3.3. представлены результаты расчетов по выбранным акселерограммам с использованием программы «ДРАКОН», описанной в главе №2, для случая с одной подвижной, другой – неподвижной опорными частями, т.е. в системе без сейсмоизоляции. Естественно, что взаимные смещения опор относительно пролетного строения и не превосходят 4 см.

При этом, наибольшее смещение возникает для более жесткого воздействия Эль-Центро. Однако при этом, усилия в сооружении и ускорения в его элементах весьма значительны. Так, при том же землетрясении Эль-Центро ускорение пролетного строения превосходят 4 м/с^2 (коэффициент динамики более 2-х).

Использование сейсмоизолирующих опорных частей для моста как и для любых систем сейсмоизоляции, позволяет снизить ускорение системы, но при этом, резко повышаются взаимные смещения сейсмоизолированных частей сооружения. В нашем случае, взаимных смещений опор и пролетных строений. Более того, при длиннопериодных воздействиях и слабом демпфировании, ускорение сооружения остается значительным.

В случае, когда пролетное строение опирается на одну податливую, а одну подвижную опорную часть (рис.3.4.), максимальные смещения пролетных строений (порядка 40 см) наблюдаются при землетрясении Инчерк, при этом ускорения сооружения так же значительны и превосходят 4 м/с^2 .

В случае, когда все опорные части податливые, смещения пролетных строений удастся существенно уменьшить (рис.3.5.) по сравнению с предыдущим вариантом, а при реализации затухания ($\gamma=0,3$) и вовсе сделать равными порядка 17 см (рис.3.6.), что дает возможность подобрать вполне приемлемые по размерам для данного сооружения сейсмоизолирующие опорные части.

Для снижения смещений необходимо повышать жесткость сейсмоизоляции и ее демпфирование. Поскольку силы трения в подвижных опорных частях и в пути не преодолеваются, то приемлемым решением является замена подвижных опорных частей на податливые, что повышает суммарную жесткость сейсмоизоляции. Однако простое повышение жесткости (переход на объединяющую сейсмоизоляцию) представляется недостаточным, поскольку максимальные ускорения сооружения при резонансном воздействии Инчерк достигают 6 м/с^2 .

Таблица 3.7

Характеристика использованных акселерограмм прошлых землетрясений

Название места, где записана акселерограмма	Количество точек	Шаг цифровки, с	Продолжительность, с	Преобладающие периоды, с	Показатель узкополосности, ν
Helena (Калифорния)	216	0.03	6.45	0.25 ; 1; 1.3	0.379
Ташкент	286	0.0091	2.59	0.12 ; 0.8	0.364
Vernon (Калифорния)	400	0.02	7.98	0.23; 1	0.261
Инчерк (Бухарест)	1117	0.0153	17.1	0.4; 1.3	0.495
Эль–Центро (Калифорния)	1012	0.01	10.11	0.25; 0.5	0.517
Газли	1990	0.005	13.07	0.15 ; 0.52	0.272
Эрзерум С-Ю (Турция)	314	0.0362	11.3668	0.9 ; 0.4	0.332
Эрзерум В-3 (Турция)	305	0.0362	11.041	0.75; 0.3	0.441

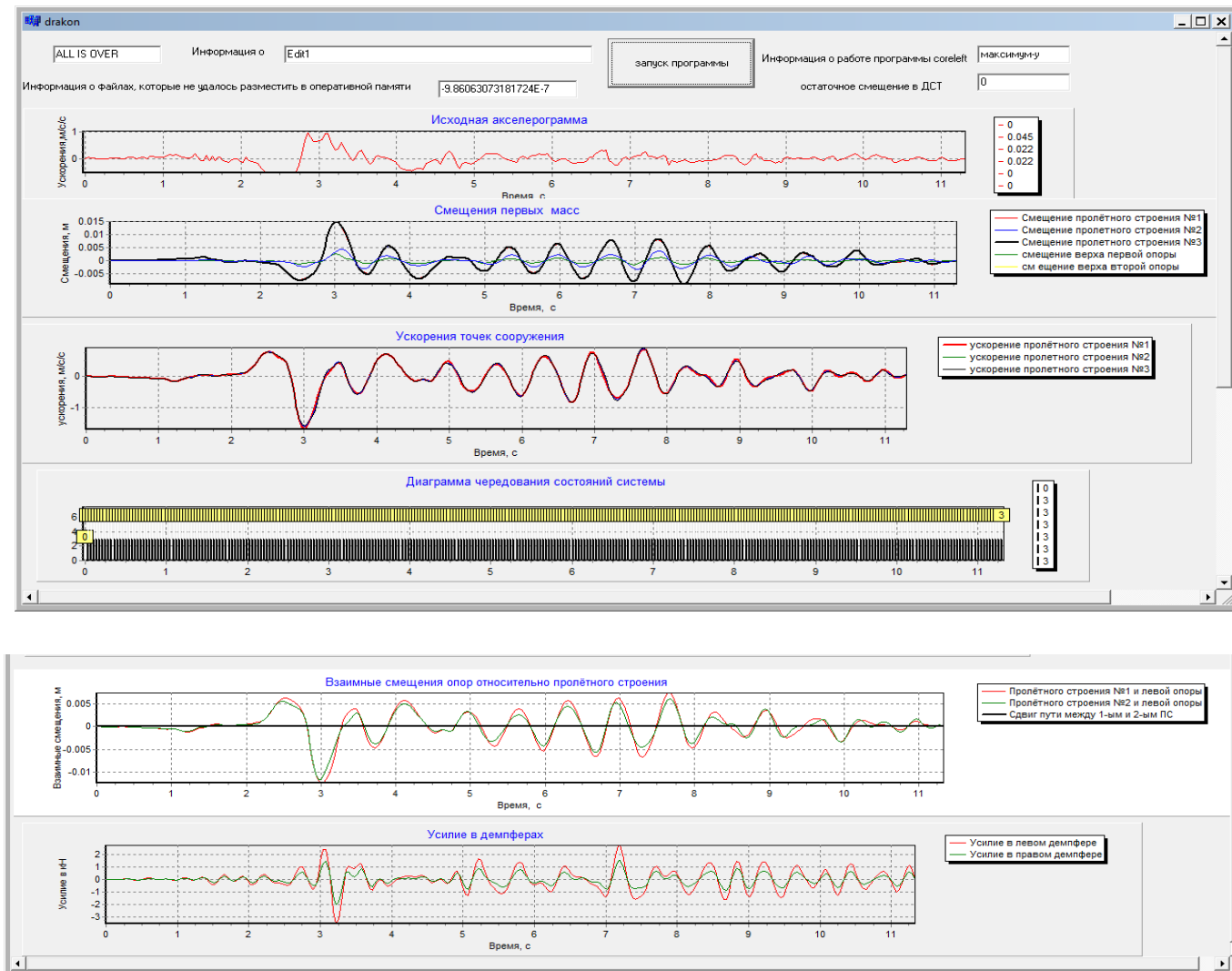


Рисунок 3.1 - Результаты расчета по акселерограмме Эрзерум (С-Ю) для системы с одной неподвижной, другой подвижной опорными частями, $\gamma=0,1$

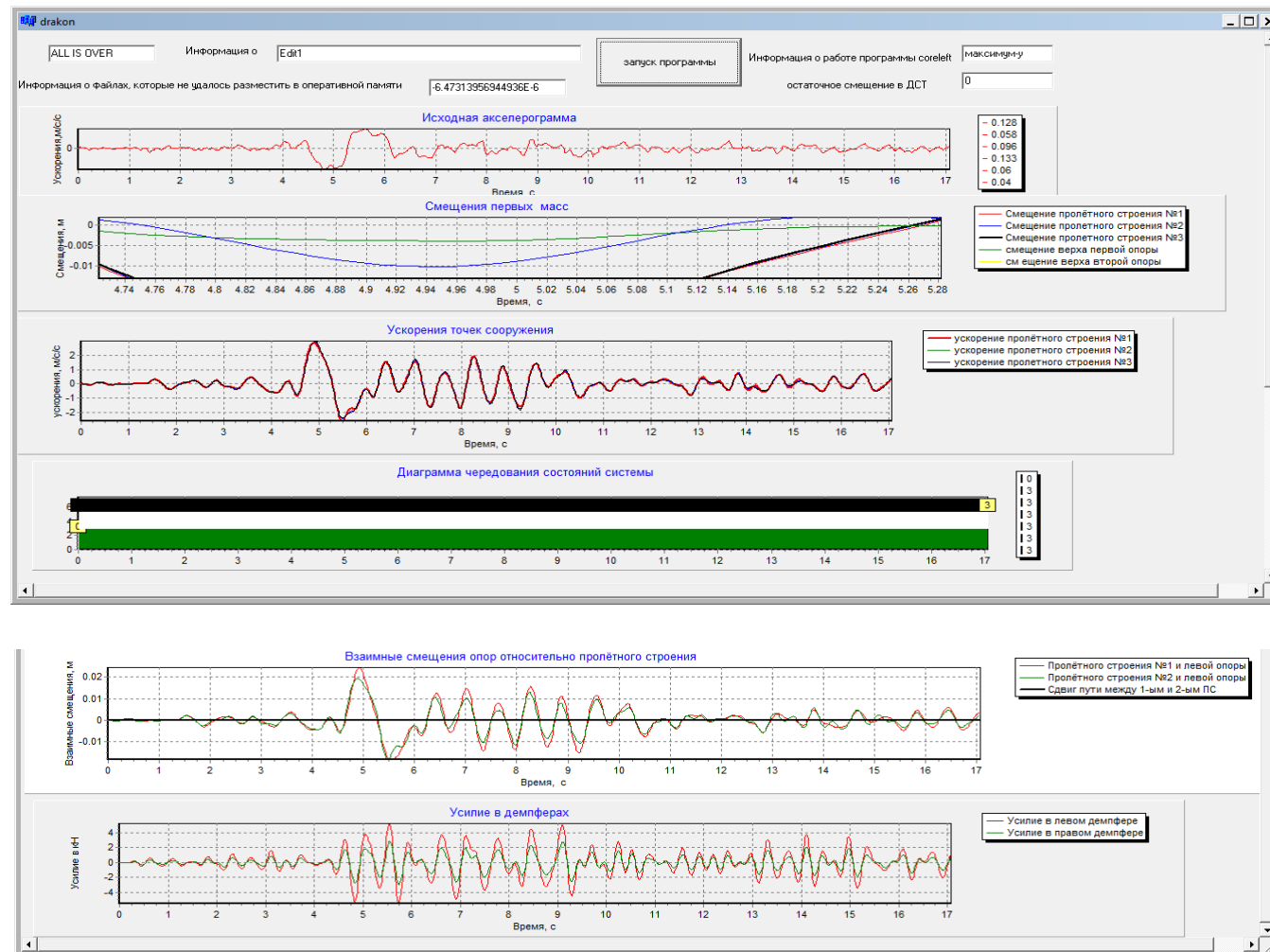


Рисунок 3.2 - Результаты расчета по акселерограмме Инчерк для системы с одной неподвижной, другой подвижной опорными частями, $\gamma=0,1$

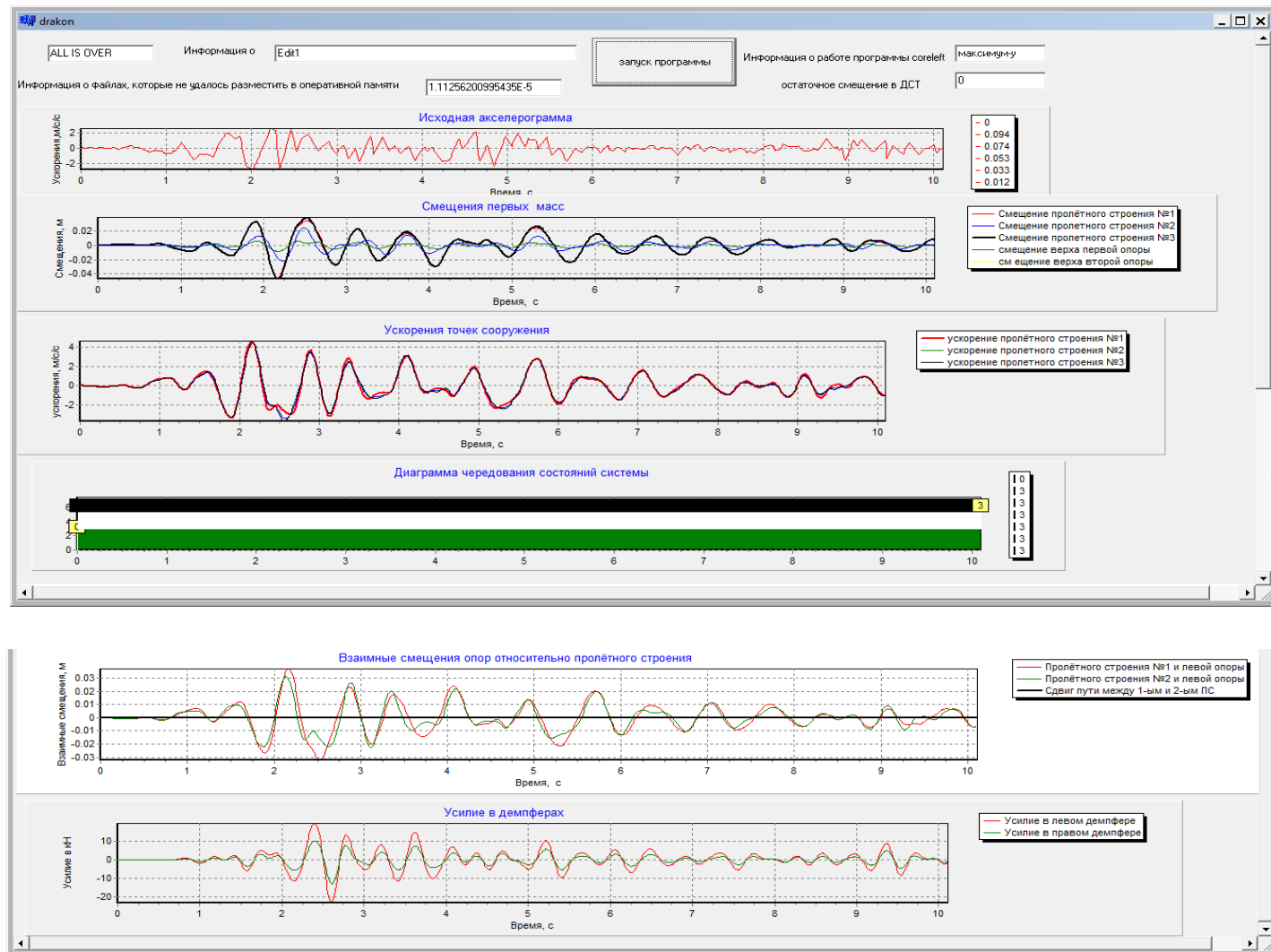


Рисунок 3.3 - Результаты расчета по акселерограмме Эль-Центро для системы с одной неподвижной, другой подвижной опорными частями, $\gamma=0,1$

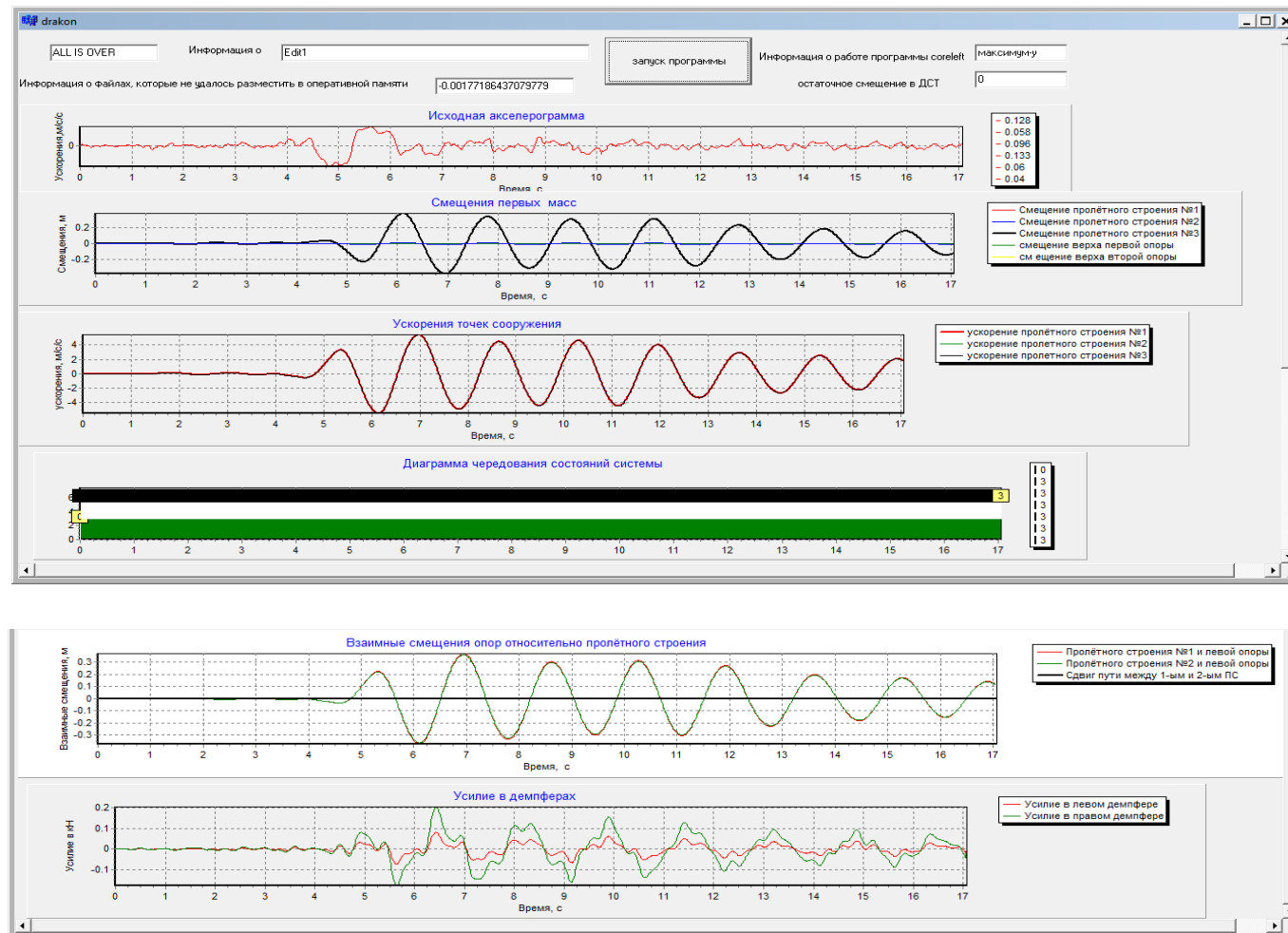


Рисунок 3.4 - Результаты расчета по акселерограмме Инчерк для системы с одной податливой, другой подвижной опорными частями, $\gamma=0,1$

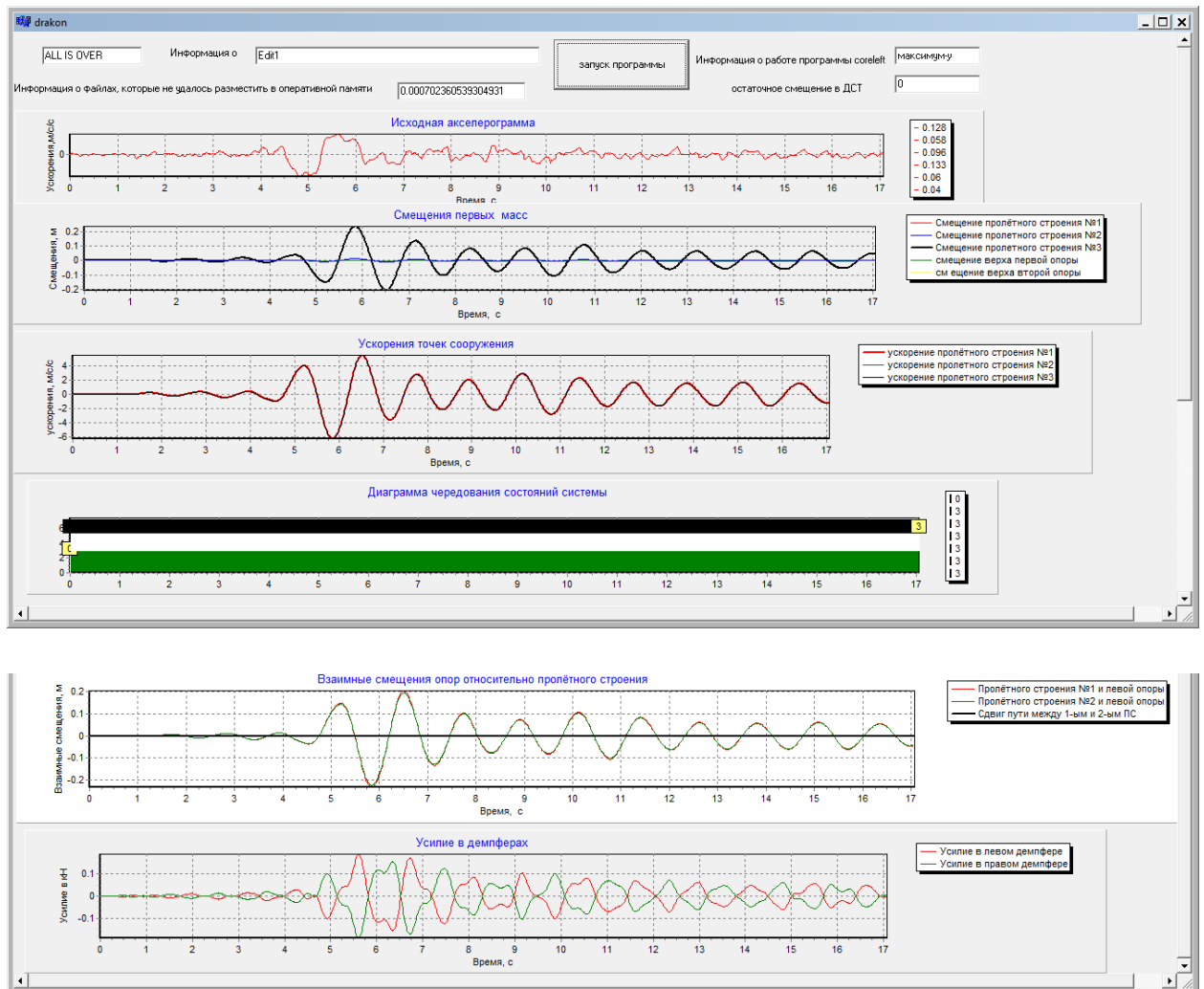


Рисунок 3.5 - Результаты расчета по акселерограмме Инчерк для системы с податливыми опорными частями, $\gamma=0,1$

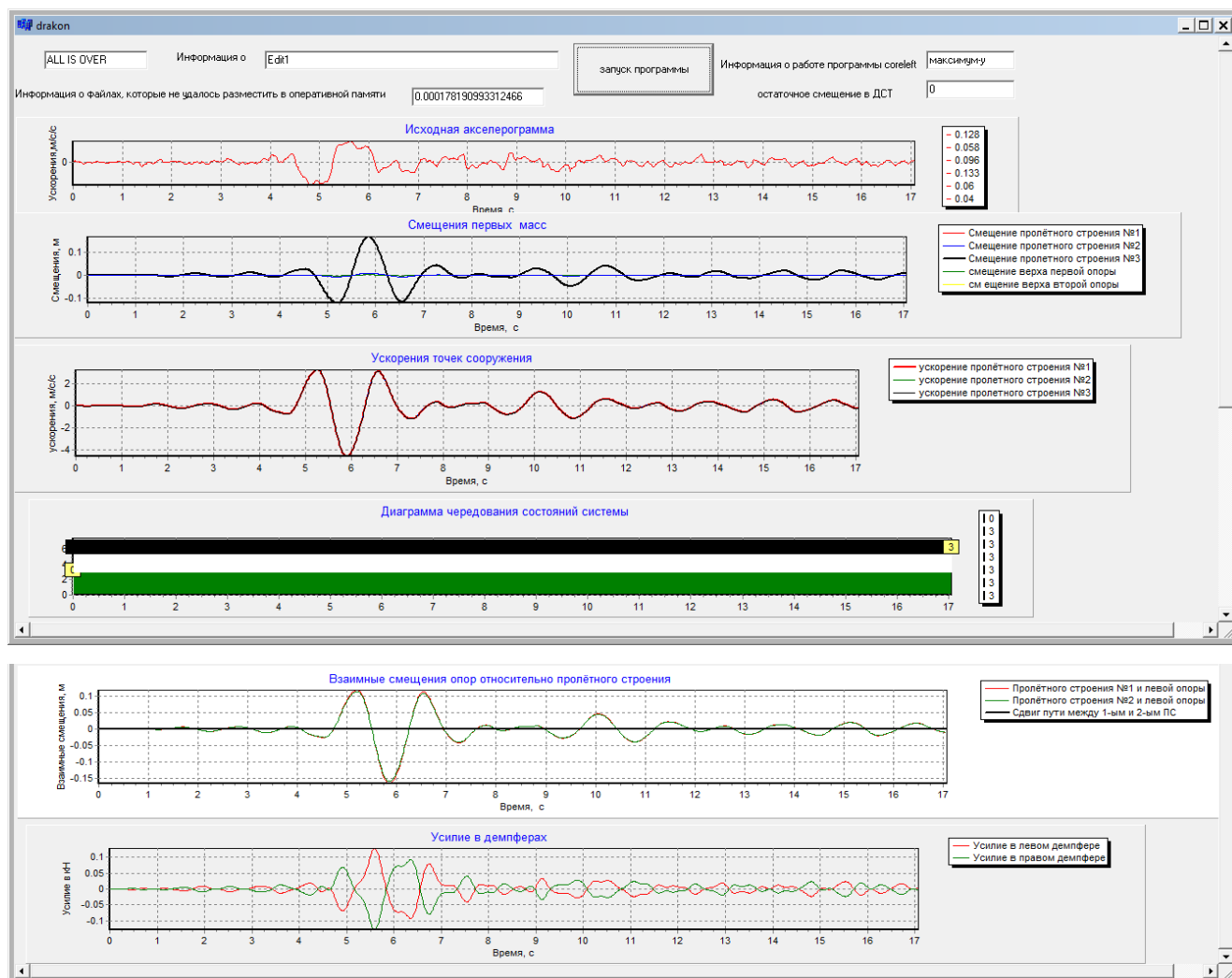


Рисунок 3.6 - Результаты расчета по акселерограмме Инчерк для системы с податливыми опорными частями, $\gamma=0,3$

Результаты расчетов приведены в табл. 3.8.

Таблица 3.8.

Максимальные смещения и ускорения пролетных строений и опор при различных землетрясениях и способах опирания

Название землетрясения	Эль-Центро			Инчерк				Эрзерум		
Варианты расположения ОЧ	1	2	3	1	2	3	3 $\gamma=0,3$	1	2	3
Смещение ПС, см	4	10,5	9	3	37,5	24	17	1,5	12	7,3
Смещение опор, см	2,5	0	0	1	0	0	0	0,45	0	0
Ускорения м/с ²	4,6	1,6	2,35	3	5,5	6,2	4,5	1,7	1,74	1,9

Выполненные расчеты позволяют сделать следующие выводы:

1. Во всех рассмотренных вариантах силы трения в рельсовом пути, объединяющем пролетные строения, не преодолеваются и мост колеблется как единая рамная система. Это связано с тем, что жесткость сейсмоизолирующих опорных частей много меньше, чем жесткость опор, и пролетные строения не чувствуют жесткости опор и основания. Полученный результат относится к сильным прошлым землетрясениям с расчетной силой 8-9 баллов, т.е. при воздействиях типа МРЗ. Очевидно, что при ПЗ этот вывод сохраняется. Это позволяет дополнить известные результаты И.О. Кузнецовой: утверждение, что сейсмоизолированные железнодорожные мосты следует всегда считать по рамной схеме.

2. Сопоставление обычной и объединяющей сейсмоизоляций показывает, что по продольным смещениям предпочтение следует отдавать объединяющей сейсмоизоляции, когда все опорные части являются сейсмоизолирующими и объединяют мост в единую рамную систему.

3. Использование сейсмоизолирующих опорных частей в соответствии с требованиями жесткости по СП приводят к сравнительно небольшим смещениям пролетных строений и рельсового пути в пределах 4 см. Для восприятия этих смещений нет необходимости в устройстве специальных демпферов и уравнильных приборах, однако при этом эффективность сейсмоизоляции приходится ожидать меньше, чем в автодорожных мостах, где указанное ограничение отсутствует.

4. При устройстве сейсмоизоляции повышенной податливости целесообразно использовать объединяющую сейсмоизоляцию и обязательно сочетать сейсмоизолирующие опорные части с демпферами. В рассматриваемом примере смещения пролетных строений при МРЗ от сейсмического воздействия составили порядка 17 см.

5. Для реализации жесткостей и демпфирования, полученных в рассмотренном примере, могут быть использованы стандартные РОЧ со свинцовым сердечником высотой порядка 40 см или стандартные шаровые опорные части

диаметром около 40 см. Для шаровых опорных частей обязательно использование дополнительных гидравлических демпферов.

6. Использование опорных частей повышенной податливости (в рассмотренном примере $C = 2000$ кН/м) при эксплуатационных нагрузках ведет к большим перемещениям, чем те, что допускаются по СП 35.13330.2011. Как следует из предыдущей главы это перемещение можно превысить в 1,5 – 2 раза. Дальнейшее увеличение перемещения приводит к тому, что лимитирующим для сооружения будет являться расчет на эксплуатационные нагрузки, в частности, расчет пролетного строения на торможение и поперечные удары подвижного состава. Если при этом усилия в рельсе будут превышать допустимые, то необходимо использовать системы с выключающимися связями, которые блокируют сейсмоизоляцию при эксплуатационных нагрузках

3.4. Анализ эффективности работы сейсмоизоляции железнодорожного моста с использованием коротких временных процессов Аннаева-Уздина

Как отмечалось выше, в литературе предложено много коротких временных процессов для моделирования сейсмических воздействий. Для проведения исследований нами выбран процесс Аннаева-Уздина, основанный на модели Джонсона-Эпштейна [130]. В соответствии с указанными работами велосиграмма землетрясений представляется в следующем виде:

$$\dot{y} = A \cdot \sin(\omega(t) \cdot t), \quad (3.1)$$

где частота является функцией времени и возрастает линейно: $\omega(t) = \alpha \cdot t$.

На рисунке 3.7. приведена акселерограмма, велосиграмма и сейсмограмма рассматриваемого процесса.

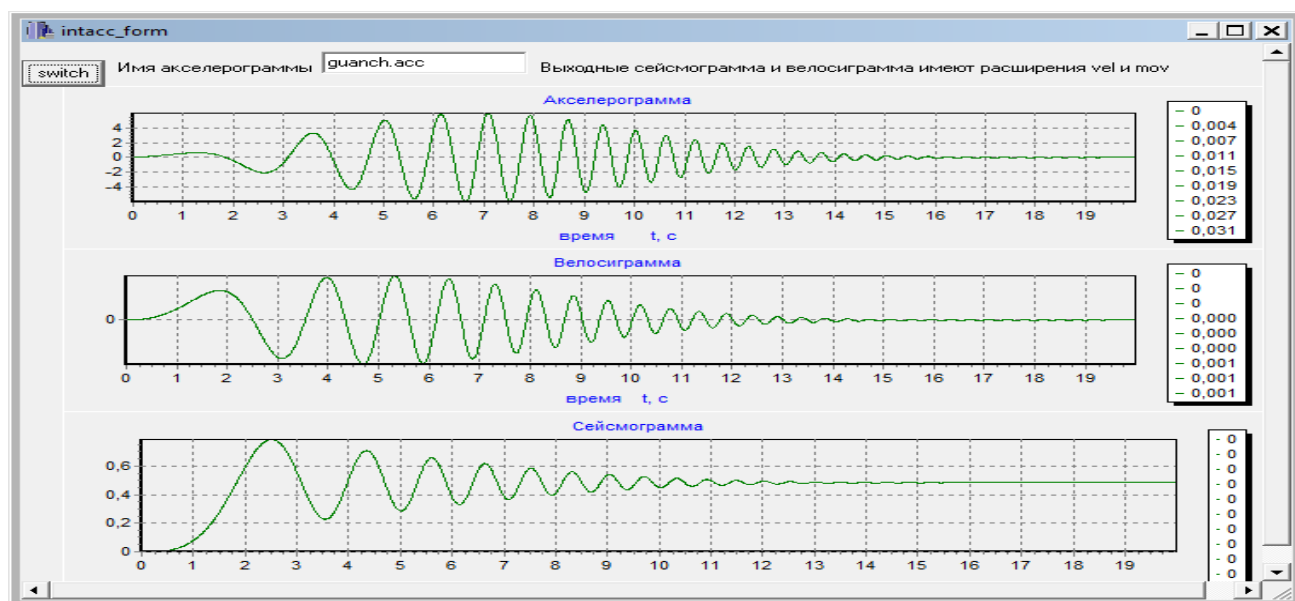


Рисунок 3.7 - Акселерограмма, велосиграмма и сейсмограмма Анаева-Уздина

При $A = 1$ рассматриваемый процесс характеризуется ускорениями 6 м/с^2 и остаточным смещением $0,5 \text{ м}$. Преобладающая частота процесса зависит от шага цифровки; меняя шаг цифровки можно получать воздействия с различным спектральным составом. Авторы процессов рассматриваемого типа предполагали, что за счет изменения частоты процесс будет широкополосным, однако указанного эффекта получить не удастся и на спектрах четко выделяется одна преобладающая частота. В качестве примера на рис. 3.8-3.9 приведены спектры ускорений для рассматриваемого процесса при шаге $0,022$ (соответствующий период $T=1,85\text{с}$) и $0,006$ ($T=0,5\text{с}$).



Рисунок 3.8 - Спектр ускорений процесса Анаева-Уздина при шаге 0,022 ($T=1,85c$)

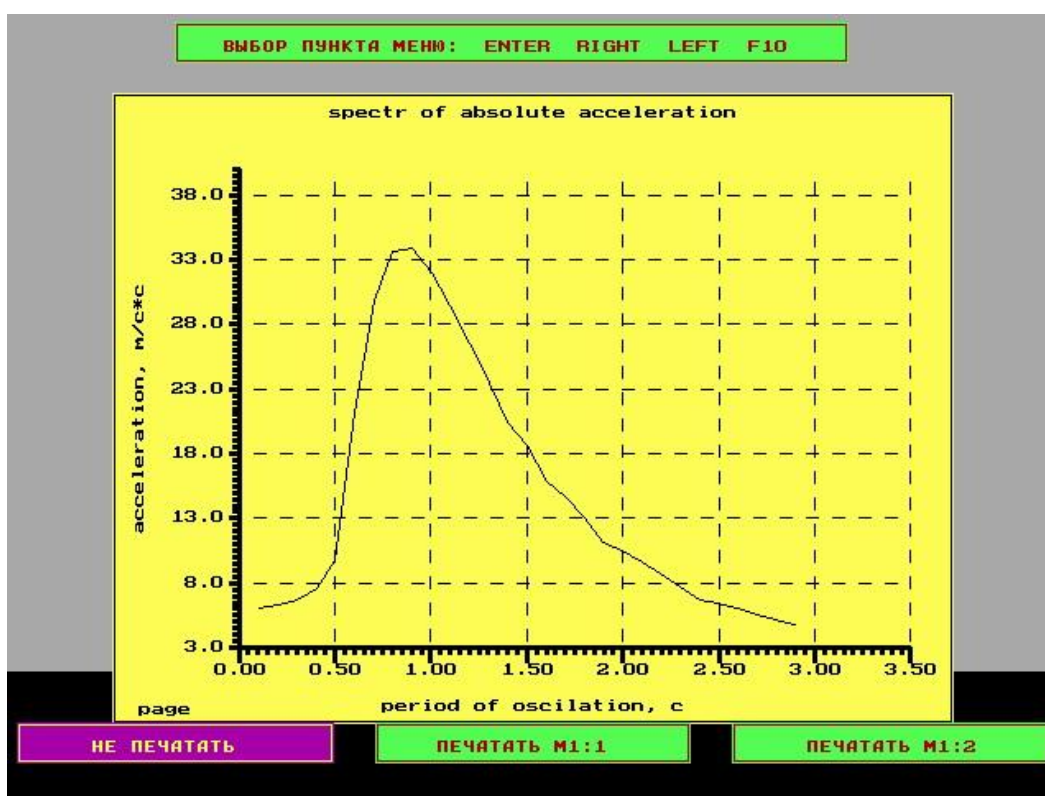


Рисунок 3.9 - Спектр ускорений процесса Анаева-Уздина при шаге 0,006 ($T=0,5c$)

В процессе исследований автором получены оценки преобладающих периодов от шага цифровки, которые представлены на рис. 3.10.



Рисунок 3.10 - Зависимость рассматриваемого процесса от шага цифровки

Поскольку рассматриваемый процесс имеет фиксированную амплитуду, возникает необходимость его нормировки. Такая нормировка приведена в диссертационной работе. При нормировании пиковых ускорений было учтено, что они зависят от преобладающего периода воздействия. Характеристики этой зависимости приводятся в «Рекомендациях по заданию уровня сейсмической воздействия на сооружения с различной степенью ответственности» [78], выпущенных НТЦ СС и утвержденных Госстроем России в 1996 г. Для определения уровня сейсмического воздействия при этом необходимо решать уравнение:

$$\sum_{I=6}^{10} P(I) \cdot q(A > A_p | I) = \varepsilon \quad (3.2)$$

где $P(I)$ - вероятность возникновения землетрясения силой I на площадке строительства;

$q(A > A_p | I)$ – вероятность того, что ускорение A превысит расчетное значение ускорения A_p при условии, что землетрясение силой I произошло;

ε - допустимая вероятность превышения ускорением расчетного значения.

Для $P(I)$ используется распределение Пуассона; для вероятности q использовано соотношение, полученное к.т.н. А.А. Долгой [105] и приведенное в упомянутых Рекомендациях [78]. Для решения уравнения (3.2) использована методика и программные средства, разработанные к.т.н. О.А. Сахаровым в среде Windows XP.

Результаты расчетов представлены графически на рис. 3.11.-3.14. Расчеты выполнены для ПЗ и МРЗ, и для двух случаев ситуационной сейсмичности:

1. $I_A=7, I_B=8, I_C=9$
2. $I_A=8, I_B=9, I_C=10$

При расчете в соответствие с рекомендациями [89-91], допустимая вероятность ε принималась 0,001 при МРЗ и 0,1 при ПЗ, что обеспечивает такую же надежность проектируемых объектов, как и надежность объектов массового строительства в средних сейсмогеологических условиях.

Для дальнейшего исследования в качестве сравнения были выбраны вариант простой сейсмоизоляции с ограниченной жесткостью и рекомендуемый вариант с объединяющей сейсмоизоляцией (все опорные части податливые). Для первого случая, исходя из данных таблицы 3.1,3.5 параграфа 3.2, резонансным является период $T=0,671\text{с}$, а для второго - $T=1,233\text{с}$.

Дальнейшая задача сводилась к генерации акселерограмм с максимальными ускорениями, соответствующими резонансному периоду колебаний систем с рассматриваемыми вариантами установки опорных частей. Максимальные ускорения расчетного воздействия были определены по графикам, представленным на рисунках 3.11 - 3.14, и сведены в таблицу 3.9.

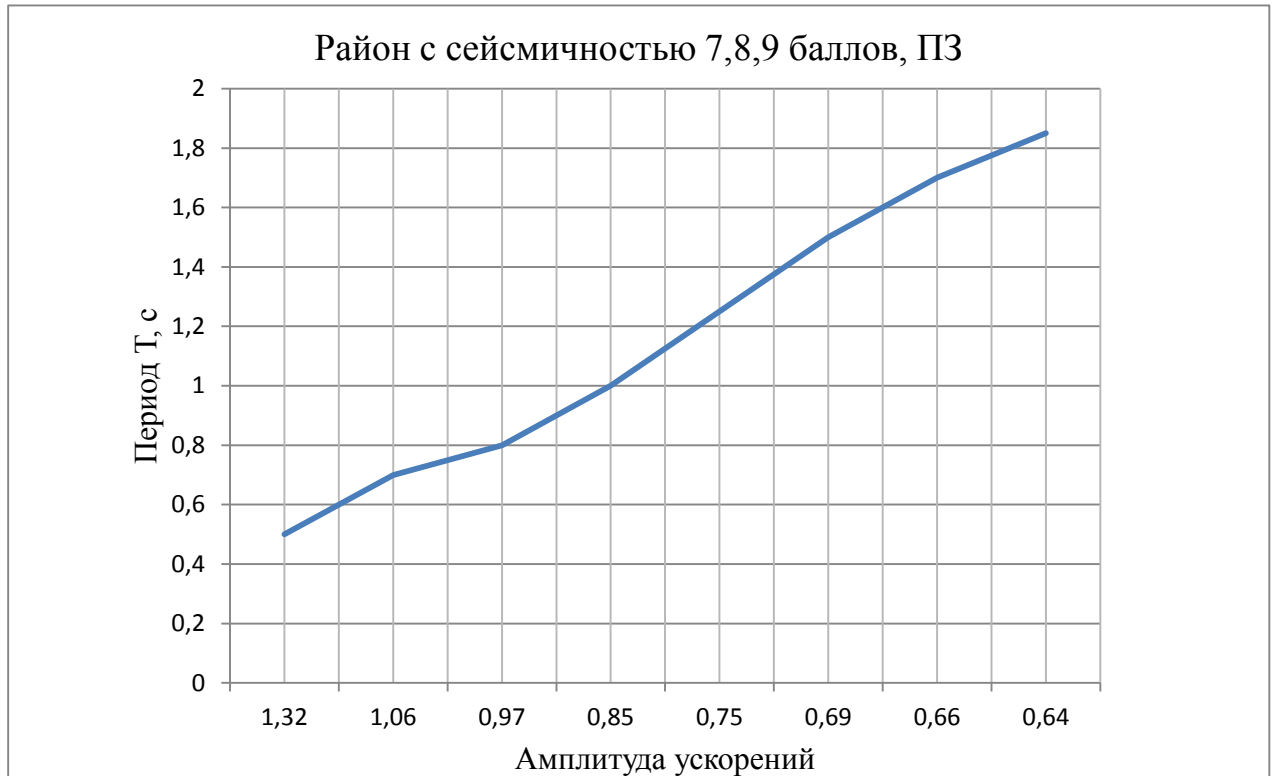


Рис.3.11.Зависимость ускорений от периода колебаний системы при ПЗ для района с сейсмичностью 7,8,9 баллов по картам сейсмичности (Краснодар)

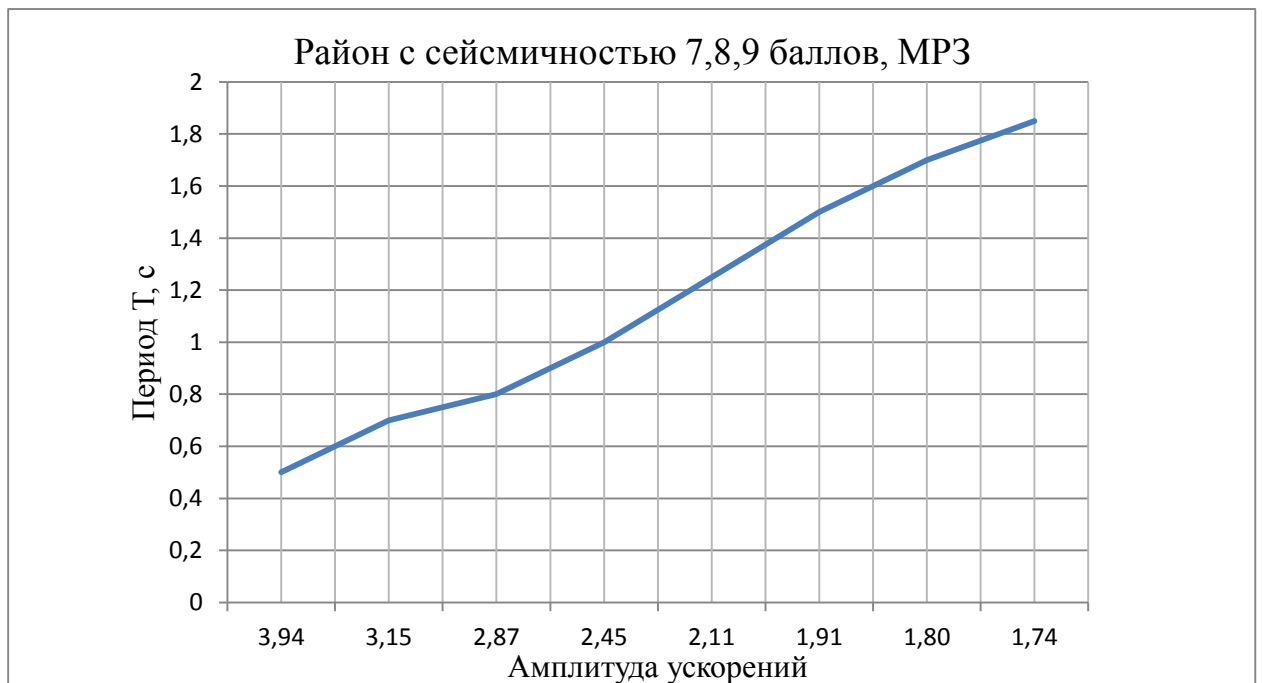


Рисунок 3.12 - Зависимость ускорений от периода колебаний системы при МРЗ для района с сейсмичностью 7,8,9 баллов по картам сейсмичности (Краснодар)

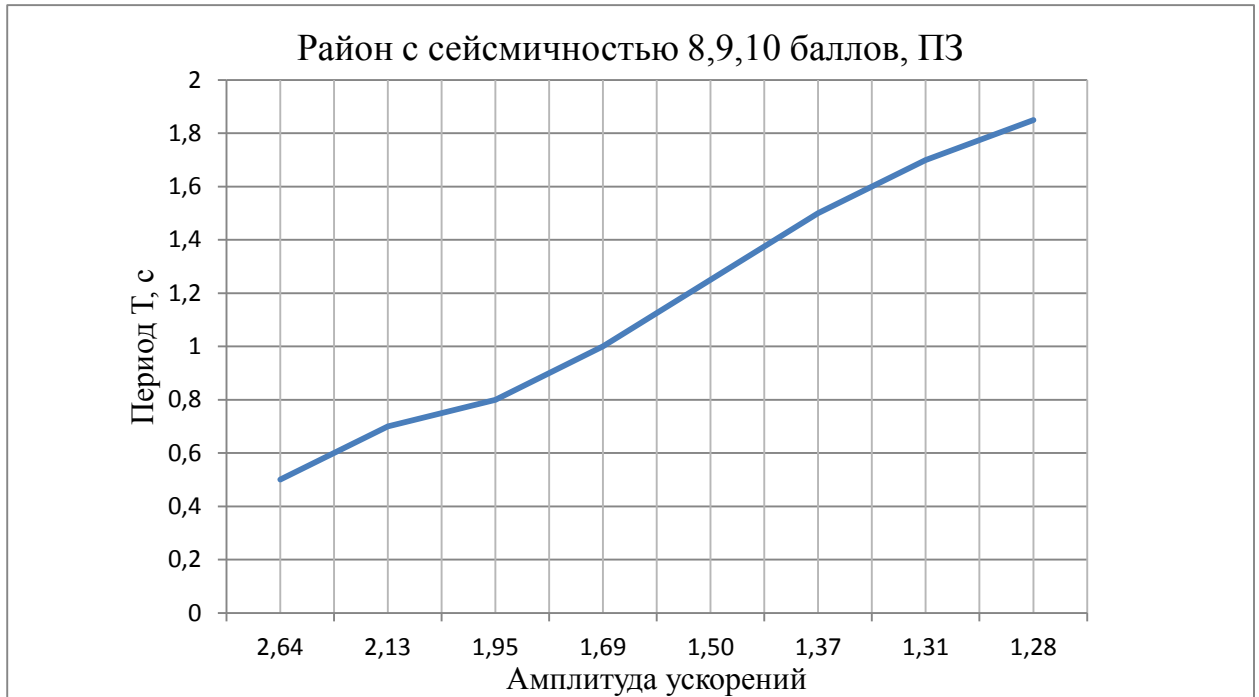


Рисунок 3.13 - Зависимость ускорений от периода колебаний системы при ПЗ для района с сейсмичностью 8,9,10 баллов по картам сейсмичности (Горно-Алтайск)

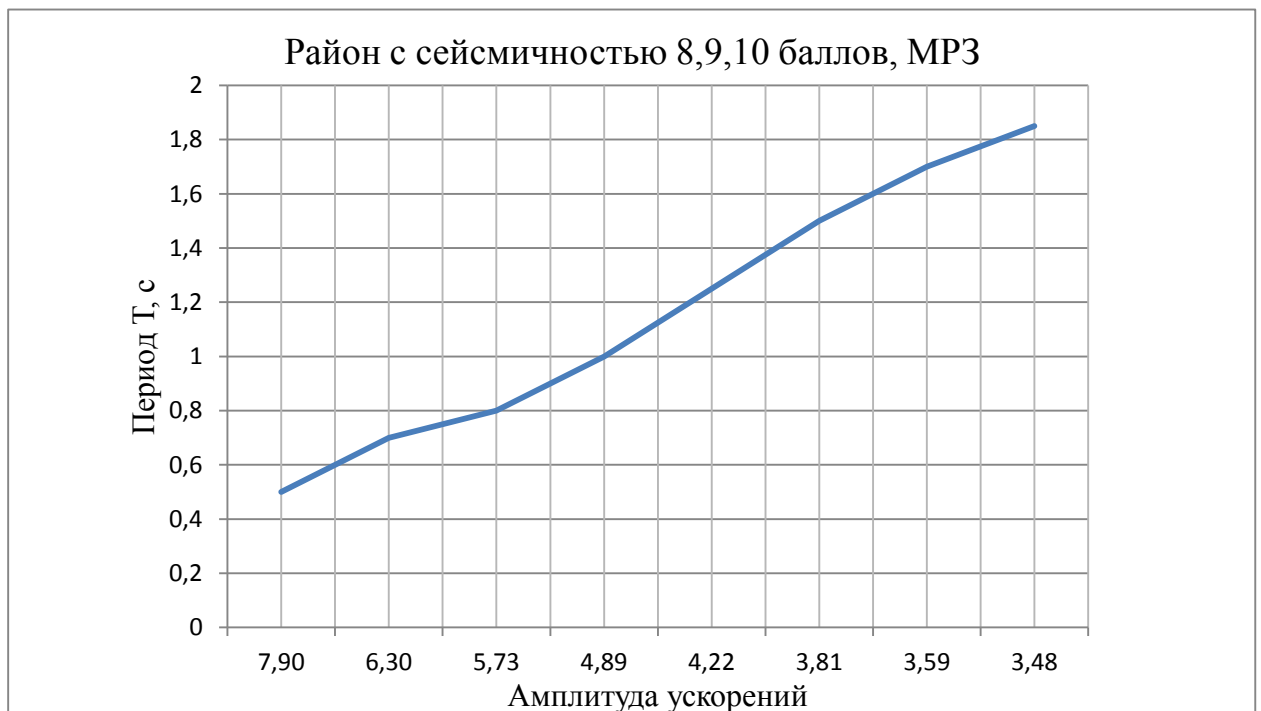


Рисунок 3.14 - Зависимость ускорений от периода колебаний системы при МРЗ для района с сейсмичностью 8,9,10 баллов по картам сейсмичности (Горно-Алтайск)

Таблица 3.9

Максимальные ускорения, соответствующие резонансным периодам колебаний систем с традиционной и объединяющей сейсмоизоляцией для районов с наиболее распространенными значениями сейсмичности

Сейсмичность района		Традиционная, T=0,671с	Объединяющая, T=1,233с
7,8,9 баллов (Краснодар)	ПЗ	1,101	0,755
	МРЗ	3,266	2,139
8,9,10 баллов (Горно-Алтайск)	ПЗ	2,203	1,511
	МРЗ	6,533	4,278

С использованием предлагаемых акселерограмм по упомянутой программе «ДРАКОН», были выполнены расчеты простой и объединяющей сейсмоизоляции на действие ПЗ и МРЗ при двух вариантах ситуационной сейсмичности. На рис. 3.15-3.18 приведены результаты четырех расчетов при ситуационной сейсмичности 8,9,10 баллов соответственно по картам А,В,С ОСР-97. Данные всех расчетов сведены в таблицу 3.10, в которой приведены смещения пролетных строений, смещения верха опор, ускорения пролетных строений и взаимные смещения опор и пролетных строений, определяющие работу сейсмоизоляции. Отметим, что смещения пролетных строений совпадают.

Таблица 3.10

Максимальные смещения и ускорения пролетных строений и опор при заданных землетрясениях и способах опирания

Тип сейсмоизоляции	Простая с ограничением гибкости				Объединяющая			
	7,8,9		8,9,10		7,8,9		8,9,10	
Ситуационная сейсмичность								
Вид воздействия	ПЗ	МРЗ	ПЗ	МРЗ	ПЗ	МРЗ	ПЗ	МРЗ
Смещение ПС, см	3,6	11	7,5	22,2	7,5	20	14	40
Смещение верха опор, см	1,3	4,3	2,9	8,6	0,5	1	1	2,2
Пиковые ускорения акселерограммы, м/с ²	1,101	2,266	2,203	6,533	0,755	2,139	1,511	4,278
Ускорения точек сооружения, м/с ²	3,55	10,5	7,1	21	1,76	5	3,53	10

Взаимные смещения пролётного строения и опоры, см	3	8,9	5,9	17,7	6,4	18	12,7	36
---	---	-----	-----	------	-----	----	------	----

Выполненные исследования показали следующее:

1. Простая сейсмоизоляция с ограничением гибкости, равно как и объединяющая, достаточно эффективны и снижают сейсмические нагрузки на опоры. При использованном способе задания воздействия при ПЗ простая сейсмоизоляция позволяет снизить нагрузки почти в 2 раза. Смещение верха опоры снизилось с 25 до 13 мм.

2. Объединяющая сейсмоизоляция (без ограничения на гибкость сейсмоизолирующих опор) позволяет в 5 раз снизить нагрузки на опоры; максимальное смещение верха опоры снизилось до 5 мм. Этот вывод согласуется с данными исследований по программе министерства транспорта Италии, описанных в [120].

3. Объединяющая сейсмоизоляция приводит к совместному смещению всех пролетных строений на величину порядка 14 см; для восприятия этого смещения необходимо устройство уравнильных приборов или уравнильных рельсов по торцам пролетного строения. При ограничении жесткости изоляции смещение по торцам достигает 7,5 см, что менее опасно в рельсовом пути, но все равно должно учитываться при его проектировании и устройстве.

4. При использовании простой сейсмоизоляции с ограниченной гибкостью при МРЗ опора будет работать за пределами упругости; при этом усилия в опоре будут в 3,5 раза больше нормируемых по СП 14.13330.2014 «Строительство в сейсмических районах» [97], что должно приводить к повреждению опоры. Поэтому для сейсмоизоляции с ограниченной жесткостью необходимо устройство дополнительных средств сейсмозащиты; это может быть как дополнительное армирование, так и установка различного рода демпфирующих устройств. Возможные технические решения такой сейсмозащиты рассмотрены в следующей главе диссертации.

5. При использовании объединяющей сейсмоизоляции без ограничения гибкости опорных частей усилия в опоре и при МРЗ не вызывают в ней пластических деформаций, что позволяет проектировать обычные типовые опоры, уделяя внимание проектированию сейсмоизолирующих опорных частей.

6. Сейсмостойкость рассмотренного моста при МРЗ определяется смещением пролетного строения относительно опоры. При ограничении жесткости сейсмоизоляции это смещение составило 17,7 см, что требует устройства опорной части высотой 0,2-0,3м; расчеты показывают, что конструктивно эта опорная часть реализуема. Возможные решения по упругой опорной части для данного случая предлагаются в следующей главе диссертации. При объединяющей сейсмоизоляции смещения составляют 36 см; для этого может использоваться РОЧ высотой 40-45 см; её устройство не вызывает сложностей.

7. Выполненные исследования подтверждают полученные ранее выводы о том, что жесткость сейсмоизоляции необходимо тем или иным способом ограничивать, обеспечивая безопасность движения поездов при ПЗ. Смещения в 14 см представляется допустимым и может быть воспринято за счет известных способов, применяемых при регулировании усилий в рельсах бесстыкового пути.

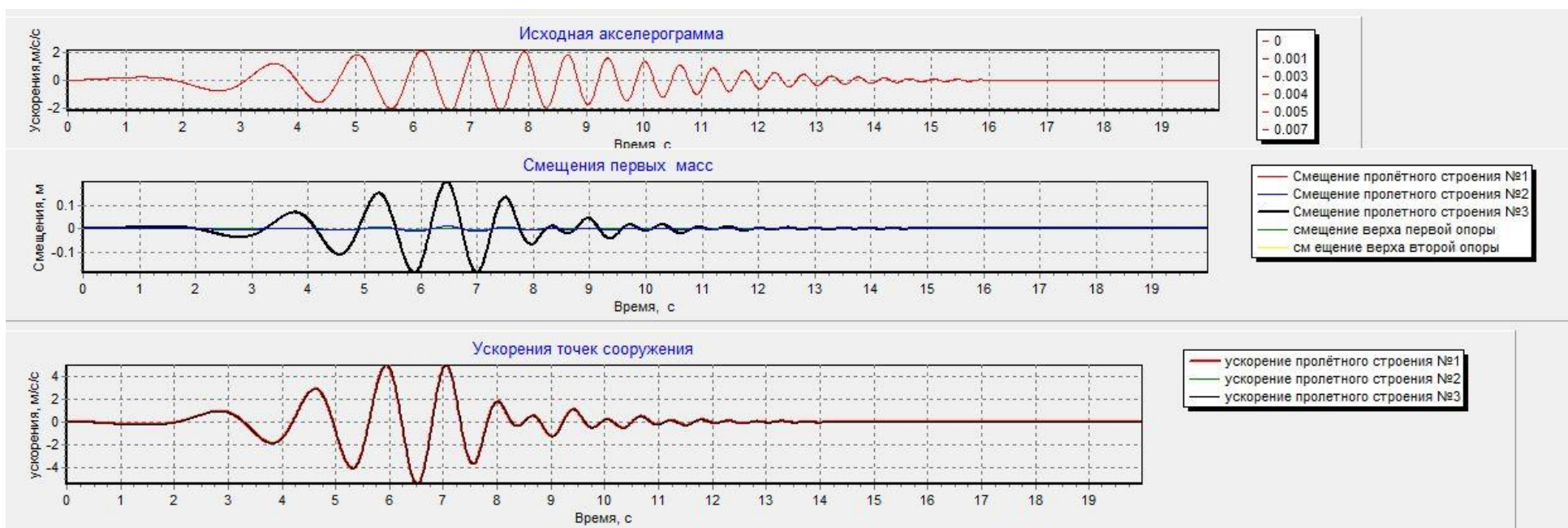


Рисунок 3.15 - Результаты расчета моста на действие МРЗ с объединенной сейсмоизоляцией для ситуационной сейсмичности 8,9,10

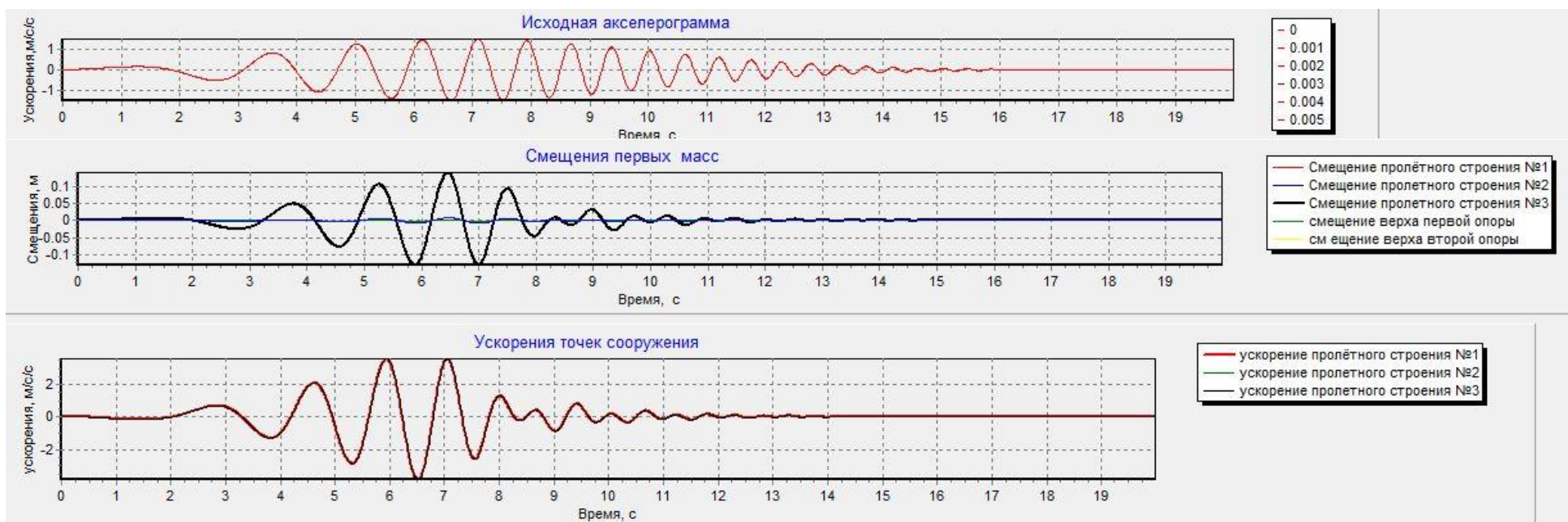


Рисунок 3.16 - Результаты расчета моста на действие ПЗ с объединенной сейсмоизоляцией для ситуационной сейсмичности 8,9,10

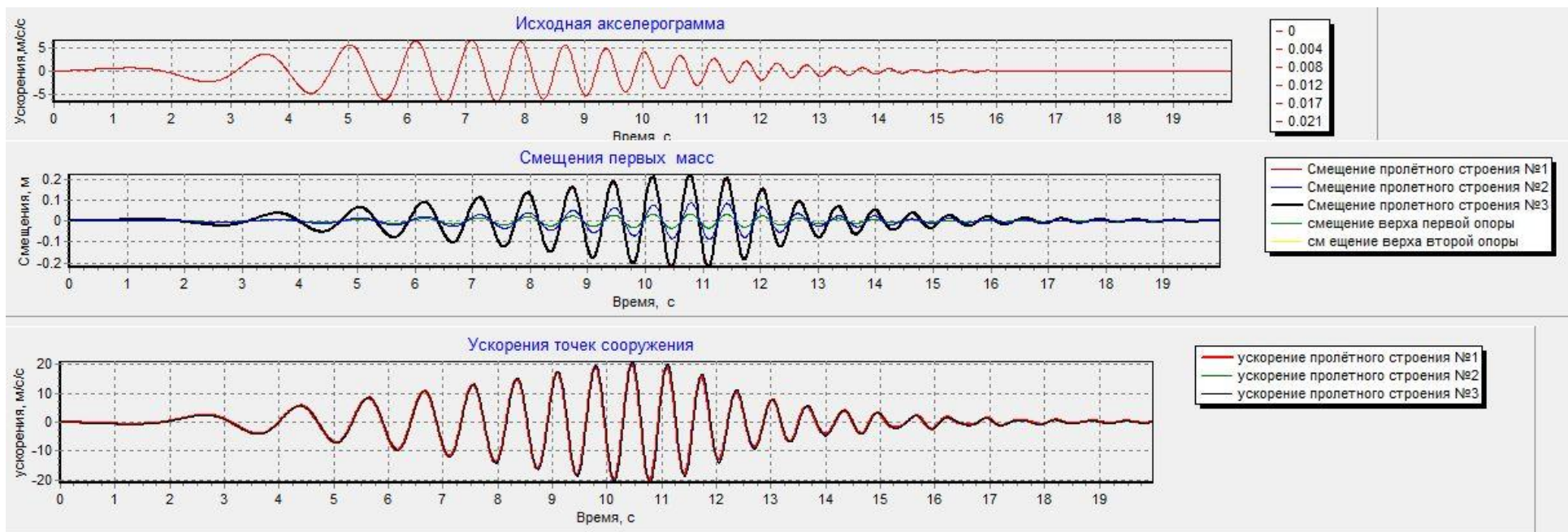


Рисунок 3.17 - Результаты расчета моста на действие МРЗ с традиционной системой сейсмоизоляции (одна податливая, одна подвижная опорная часть) для ситуационной сейсмичности 8,9,10

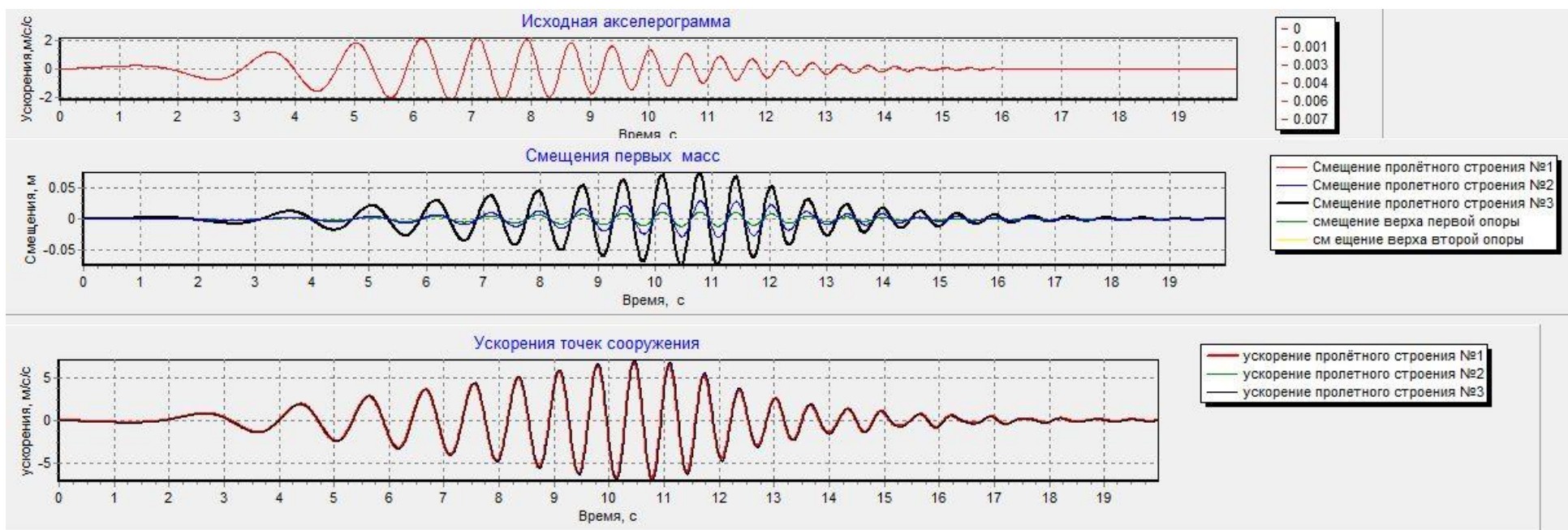


Рисунок 3.18 - Результаты расчета моста на действие ПЗ с традиционной системой сейсмоизоляции (одна податливая, одна подвижная опорная часть) для ситуационной сейсмичности 8,9,10

3.5. Расчет по синтетическим акселерограммам, сгенерированным наиболее опасными для рассматриваемых сооружений

В соответствии с исследованиями [105] и упомянутыми Рекомендациями НТЦСС [78] для расчета сооружений предлагается использовать наиболее опасное для сооружения воздействие, удовлетворяющее некоторым общим требованиям для сейсмических воздействий. При этом скорость воздействия задается в виде трех затухающих синусоид:

$$\dot{y} = \sum_{i=1}^3 A_i e^{-\varepsilon_i t} \sin \omega_i t \quad (3.3)$$

Частоты ω_i выбираются наиболее опасными для сооружения, обычно резонансными.

Шесть параметров A_i и ε_i выбираются исходя из трех свойств реальных воздействий. Во-первых, амплитуда воздействия принимается в соответствии с известной зависимостью пиковых ускорений от преобладающего периода [105].

Во-вторых, для пиковых значений ускорений скоростей и смещений должно выполняться условие:

$$\frac{\ddot{y}_{\max} \cdot y_{\max}}{\dot{y}_{\max}} \approx 6 \quad (3.4)$$

Формула 3.4 принята в нормах США для расчета АЭС, а в упомянутых рекомендациях имеется небольшое уточнение формулы (3.4), детально рассмотренная [149].

В-третьих, рекомендуется нормировать интенсивность воздействия по Ариасу [31, 78].

$$I_A = \int_0^T \ddot{y}^2 dt \quad (3.5)$$

Указанное представление воздействия было утверждено Госстроем РФ в 1996 г. В ПГУПС разработана программа реализации указанных рекомендаций,

которой воспользовался автор. При этом, так же как и в предыдущем разделе рассмотрено 2 варианта системы сейсмоизоляции: традиционная и объединяющая. Для генерации воздействия приняты следующие значения периодов:

для традиционной сейсмоизоляции $T_1=0.671$; $T_2=0.588$; $T_3=0.399$ ($\omega_1=9.364$; $\omega_2=10.686$; $\omega_3=15.747$)

для объединяющей сейсмоизоляции $T_1=1.233$; $T_2=0.487$; $T_3=0.298$ ($\omega_1=5.096$; $\omega_2=12.902$; $\omega_3=21.084$)

Сгенерированные воздействия, отнормированные на ПЗ с ситуационной сейсмичностью 8,9,10. показаны на рис.3.19 и 3.20.

Спектры ускорений для этих воздействий приведены на рис.3.21 и 3.22

Результаты расчетов приведены на рис. 3.23-3.24 и в таблице 3.11

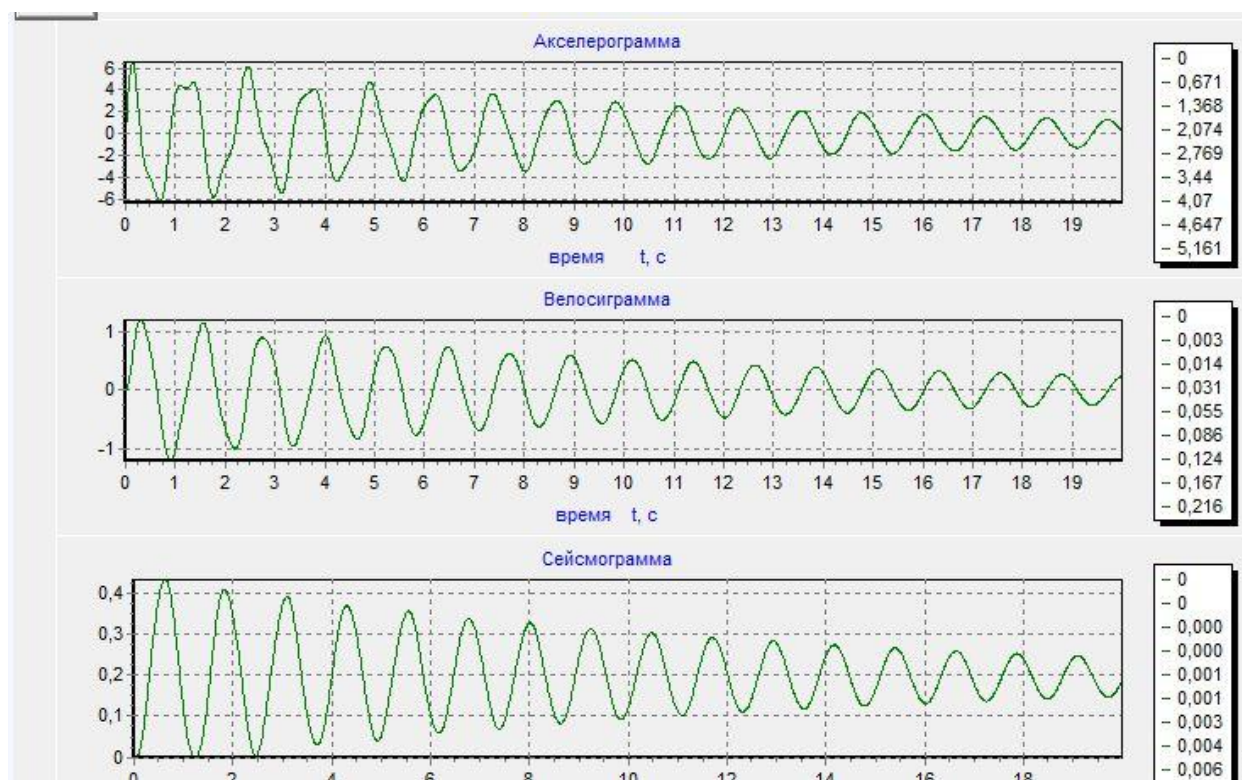


Рисунок 3.19 - Вид воздействия для традиционной сейсмоизоляции

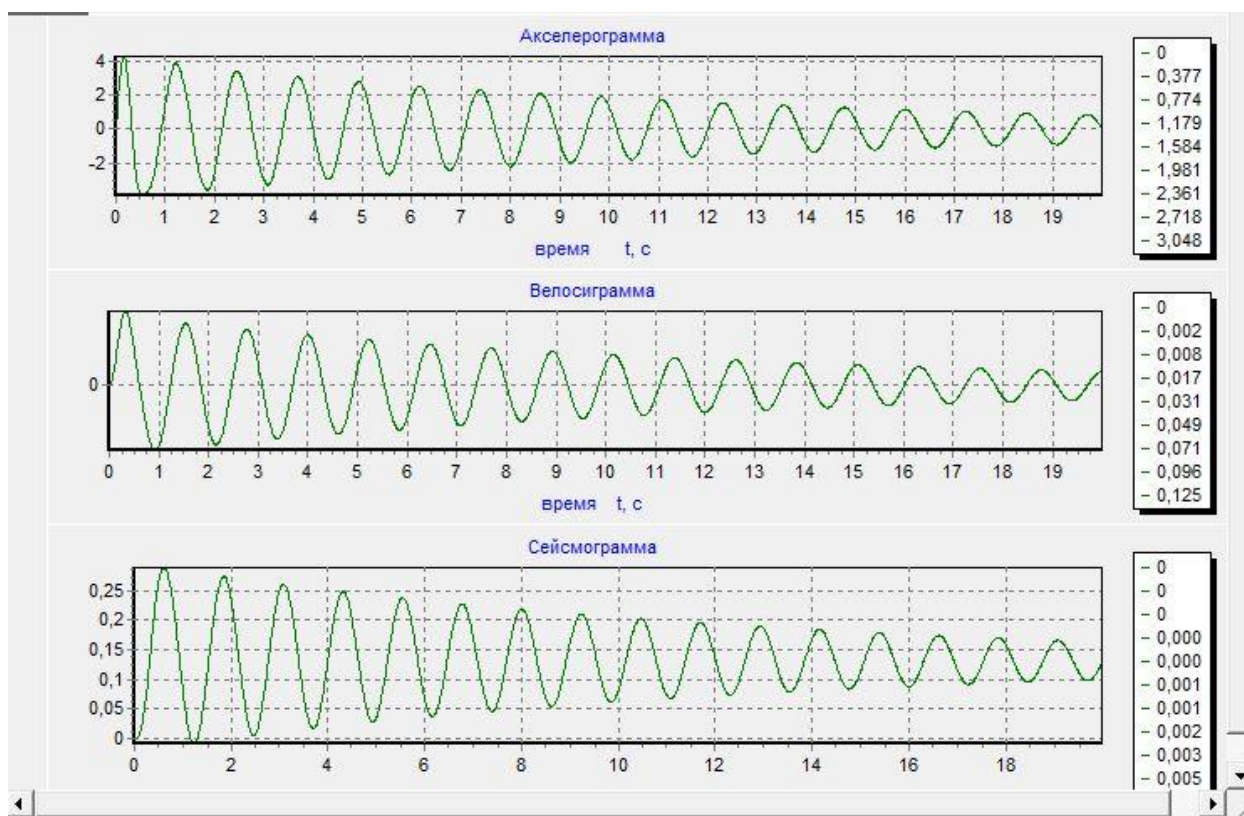


Рисунок 3.20 - Вид воздействия для объединяющей сейсмоизоляции

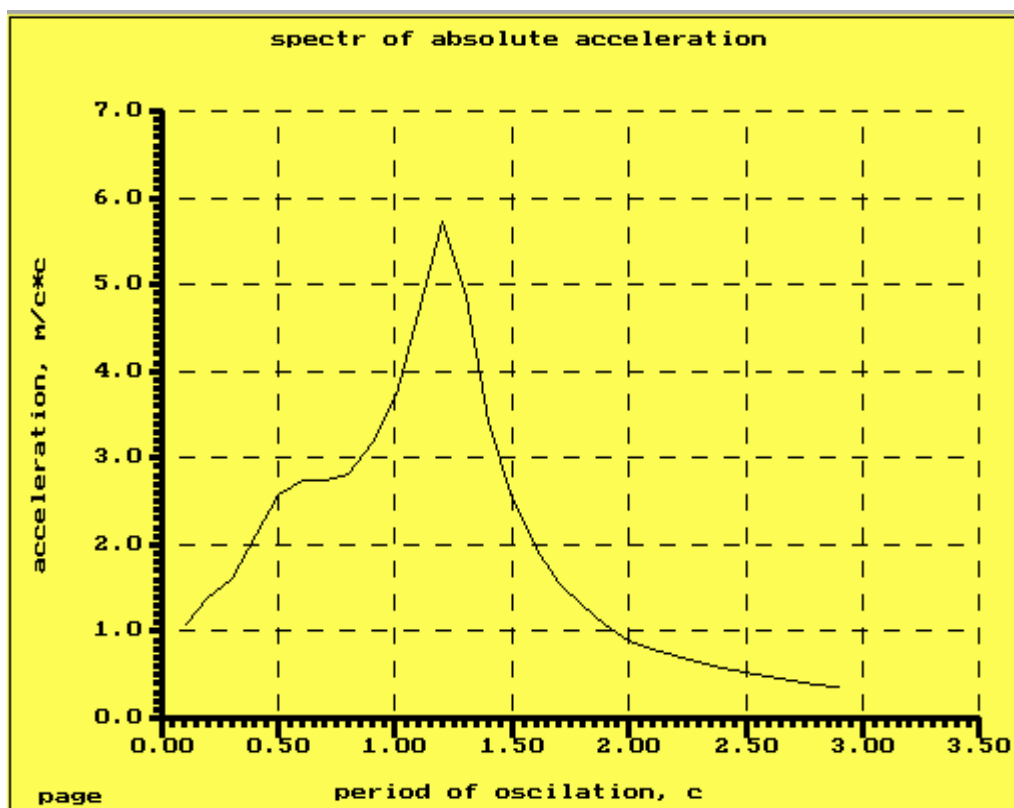


Рисунок 3.21 - Спектр ускорений для объединяющей сейсмоизоляции

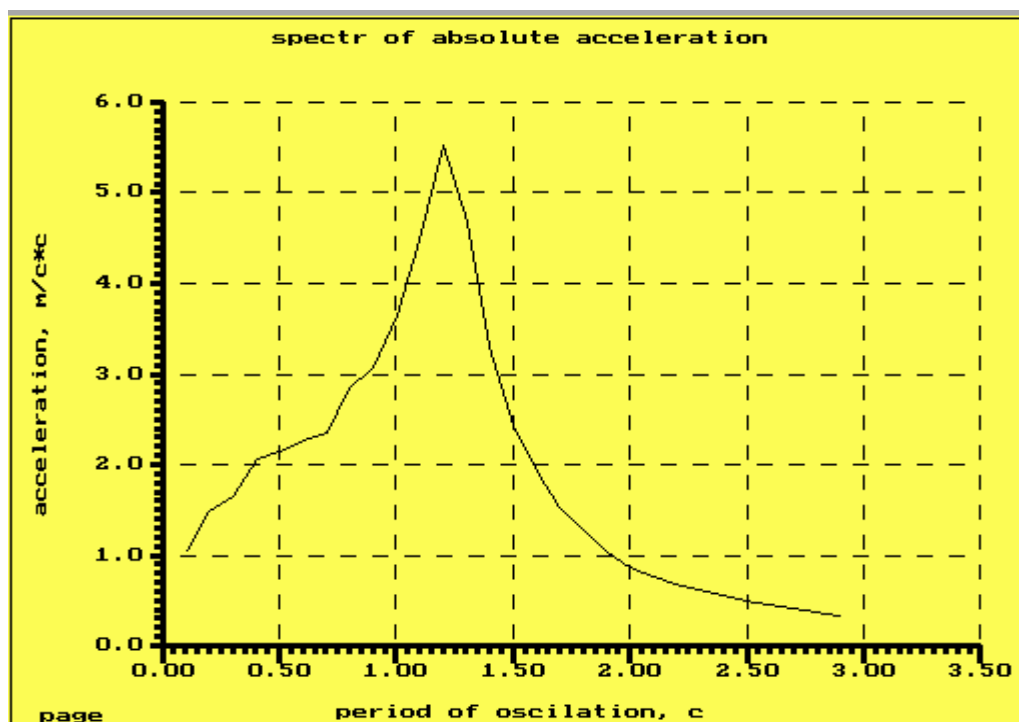


Рисунок 3.22 - Спектр ускорений для традиционной сейсмоизоляции

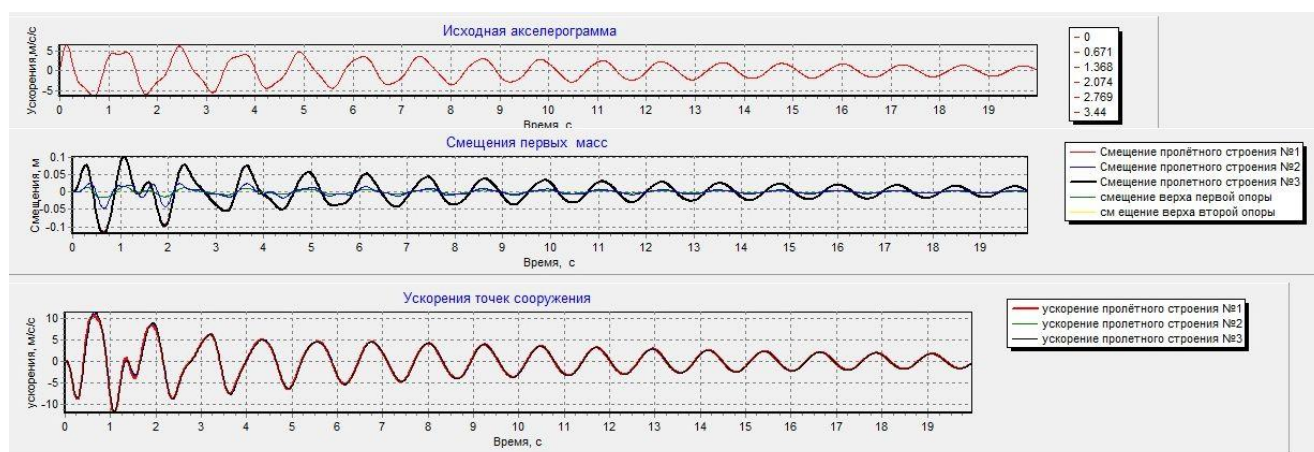


Рисунок 3.23 - Результаты расчета системы с традиционной сейсмоизоляцией

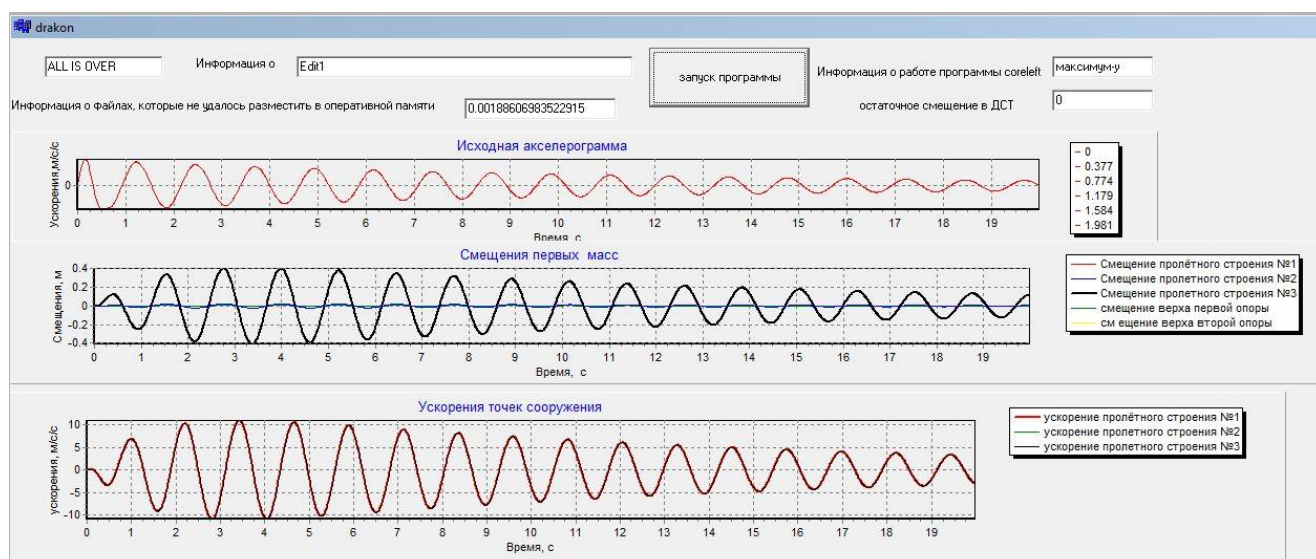


Рис.3.24. Результаты расчета системы с объединяющей сейсмоизоляцией

Таблица 3.11

Результаты расчетов на действие МРЗ

Тип сейсмоизоляции	Расчетные ускорения, м/с^2	Расчетные смещения, м
Объединяющая	11	0.4
Традиционная	12	0.11

Обращает на себя внимание тот факт, что результаты расчета с использованием наиболее опасных воздействий дали меньшее значение ускорений и смещений, чем с использованием синтетического воздействия Анаева-Уздина. Это связано с тем, что наиболее опасное воздействие генерируется при упомянутых ограничениях 3.3-3.6. В то время, как воздействие Анаева-Уздина использует только требование к амплитуде воздействия. Как видно из расчетов, воздействие Анаева-Уздина идет в запас прочности и дает существенное завышение (до 100 %) расчетных смещений и ускорений.

3.6. Оценка напряженно-деформируемого состояния рельсовой плети на подходах к мосту

Выполненные расчеты таких мостов показали, что в процессе продольных сейсмических колебаний, вследствие гибкости сейсмоизолирующих опорных элементов, при проектном (ПЗ) и максимальном расчетном (МРЗ) силы трения в

рельсовом пути не преодолеваются и мост колеблется как единая рамная система. При этом пролетные строения могут смещаться относительно насыпи подходов на величину $u_0 = 15-30$ см в зависимости от длины моста и жесткости опорных частей.

Указанные смещения передаются на насыпь подходов к мосту. В результате встает вопрос обеспечения прочности и устойчивости рельсового пути на подходах. Для оценки напряженно-деформируемого состояния рельсов следует учесть, что имеется две возможности передачи возникшей разницы смещений между пролетными строениями и насыпью подходов:

1. Рельсовая плетъ на насыпи работает упруго за счет податливости балластного слоя.

2. Происходит проскальзывание рельсов по подкладкам.

В обоих случаях происходит затухание смещений плети от u_0 до 0 на некоторой длине плети на насыпи за мостом.

На участке, примыкающем к мосту, рельсовая плетъ будет проскальзывать по подкладкам и смещение рельса w описывается уравнением:

$$w'' = q, \quad (3.6)$$

где q - погонное сопротивление рельсовой плети, равное 20 кН/м.

Уравнение (3.6) решается при условиях

$$w(0) = u_0 \quad (3.7)$$

$$w|_{x=L} = w_{el}^{(0)} \quad (3.8)$$

$$w'|_{x=L} = w'_{el}{}^{(0)} \quad (3.9)$$

где L – длина участка плети, на котором будет происходить ее проскальзывание;

$w_{el}^{(0)}$ - значение смещений в месте заклинки плети (начала ее упругой работы);

$w'_{el}{}^{(0)}$ - значение продольной деформации в месте заклинки плети (начала ее упругой работы), определяющее напряжения и усилия в рельсе;

Решение рассматриваемого уравнения имеет вид

$$w(x) = \frac{qx^2}{2} + C_1x + C_2 \quad (3.10)$$

где постоянная интегрирования C_2 определяется из начальных условий

$$C_2 = u_0 \quad (3.11)$$

Для определения постоянной интегрирования C_1 и значений $w_{el}^{(0)}$ и $w'_{el}{}^{(0)}$ получаем уравнения

$$w_{el}^{(0)} = \frac{qL^2}{2} + C_1L + u_0 \quad (3.12)$$

$$w'_{el}{}^{(0)} = qL + C_1 \quad (3.13)$$

На участке отсутствия проскальзывания рельсовой плети выглядит следующим образом

$$w'' - K \cdot w = 0 \quad (3.14)$$

где $K = k/EF$,

k – погонная жесткость подрельсового основания;

EF – продольная жесткость пути.

Общее решение этого уравнения имеет вид

$$w(x) = C_1^* \cdot e^{-\lambda \cdot x} + C_2^* \cdot e^{\lambda \cdot x}, \quad (3.15)$$

где $\lambda = \sqrt{K}$, C_i^* – постоянные интегрирования.

Поскольку перемещения рельса должны затухать с ростом X вторая постоянная интегрирования равно 0. Первая постоянная должна обеспечить равенство смещений и деформаций (усилий) на границе перехода от проскальзывания к упругой работе плети. Если принять для участка упругой работы рельса свою систему координат, то эти условия имеют вид

$$C_1^* = w_{el}^{(0)} \quad (3.16)$$

и

$$-\lambda C_1^* = w'_{el}{}^{(0)} \quad (3.17)$$

К рассмотренным условиям необходимо добавить условие равновесия рельсовой плети

$$\int_0^L q dx + \int_0^{\infty} k w (x - L) dx = N_0 = E F w'(0) = E F C_1 \quad (3.18)$$

Или

$$qL + C_{el} \cdot \frac{k}{\lambda} = E F C_1 \quad (3.19)$$

Совместное решение уравнений (3.7-3.9), (3.16), (3.17) и (3.19) позволяет получить значения постоянных интегрирования C_1 и C_1^* , а также значение длины L проскальзывания плети. Эти значения представляются следующим образом.

$$C_1^* = \frac{\left(-\frac{qL^2}{2EF} + u_0 \right)}{(1 + \lambda L)} \quad (3.20)$$

$$C_1 = \frac{\left(\frac{qL(\lambda L + 2)}{2EF} + u_0 \cdot \lambda \right)}{(L \cdot \lambda + 1)} \quad (3.21)$$

$$L = \sqrt{\frac{2u_0 \cdot EF}{q}} \quad (3.22)$$

В результате получается следующая формула для перемещений плети на подходе к мосту

$$w(x) = \begin{cases} \frac{q \cdot x^2}{2 \cdot E \cdot F} - C_1 + U_0, & \text{если } x \leq L \\ C_1^* \cdot e^{-\lambda \cdot (x-L)}, & \text{если } x > L \end{cases} \quad (3.23)$$

При этом напряжения можно записать следующим образом

$$\sigma(x) = \begin{cases} E \cdot \left(\frac{q \cdot x}{E \cdot F} - C_1 + U_0 \right), & \text{если } x \leq L \\ -E \cdot \lambda \cdot \left(C_1^* \cdot e^{-\lambda \cdot (x-L)} \right), & \text{если } x > L \end{cases} \quad (3.24)$$

На рисунке 3.25 приведены эпюры перемещений и напряжений в рельсовой плети по ее длине. Расчет выполнен для характерного смещения $u_0=0.17$ м при погонном сопротивлении рельса на сдвиг $q=20$ кН/м.

Как видно из рисунка смещения рельсовой плети, вызванные смещением сейсмоизолированного пролетного строения затухают на длине около 150 м. При этом напряжения в рельсе достигают 40000 кН/м². Для обеспечения целостности плети в этом случае необходимо использовать термоупрочненные рельсы с допустимыми напряжениями 49000 кН/м².

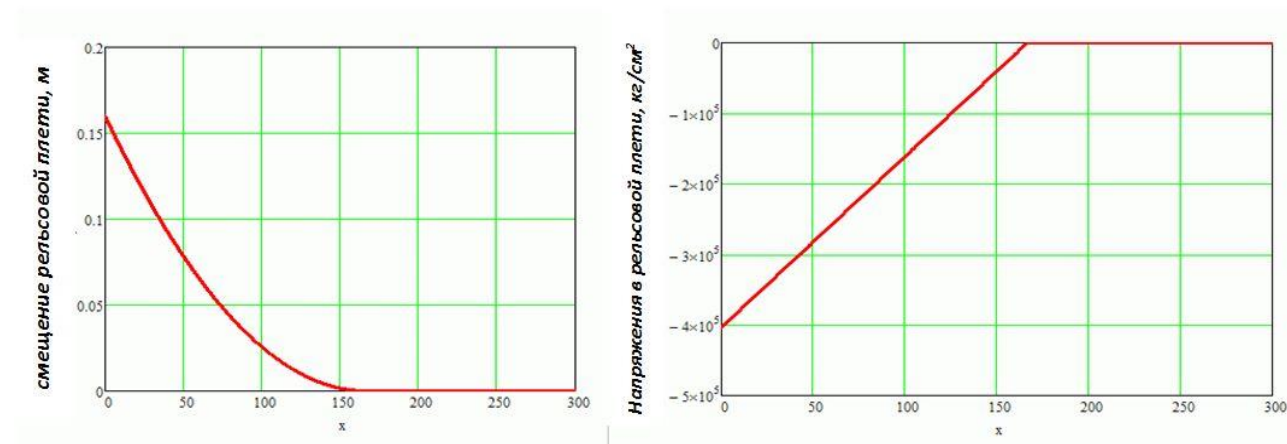


Рисунок 3.25. Напряжения и смещения в рельсовой плети по ее длине x от границы моста и насыпи подхода

Приведенный результат получен для трехпролетного моста длиной около 100 м. Дальнейшее увеличение длины моста требует обязательной оценки напряжений в рельсах от ПЗ. Для мостов длиной более 150 м следует ожидать перенапряжений в рельсах. В каждом конкретном случае необходимо решать задачу обеспечения допустимых перемещений и напряжений в рельсе. Эта задача выходит за рамки настоящей работы, однако можно утверждать следующее

1. Увеличение податливости балластного слоя позволяет снизить напряжения в рельсовой плети при ПЗ
2. Рельсы на подходах целесообразно затягивать так же, как и на мосту на возможность проскальзывания при погонной нагрузке $q=20$ кН/м. При этом усилия в рельсах заметно снижаются. Через 140-160 м от моста следует переходить на усилия проскальзывания 25 кН/м.

3.7. Выводы по главе 3

Выполненные исследования позволяют сделать следующие выводы

1. В настоящее время нет универсальных рекомендаций по заданию сейсмического воздействия при расчете сооружений по акселерограммам землетрясений. В имеющихся исследованиях для проведения расчетов используются акселерограммы прошлых землетрясений и различные синтетические акселерограммы. В главе выполнены расчеты как по наиболее распространенным акселерограммам прошлых землетрясений, так и по двум типам синтетических акселерограмм. Синтетические акселерограммы оказались более опасными для расчета моста, поскольку в них энергия концентрируется на частотах, резонансных для сооружения.

2. В главе развит подход генерации воздействия с линейно меняющейся частотой колебаний, предложенный Г.Джонсоном и Х.Эпштейном [130] и откорректированный в работах А.М.Уздина и Г.Аннаева. При этом автором предложены зависимости шага цифровки процесса и его уровня в зависимости от частоты основного тона колебаний сооружений и ситуационной сейсмичности на площадке строительства.

3. Из рассмотренных процессов наиболее опасным для сооружения оказался процесс Уздина-Аннаева. Его можно использовать для предварительного расчета сооружения. Такой результат связан с тем, что процесс не учитывает ряд особенностей сейсмического воздействия, в частности, соотношения между пиковыми ускорениями, смещениями и скоростями. Более точный результат можно получить, используя Рекомендации НТЦ СС [78], однако генерация воздействия по этим рекомендациям оказывается более сложной.

4. Важным результатом выполненных расчетов является факт отсутствия проскальзывания рельсовой плети даже при МРЗ на мостах с сейсмоизолирующими опорами. Это означает, что при их расчете всегда можно

использовать рамную расчетную схему. Полученный вывод развивает известные результаты И.О.Кузнецовой [42,53,55].

5. Расчеты показывают, что использование сейсмоизоляции при ограничении смещений величиной $U_{lim}=\sqrt{L}$ (U_{lim} в см, а L в м) обеспечивает снижение сейсмических нагрузок при действии ПЗ и не вызывает опасных напряжений в рельсе при длине моста до 200 м.

6. При МРЗ возникают значительные смещения пролетного строения относительно насыпи подходов, достигающие для мостов длиной 100-150 м величины 20-30 см. Эти смещения передаются рельсовой плети и затухают на длине 100 - 150 м. При этом усилия в рельсах на границе моста и насыпи достигают величины 4000 – 4500 кг/см². Это значит, что при использовании термоупрочненных рельсов не будет происходить их разрыва при МРЗ.

7. Резюмируя сказанное можно рекомендовать использование объединяющей сейсмоизоляции для железнодорожных мостов при ограничении ее податливости условием ограничения предельных смещений величиной $U_{lim}=\sqrt{L}$. При этом следует употреблять термоупрочненные рельсы. Для мостов длиной до 100 м при этом обеспечивается сохранность рельсового пути на мосту и подходах. Для мостов большей длины необходим расчет целостности и устойчивости рельсовых плетей при ПЗ. При МРЗ следует предусматривать при проектировании возможность разрыва рельсовой плети.

Глава 4. Технические решения сейсмозащиты железнодорожных мостов

4.1. Общие принципы сейсмозащиты железнодорожных мостов

Выполненные выше исследования позволяют сформулировать общие принципы проектирования сейсмоизолирующих устройств для железнодорожных мостов. Прежде всего, необходимо отметить, что стационарные системы сейсмоизоляции можно применять для мостов длиной до 100 метров с ездой на балласте. При этом следует употреблять объединяющую в продольном направлении сейсмоизоляцию, а в поперечном направлении у пролетного строения одна опорная часть может быть податливой, а вторая должна быть жесткой. Жесткость сейсмоизолирующих устройств должна быть при этом ограничена. Исследования показали, что смещение пролетного строения относительно опоры (в сантиметрах) от тормозной нагрузки должно быть не более $\sqrt{L}$, где L – пролет моста в метрах. При перечисленных условиях сейсмоизоляция обеспечивает нормальную эксплуатацию моста, если используются термоупрочненные рельсы.

Для мостов больших пролетов проектирование сейсмоизоляции должно сопровождаться оценкой усилий в рельсовых плетях, причем определяющим будет расчет моста на действие поперечных ударов со стороны подвижного состава, которые передаются пролетному строению через рельсовые плети.

Для мостов длиной более 200 метров трудно запроектировать стационарные сейсмоизолирующие устройства. Некоторые возможности в этом случае дает использование неразрезных пролетных строений.

Хотя действующие СП ориентируют проектировщика на применение в сейсмически опасных районах простых балочных мостов, неразрезные мосты начали широко применяться в сейсмостойком строительстве в последние 30 лет. Это связано с несколькими важными преимуществами таких мостов.

Во-первых, неразрезные пролетные строения легче разрезных, что уменьшает горизонтальные инерционные нагрузки на опоры и позволяет снизить стоимость строительства.

Во-вторых, использование неразрезных пролетных строений позволяет регулировать сейсмическую реакцию, изменяя жесткость и расположение опорных частей на мосту.

В-третьих, ограниченные повреждения одной из опор не всегда приведут к обрушению моста, а при грамотном проектировании, только к перераспределению опорных реакций.

Наконец, что для нас наиболее важно, по длине моста отсутствуют стыки, над которыми возникают опасные напряжения в рельсовых плетях.

Сказанное позволяет отдавать предпочтение неразрезным мостам перед разрезными. Вместе с тем при проектировании необходимо учитывать две принципиальные особенности неразрезных мостов:

1. Неразрезные мосты чувствительны к осадкам опор. Если обычно мы рассчитываем только опоры, то для неразрезного моста следует рассчитывать и пролетные строения на возможные неравномерные осадки опор. Повреждения пролетных строений неразрезных мостов, вызванное взаимными смещениями опор имело место при землетрясении в Кобо в 1995г.

2. В разрезном мосту опоры работают независимо и рассчитываются по схеме консольного стержня. В неразрезном мосту мост работает как единое целое и должен рассчитываться по пространственной расчетной схеме. При этом возмущение под опорами может быть разным, т.к. они могут оказаться в различных сейсмогеологических условиях, и скорость волны вдоль моста конечна.

Для мостов значительной протяженности, даже при использовании неразрезных пролетных строений с ездой на балласте не удастся применить стационарную сейсмоизоляцию, которая бы обеспечила сейсмостойкость сооружения при ПЗ и МРЗ. Возникает необходимость разработки нестационарных устройств, обеспечивающих нормальную эксплуатацию моста и его сейсмостойкость при ПЗ и МРЗ. Этому вопросу посвящены последующие разделы настоящей главы.

Приведенные в главе результаты исследований получены группой специалистов при участии автора диссертации в процессе проектирования

железнодорожной линии Адлер – Сочи в 2009 -2012 гг. Исследования выполнены под руководством профессора А.М.Уздина и к.т.н. И.О.Кузнецовой. В частности, И.О.Кузнецовой разработана методика подбора жесткостных параметров сейсмоизоляции, к.т.н. Ван Хайбинь разработал методику расчета прочности элементов сейсмоизоляции, проектирование сейсмозащитных устройств, проводилось в ОАО «Трансмост» (ГИП С.А.Шульман).

На основании результатов исследований получен патент №2550777 (авторы Уздин А.М., Кузнецова И.О., Шульман С.А., Жгутова Т.В., Огнева С.С.).

4.2. Основные инженерные принципы сейсмозащиты мостов на железнодорожной линии

Сформулированные выше принципы реализованы при проектировании и строительстве железнодорожных мостов на олимпийских объектах г.Сочи. Для обеспечения сейсмостойкости в проектах принята трехуровневая система сейсмозащиты. При этом конструкция принята неравнопрочной. Система опирания пролетного строения на опору имеет меньшую несущую способность, чем тело опоры и фундамент. В результате сейсмического воздействия предусматриваются прогнозируемые повреждения опорных частей и ВСП, а опора моста сохраняет несущую способность.

Три уровня системы сейсмозащиты, принятые в проектах, проиллюстрированы на рис.4.1-4.4. Первый уровень включает гибкий столик, воспринимающий горизонтальные нагрузки. Второй и третий уровни включают системы фрикционно-подвижных болтовых соединений, представляющих собой болтовое соединение на высокопрочных болтах с овальными отверстиями, допускающими подвижки в соединении при экстремальных нагрузках [32,81-83,106].

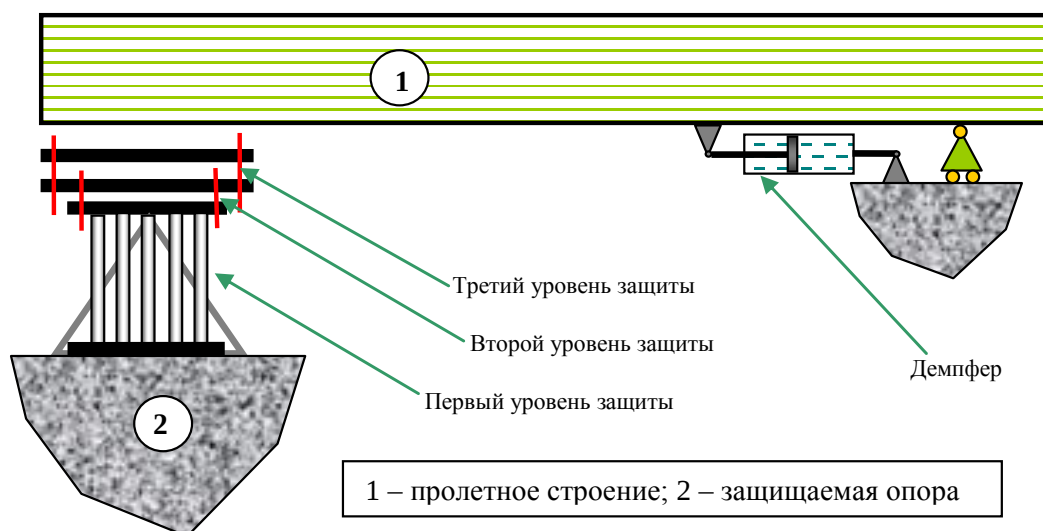


Рисунок 4.1 - Иллюстрация к уровням защиты опоры

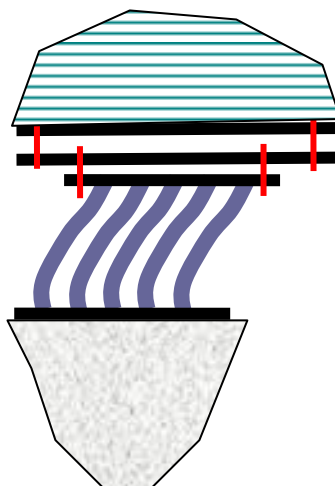


Рисунок 4.2 - Работа первого уровня сейсмозащиты

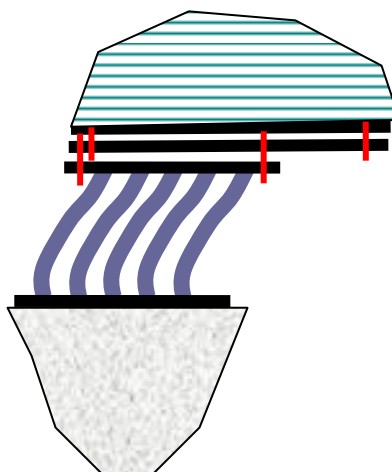


Рисунок 4.3 - Работа второго уровня сейсмозащиты

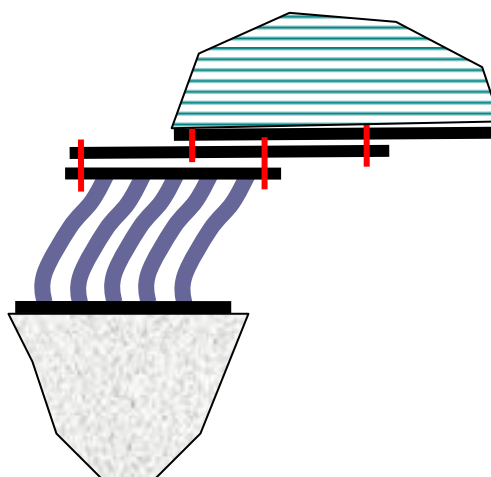


Рисунок 4.4 - Работа третьего уровня сейсмозащиты

Столики можно выполнять с передачей и без передачи на них вертикальной нагрузки.

На первом уровне защиты работает только гибкий столик (Рис.4.2), который амортизирует сейсмические толчки и снижает коэффициент динамичности.

На втором уровне происходит проскальзывание во фрикционном соединении столика с пролетным строением (рис.4.3)

Основной элемент второго уровня защиты – болтовое фрикционно-подвижное соединения. Общие схемы этих соединений показаны на рис. 4.5.

ФПС отличается от обычного болтового соединения овальными отверстиями под болты и специальным покрытием соединяемых стальных листов, обеспечивающим плавность процесса скольжения. Теория по расчету ФПС представлена в пособии [32].

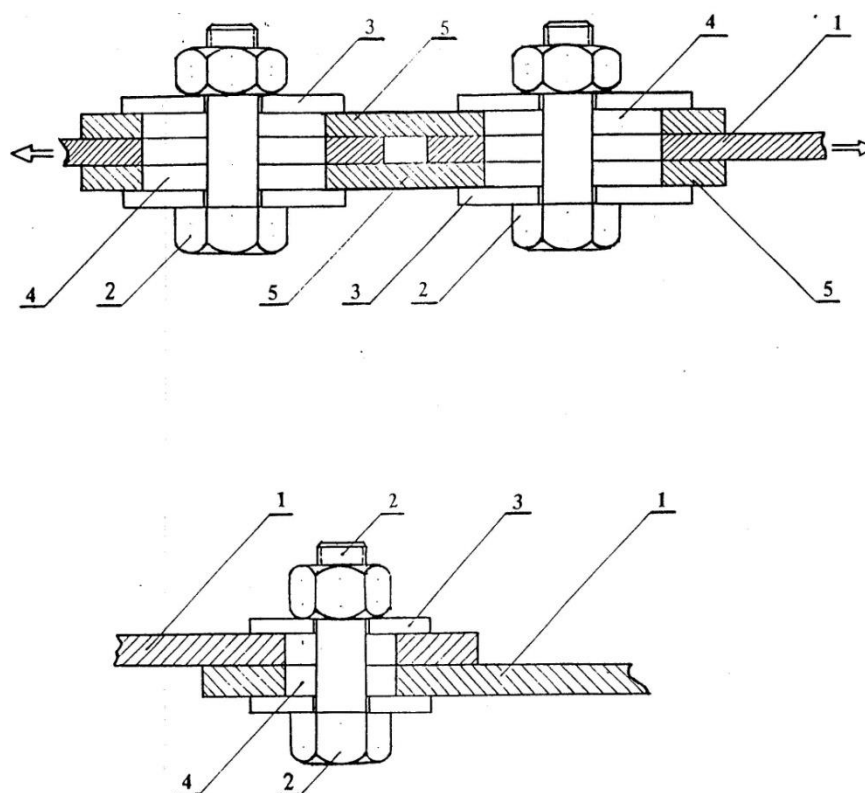


Рис. 4.5. Общие схемы ФПС стыкового(а) и нахлесточного (b)
 1 – соединяемые листы; 2 – высокопрочный болт; 3 –шайба; 4 – овальное отверстие; 5 – соединительная прокладка

Когда овалы отверстия под болты закрыты, болты упираются в листы и передают сейсмическую нагрузку на третий уровень защиты (рис.4.4). Этот вид защиты похож на второй и представляет собой те же ФПС, но сила трения в них больше, чем на втором уровне защиты. Эта сила вызывает пластические деформации в опорной части и в железобетоне опор наряду с трещинообразованием тела опоры. Но уровень пластических деформаций исключает возможность дальнейшего разрушения опоры и малоцикловую пластическую усталость.

Сила трения ФПС задана в соответствии с упомянутыми выше требованиями. Проектными характеристиками ФПС являются размеры овальных отверстий. ФПС должно обеспечивать гладкое взаимное движение соединяемых элементов с заданной силой трения. Сила трения подбирается на 10-15% выше расчетной несущей способности опоры и на 5-10% ниже несущей способности столика на

действие горизонтальной нагрузки. При этом разрушения опоры не происходит, а возникает трещинообразование в теле опоры и пластические деформации арматуры. Во фрикционно-подвижном соединении первого уровня при этом возникает подвижка величиной 3-5 см.

Если зазор ФПС второго уровня закрывается, включается защита третьего уровня, представляющая собой ФПС с силой трения на 30-40% превышающая несущую способность опоры. В этом случае в опоре могут наблюдаться выколы бетона и значительные деформации арматуры, не приводящие, однако к прогрессивному разрушению тела опоры. Суммарные подвижки ФПС обоих уровней составляют 15-25 см.

Для снижения смещений в ФПС и нагрузок на опору на всех уровнях защиты система снабжается демпферами, которые устанавливаются параллельно с элементами, воспринимающими горизонтальную нагрузку. Демпферы могут устанавливаться как на опоре с упруго-неподвижной опорной частью, так и на опорах с подвижными опорными частями.

Наряду с общими принципами многоуровневого проектирования для железнодорожного моста необходимо обеспечить два условия работы сейсмоизоляции, обеспечивающие нормальную работу ВСП при эксплуатационных нагрузках:

а) Отсутствие вертикальных перемещений опорной части под нагрузкой. Это условие исключает применение общепринятых РОЧ и шаровых сферических опор, эффективных для автодорожных мостов и зданий. В принятых решениях сейсмоизолирующий упругий элемент выполнен в виде гибкого столика с ножками из высокопрочной стали

б) Ограничение перемещений пролетного строения при тормозной нагрузке. Это условие существенно ограничивает податливость амортизирующих опорных частей. Численные оценки этого ограничения получены ранее в главе 2. При этом, ограничивается период основного тона колебаний системы T :

$$T < 2\pi \sqrt{\frac{\sqrt{L \cdot L_0}}{gf\mu}} \quad (4.1)$$

4.3 Реализация сформулированных предложений на мостах в г.Сочи

4.3.1 Расчетная схема для оценки параметров сейсмозащитных устройств

К числу параметров сейсмозащитных устройств относятся упруго-демпфирующие характеристики и размеры столика, а так же величины овальных отверстий ФПС. Вопросы назначения жесткости и размеров столика детально исследованы в работах И.О.Кузнецовой и Ван Хайбиня.

Результаты этих исследований приводятся в публикациях [56,66,93], часть из которых подготовлена при участии автора [135]. В связи с этим, ниже основное внимание уделяется вопросам назначения размеров овальных отверстий и выбору демпфирующих устройств. Вычисление размеров овального отверстия было проведено по результатам расчета мостов на действие проектного и максимального расчетного землетрясений. Принципиальная схема установки сейсмозащитных устройств, необходимая для дальнейшего анализа пролетного строения приведена на рис.4.6 (а, б), на котором показаны схемы двух эстакад: трехпролетные и четырехпролетные. Эти эстакады находятся на железнодорожной линии Сочи – Альпика-Сервис. На рисунке выделены фрагменты линии с опорами 32-35 (рис.4.6.а) и 54-58 (рис.4.6.б). Для всех эстакад характерно наличие одной неподвижно-податливой опорной части предлагаемого типа, на которую передается вся продольная нагрузка. Остальные опорные части выполнены продольно-подвижными. Для снижения смещений и усилий на опоры в системе опирания предусматривается как минимум один вязкий демпфер. Например, на рис.4.6.а нагрузка пролетного строения передается на опору №32 через упругую связь (1), которая выполнена в виде гибкого столика. Для предотвращения перегрузки опоры при 8 и 9-балльных воздействиях упругая связь соединена с опорой и пролетным строением с помощью ФПС (2). Демпфирующие устройства (3), устанавливаются на опоре 35.

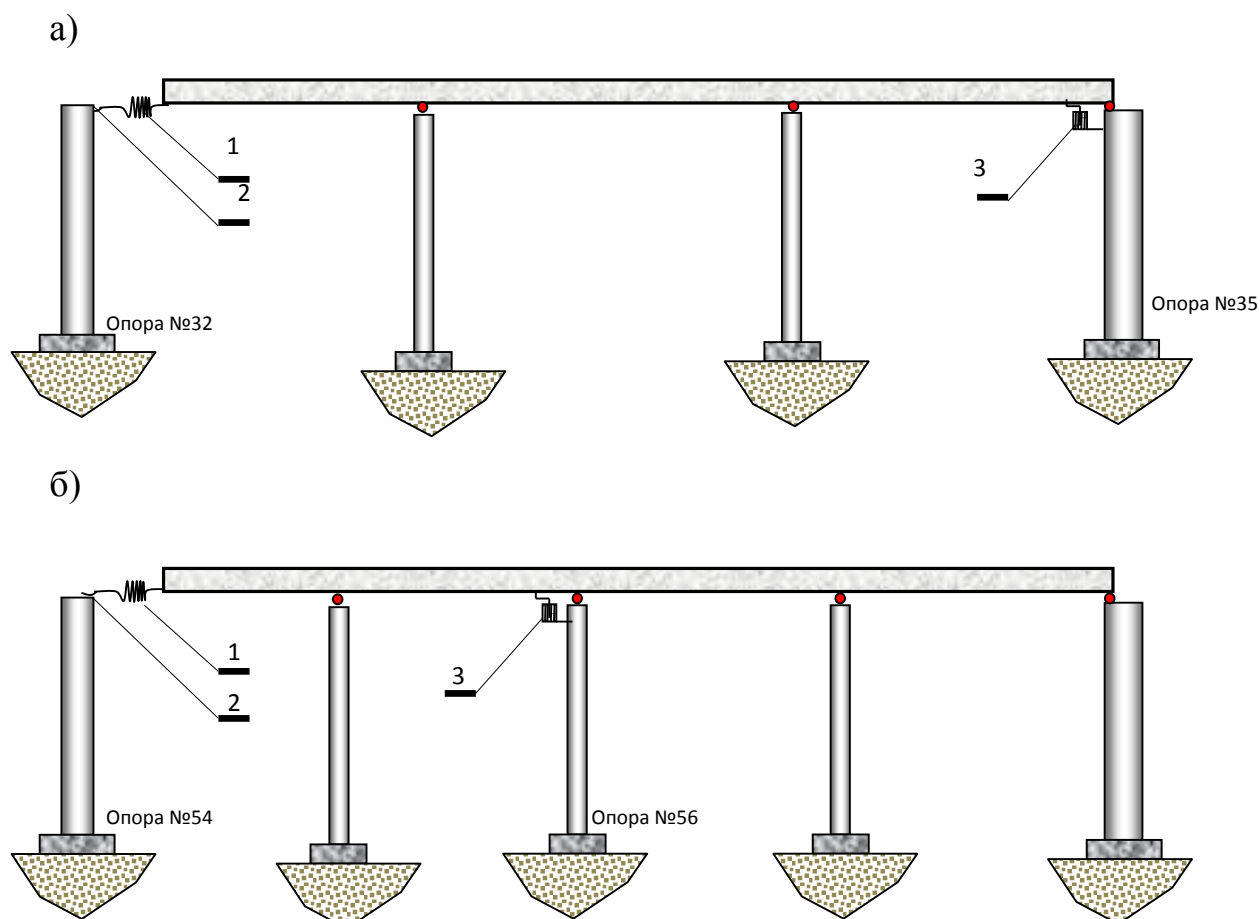


Рисунок 4.6 - Принципиальная схема установки сейсмозащитных устройств
1 – упругий элемент (гибкий столик); 2 – ФПС; 3 - демпфер

а) трехпролетный мост

б) четырехпролетный мост

Не трудно видеть, что независимо от количества пролетов при продольных колебаниях включаются в работу всего две опоры: опора с неподвижной упругой опорной частью и опора с демпфером. Остальные опоры взаимодействуют с пролетным строением силой трения в подвижных опорных частях. Этим трением в запас прочности можно пренебречь при расчете сейсмозащитных устройств. С учетом сказанного расчетная схема для качественного анализа эффективности принятой системы защиты и подбора параметров сейсмозащитных устройств, приведена на рис.4.7.

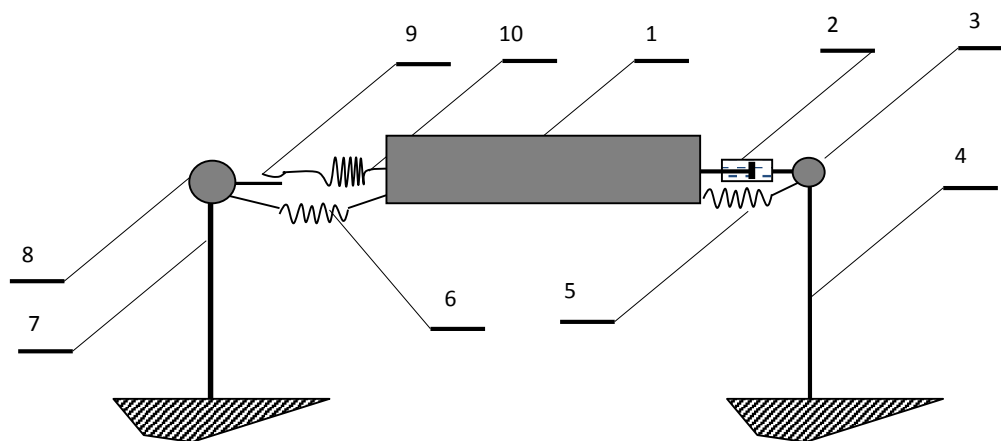


Рисунок 4.7 - Расчетная схема для качественного анализа эффективности принятой системы защиты

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

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

$$M_{\text{left}}= 998.132 \text{ т} ; M_{\text{right}}= 809.063 \text{ т}.$$

Для проведения расчетов приняты следующие исходные данные:

- податливость опоры №32 $\delta=9.26551 \cdot 10^{-7}$ кН/м;
- период основного тона опоры №54 $T=0.191077$ с;
- податливость опоры №35 $\delta=1.686217 \cdot 10^{-6}$ кН/м;
- период основного тона опоры №35 $T=0.2320747$ с;
- масса пролетного строения $M_{\text{span}}=2396$ т;
- жесткость сейсмоизолирующего элемента $C=130000$ кН/м.

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

В расчетную схему дополнительно введены два упругих элемента, объединяющие систему в момент проскальзывания ФПС. Жесткость элементов принята малой, и они введены для того, чтобы в процессе вычислений матрица

жесткости не становилась особенной. Жесткости элементов приняты равными $C_{\text{left}}=200$ кН/м; $C_{\text{right}}=145$ кН/м. С одной стороны эти жесткости не влияют на колебания системы. Период основного тона колебаний системы при открытых демпферах составляет при принятых жесткостях около 12 секунд. С другой стороны у них есть физический смысл. Так, принятое значение C_{left} соответствует паспортным данным жесткости демпфера при низких частотах. Коэффициенты неупругого сопротивления в введенных упругих элементах приняты равными 0.1.

Рассматриваемая система имеет три степени свободы. Матрица инерции (масс) системы имеет вид:

$$\mathbf{M} = \begin{bmatrix} M_{\text{span}}, M_{\text{left}}, M_{\text{right}} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 2396, 998.132, 809.063 \end{bmatrix}$$

В зависимости от того, открыт или закрыт ДСТ, моделирующий ФПС, система может находиться в одном из двух состояний. В обоих состояниях имеет место вязкое демпфирование в демпфере на правой опоре. Оба состояния характеризуются матрицей вязкого демпфирования.

$$\mathbf{B}_v = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -b \\ 0 & -b & b \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -1580 \\ 0 & -1580 & 1580 \end{bmatrix}$$

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

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

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

Анализ спектральных характеристик (частот и форм колебаний, а также спектра демпфирования) выполнен с использованием программного обеспечения MathCad-14. Периоды колебаний и частоты при закрытом ФПС составили:

$$\mathbf{T} = \begin{bmatrix} 0.903; 0.18; 0.232 \end{bmatrix}; \quad \mathbf{K} = \begin{bmatrix} 6.955; 34.901; 27.077 \end{bmatrix}$$

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

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

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

Периоды колебаний и частоты при открытом ФПС составили:

$$T = [13.176; 0.191; 0.232]; \quad K = [0.477; 32.899; 27.077]$$

Спектр демпфирования составил:

$$\Gamma_0 = [1.482, 0.1, 0.172]; \quad \Gamma_1 = [0.194, 0.1, 0.172].$$

Усилие проскальзывания в ФПС принято равным 2200 кН. С учетом приведенных спектральных характеристик системы в соответствии с принятой расчетной схемой (рис.4.7) были выполнены расчеты системы по акселерограммам землетрясений. Акселерограммы задавались в соответствии с исследованиями главы 3 диссертации. Особенности и результаты выполненных расчетов рассмотрены ниже.

4.3.2 Особенности проведения и результаты расчета мостов при ПЗ и МРЗ

Расчеты выполнены по эксклюзивной программе «ДРАКОН», разработанной группой авторов под руководством А.М.Уздина в период с 1999 по 2009 гг. и предназначенной для качественного анализа сейсмических колебаний нелинейных систем с кусочно-линейными характеристиками жесткости и демпфирования [26,40,42,55,105,106].

В результате расчета получены развертки во времени смещений и ускорений точек системы и остаточные смещения в ФПС. Эти развертки приведены на рис 4.8. На рисунке приведена также диаграмма чередования состояний системы. При этом имеется в виду, что движению системы с открытым (проскальзывающим) ФПС соответствует состояние 0, а при отсутствии проскальзывания в ФПС системе ставится в соответствие состояние 1.

Из приведенного рисунка можно сделать следующие выводы:

1. За время расчетного землетрясения, рассматриваемого как ПЗ, произошло 6 подвижек ФПС. Максимальная подвижка составила около 2 см, а остаточная подвижка в ФПС составила 6.7 мм. Такие подвижки можно считать приемлемыми.

2. Максимальные ускорения верха опоры с пролетным строением достигли 2.85 м/с^2 . В этом случае коэффициент динамичности составил $\beta=1.78$. Для пролетного строения ускорения не превышали 1.5 м/с^2 , а $\beta=0.94$

3. Ход подвижной опорной части не превысил 8 см.

Полученные результаты позволяют утверждать, что повреждения в системе от землетрясения силой 8 баллов, соответствующего воздействию по карте А карт ОСР-97, будут ограничены и локализованы в уровне ФПС.

На рис 4.9 приведены аналогичные результаты расчетов для МРЗ. Из приведенных графиков следует:

1. За время расчетного землетрясения с уровнем МРЗ, произошло 10 подвижек ФПС. Максимальная подвижка составила около 4.5 см, а остаточная подвижка в ФПС составила 12.7 мм. Такие подвижки можно считать приемлемыми.

2. Максимальные ускорения верха опоры с пролетным строением достигли 3.8 м/с^2 . В этом случае коэффициент динамичности составил $\beta=1.73$. Для пролетного строения ускорения не превышали 1.75 м/с^2 , а $\beta=0.795$

3. Ход подвижной опорной части от сейсмических нагрузок не превысил 12 см, что можно считать приемлемым.

Учитывая, что результаты достаточно благоприятны с точки зрения смещений в ФПС, было предложено снизить силу трения в ФПС до 2100 кН. Соответствующие результаты расчетов на действие МРЗ показаны на рис. 4.10. Как видно из рисунка, смещения в ФПС возросли менее, чем на 10%, а пиковые ускорения опоры примерно на столько же упали. Это позволяет рекомендовать настраивать ФПС на силу 2100 кН. Возможно снизить ее и до 2000 кН.

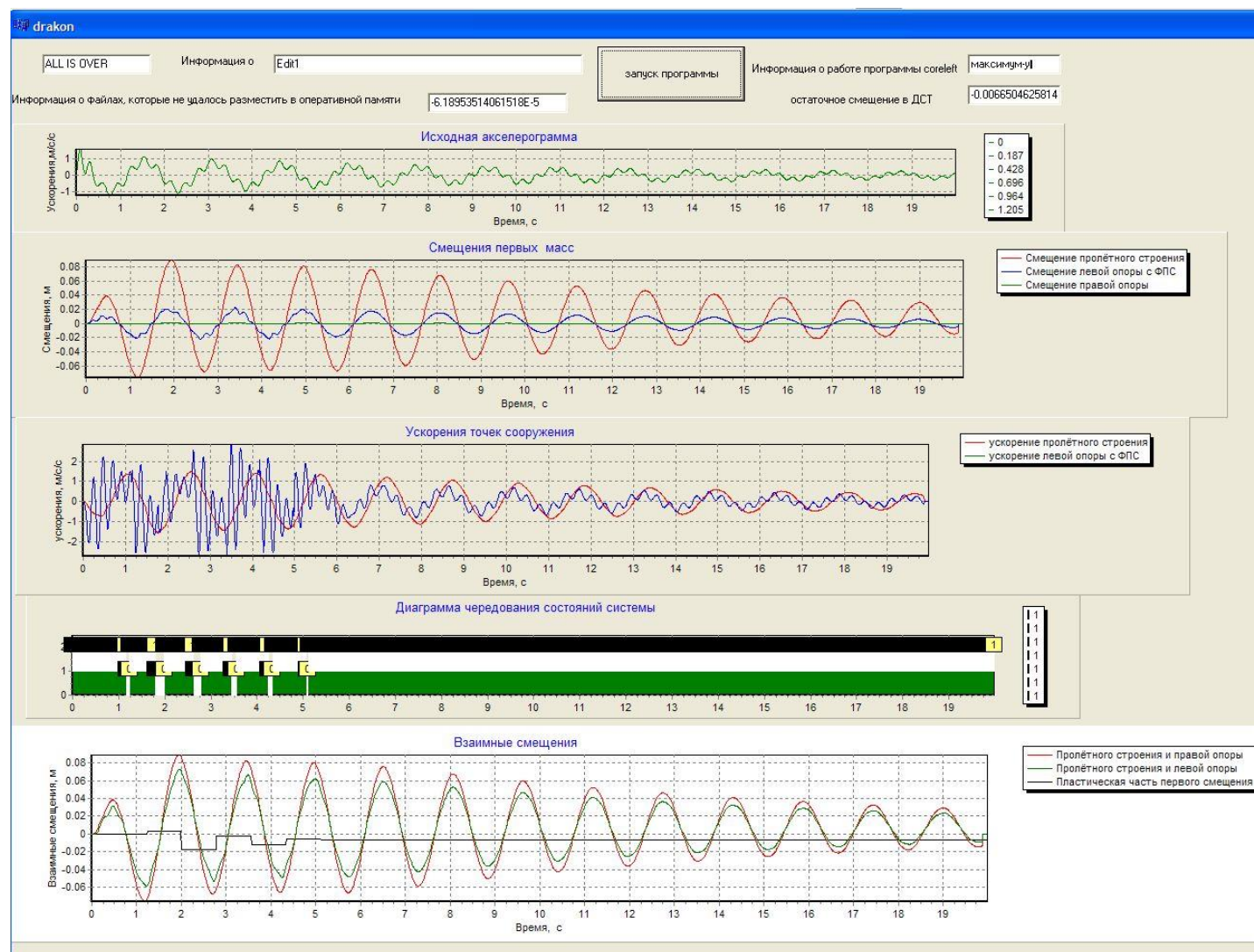


Рисунок 4.8 - Развертки во времени смещений и ускорений точек системы, а также диаграмма чередования состояний системы для ПЗ

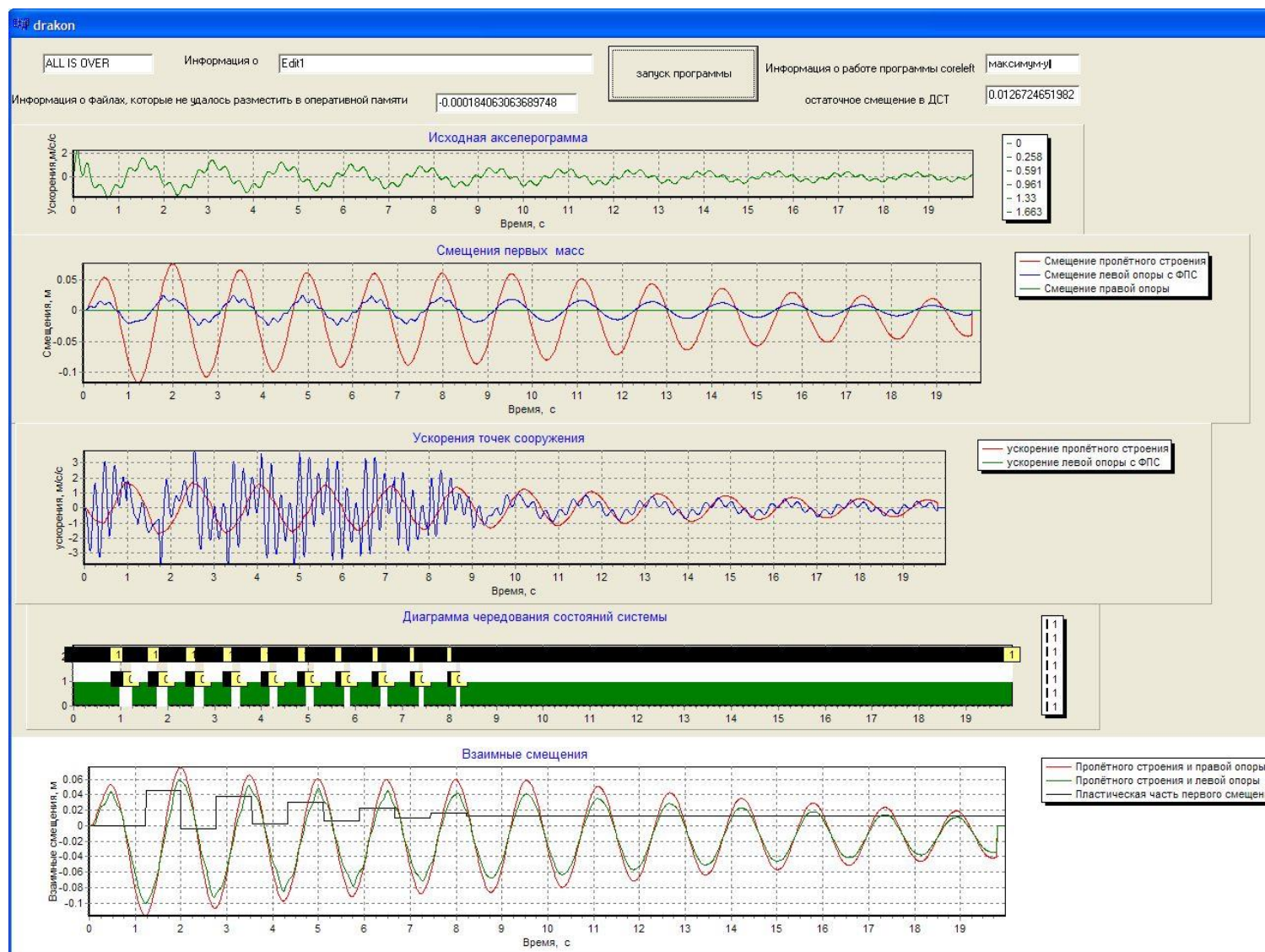


Рисунок 4.9 - Развертки во времени смещений и ускорений точек системы, а также диаграмма чередования состояний системы для МРЗ

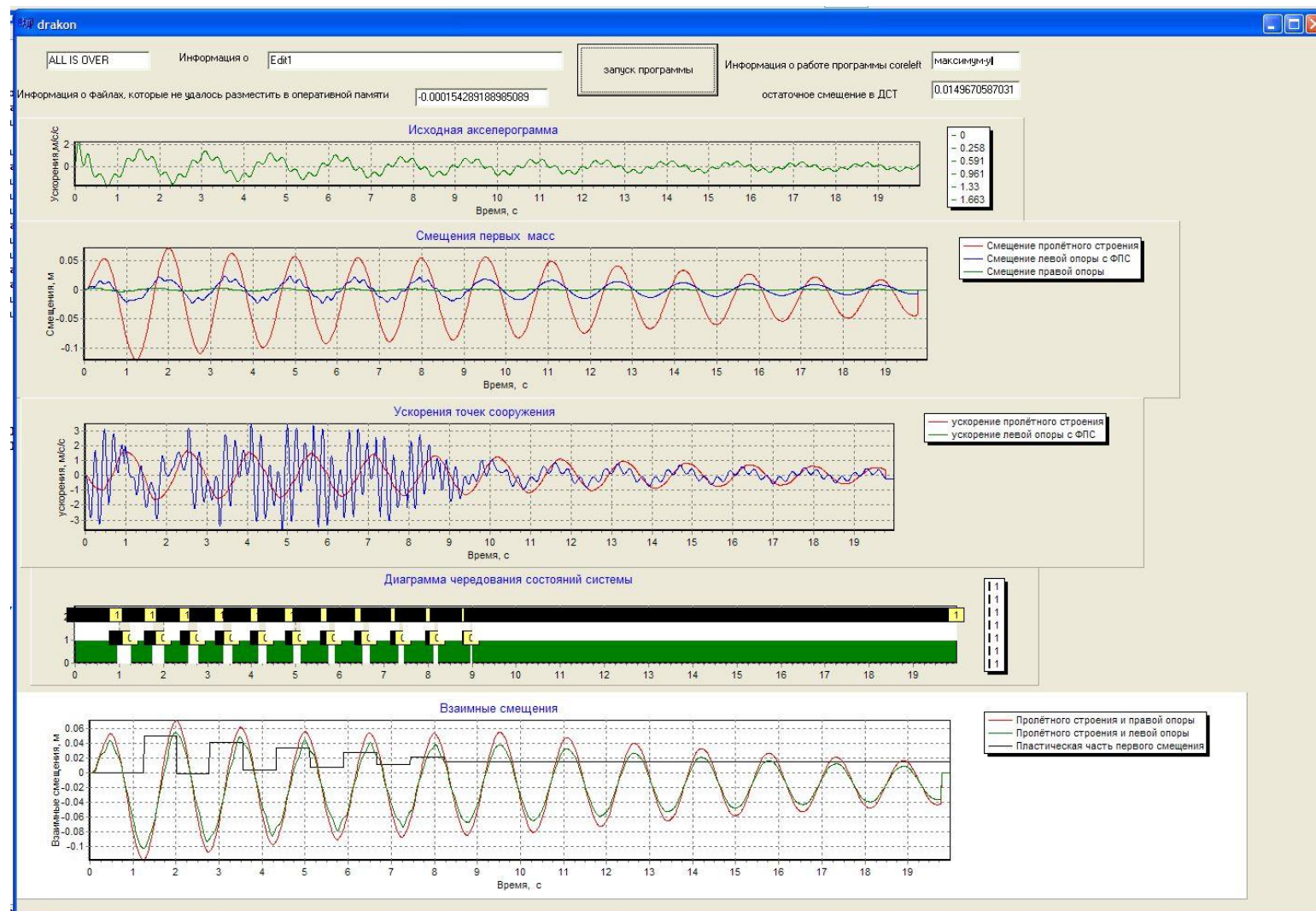


Рисунок 4.10 - Развертки во времени смещений и ускорений точек системы, а также диаграмма чередования состояний системы для МРЗ при настройке ФПС на 2100 кН

4.3.3 Описание и оценка характеристик вязких демпферов

Как отмечалось выше, важным элементом в системе сейсмозащиты мостов являются демпферы. Для гашения колебаний были использованы демпферы конструкции ООО «ЦКТИ-Вибросейсм»[133]. Геометрические размеры демпферов приведены в таблице на рис.4.11

1.2 Основные параметры и характеристики

1.2.1 Габаритные и присоединительные размеры демпферов должны соответствовать значениям, указанным в табл.1 (см. также рис. 1.).

Таблица 1

Тип демпфера	Размеры, мм				
	H*	A	B	d	s
VD 108/57-3	152	130	106	14	8
VD 159/76-3 VD 159/76-7	197	180	150	18	10
VD 219/108-3 VD 219/108-7	236	238	200	22	15
VD 219/159-3	236	238	200	22	15
VD 325/159-3 VD 325/159-7 VD 325/159-15	333	342	286	33	20
VD 325/219-3 VD 325/219-7	333	342	286	33	20
VD 426/219-3 VD 426/219-7 VD 426/219-15	378	434	368	39	25
VD 426/325-3 VD 426/325-7	378	434	368	39	25
VD 630/325-3 VD 630/325-7 VD 630/325-15	556	646	542	60	35
VD 630/426-3 VD 630/426-7 VD 630/426-15	556	646	542	60	35

* номинальная высота демпфера

1.2.2 Диапазон температур применения демпферов - от -10°C до +150°C.

Рисунок 4.11 - Таблица 1 из ТУ [7] 4192-001-20503039-01 с характеристиками демпферов и необходимыми пояснениями

На рис.4.11 приняты следующие обозначения:

A и B – размеры опорной плиты для крепления демпфера,

S – толщина опорной плиты. B – диаметр отверстия под болты.

Нагрузки, воспринимаемые демпферным устройством приведены на рис. 4.12. В соответствии с размерами опор можно установить на опоре до 4 демпферов VD 630/325 с габаритными размерами в плане 43.4 см, хотя демпферы VD 630/426 имеют размеры 64.6 см и потребуют уширения оголовка всего на 10 см.

Демпфер VD 630/325-7 допускает горизонтальные перемещения 13. см и воспринимает горизонтальную нагрузку до 13 т.

Эти демпферы приняты в качестве базовых для дальнейших расчетов. Динамические жесткости принятых базовых демпферов приведены на рис. 4.12, по данным ТУ 4192-001-20503039-01

Таблица 2

Тип демпфера	Вес, кг $\pm 5\%$	Номинальная нагрузка		Допускаемые перемещения ($\pm$) из номинального положения		
		горизонталь	вертикаль	горизонталь	вертикаль	углов.
		Н	Н	мм	мм	град.
VD-108/57-3	6	1750	1200	13	13	9
VD-159/76-3	16	3800	2650	27	25	11
VD-159/76-7	17	8100	4500	25	25	11
VD-219/108-3	35	7200	5050	41	24	11
VD-219/108-7	36	15500	8500	39	24	11
VD-219/159-3	35	10000	7000	15	24	6
VD-325/159-3	90	16000	11000	67	40	14
VD-325/159-7	93	34000	18500	64	40	14
VD-325/159-15	99	68000	27000	58	40	14
VD-325/219-3	110	21000	15000	37	40	9
VD-325/219-7	113	46000	25000	34	40	9
VD-426/219-3	176	27000	19000	87	45	18
VD-426/219-7	181	58000	32000	84	45	18
VD-426/219-15	190	120000	47000	78	45	18
VD-426/325-3	223	36000	25000	34	45	7
VD-426/325-7	229	80000	44000	31	45	7
VD-630/325-3	535	60000	42000	134	74	11
VD-630/325-7	551	130000	70000	130	74	11
VD-630/325-15	579	260000	100000	122	74	11
VD-630/426-3	635	80000	56000	84	74	11
VD-630/426-7	652	175000	95000	80	74	11
VD-630/426-15	685	350000	140000	72	74	11

Рисунок 4.12 - Копия таблицы 2 ТУ 4192-001-20503039-01 с нагрузками на демпферы

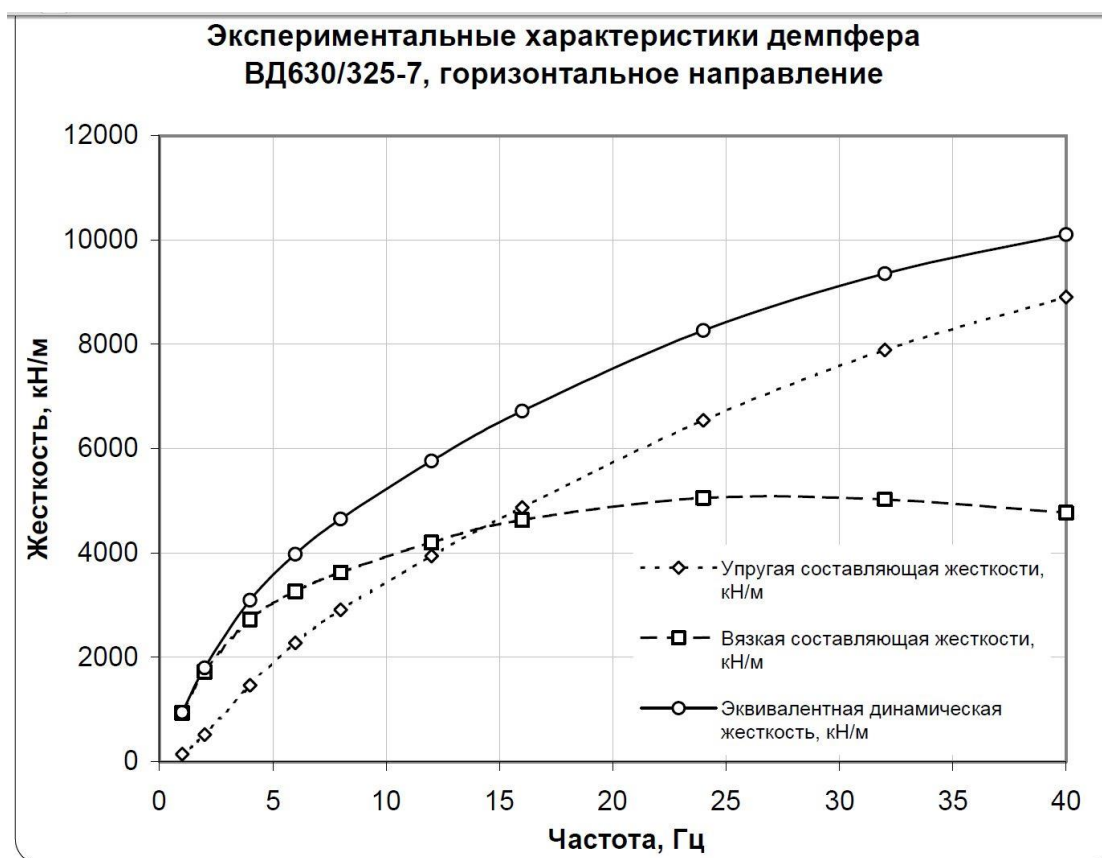


Рисунок 4.13- Динамическая жесткость демпферов

Из рисунка 4.13 видно, что в необходимом диапазоне частот $\omega \sim 6 \text{ с}^{-1}$ ($T \sim 1 \text{ с}$ и $f \sim 1 \text{ гц}$) упругая составляющая жесткости демпферов равна 0 и каждое устройство просто моделируется одним вязким демпфером. Для него вязкая составляющая жесткости $C_{\text{вязк}} = b\omega$. Коэффициент вязкого сопротивления определяется по первому участку заданной кривой, как тангенс угла ее наклона. Для этого воспользуемся цифровкой кривой $C_{\text{вязк}}(\omega)$, приведенной на рис.4.14, представляющим копию таблицы из упомянутых выше ТУ 4192-001-20503039-01.

Характеристики демпфера ВД630/325-7, горизонталь

N	Частота, Гц	Упругая составляющая жесткости, кН/м	Вязкая составляющая жесткости, кН/м	Эквивалентная динамическая жесткость, кН/м
1	1	145	936	948
2	2	517	1725	1801
3	4	1465	2728	3096
4	6	2275	3261	3976
5	8	2912	3626	4651
6	12	3944	4201	5763
7	16	4869	4634	6722
8	24	6541	5054	8266
9	32	7891	5027	9357
10	40	8906	4774	10105

Характеристики 4-х компонентной расчетной модели:

C1 =	3.11E+03	кН/м		
F1 =	4.695071	Гц	(	29.5 рад/с)
C2 =	9.18E+03	кН/м		
F2 =	30.23307	Гц	(	190.0 рад/с)

Рисунок 4.14 - Копия таблицы с цифровкой зависимости $C_{\text{вязк}}(\omega)$

Как следует из вышесказанного, коэффициент вязкого демпфирования в нашем случае составит $(1725-936)/1=789$ кН/м. Упругой составляющей жесткости при этом пренебрегаем.

Для моделирования вязкого демпфера гистерезисным приходится задавать модели некоторую малую жесткость. Логично задать ее равной упругой составляющей динамической жесткости, в нашем случае $C_{\text{el}}=145$ кН/м. Приравнивая силы вязкого и гистерезисного сопротивления получим:

$$b\omega = C_{\text{el}}\gamma \quad (4.2)$$

Из (4.2) имеем

$$\gamma = \frac{b\omega}{C_{\text{el}}} \approx \frac{789 \cdot 6}{145} \approx 32.7$$

4.4 Примеры конкретной реализации

Предложенные системы защиты были использованы при строительстве 15 железнодорожных мостов в г. Сочи. Все мосты имели характеристики, близкие к рассмотренным выше в разделах 4.2 – 4.3. Все пролетные строения выполнены неразрезными с передачей горизонтальной нагрузки на одну из опор.

Передача горизонтальной нагрузки осуществлялась через гибкий столик, а вертикальная нагрузка передавалась на подвижную опорную часть. На рис.4.15 показана схема установки гибкой опорной части

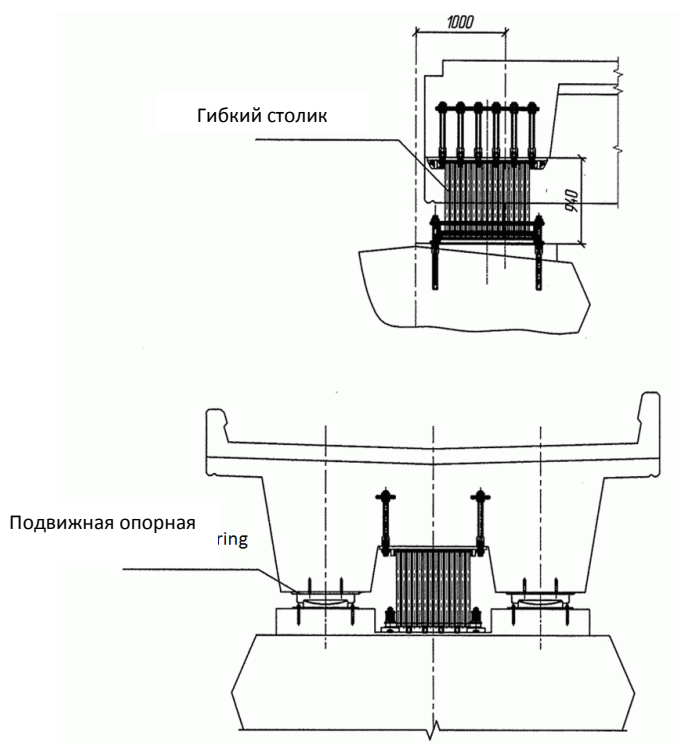


Рисунок 4.15 - Схема установки гибкой опорной части

Внешний вид мостов с установленными опорными частями показан на рис. 4.16 и 4.17.

На рис. 4.18 показан вид гибкой опорной части в виде стержневого амортизатора.

Схема установки демпферов фирмы «Вибросейсм» показана на рис.4.19, а внешний вид демпфера, установленного на мосту – на рис.4.20.



Рис.4.16 Внешний вид моста с параллельно установленными подвижной и гибкой опорными частями



Рисунок 4.17 - Внешний вид моста с параллельно установленными гибкой опорной частью и демпферами



Рисунок 4.18 - Вид установленной гибкой опорной части в виде стержневого амортизатора

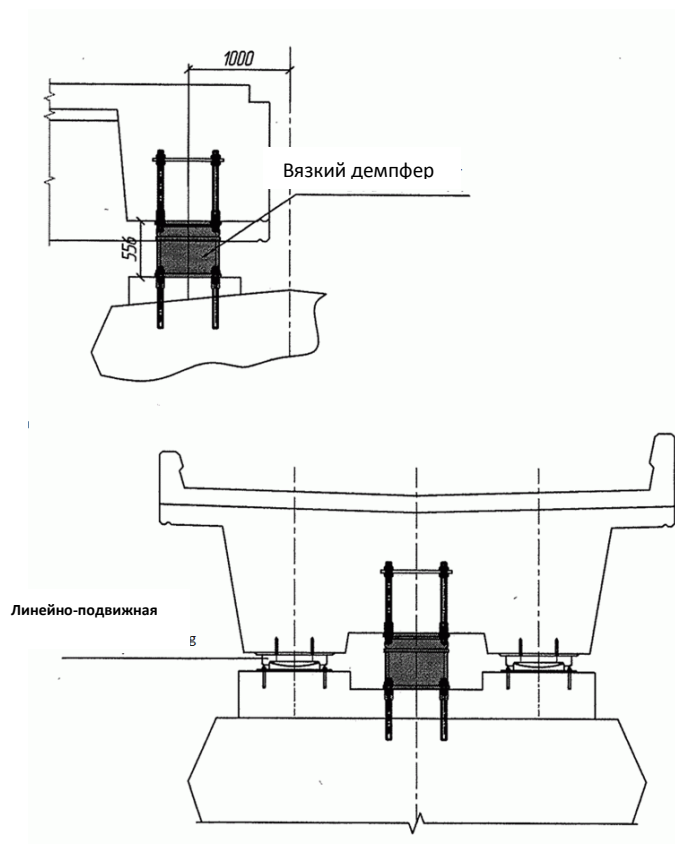


Рисунок 4.19 - Схема установки демпферов на оголовке опоры



Рисунок 4.20 - Внешний вид вязкого демпфера фирмы «Вибросейсм»

5. Заключение

Выполненные исследования позволяют сделать следующие выводы.

1. Анализ исследований в области сейсмоизоляции мостов показывает, что использование сейсмоизолирующих опорных частей является весьма эффективным средством сейсмозащиты мостовых опор. Для сейсмичности более 8 баллов такой путь сейсмозащиты можно считать основным. Однако сейсмоизоляция в настоящее время применяется для сейсмозащиты автодорожных мостов. Наличие железнодорожного пути на мостах ограничивает возможности применения на нем систем сейсмоизоляции, поскольку приводит к большим взаимным смещениям пролетных строений относительно опор и друг друга. Это, в свою очередь, должно вести к расстройству пути и перенапряжению рельсов при эксплуатационной нагрузке. Эти вопросы до настоящего времени не были исследованы. Отсутствуют также исследования и по анализу работы пути при проектных (ПЗ) землетрясениях.
2. В Российских нормах податливость опор с опорными частями ограничена величиной $U_{lim}=0.5\cdot\sqrt{L}$ (U_{lim} – величина в см, а L - в метрах), что существенно ограничивает возможности сейсмоизоляции. Расчеты показывают, что использование сейсмоизоляции при ограничении смещений величиной $U_{lim}=\sqrt{L}$ обеспечивает снижение сейсмических нагрузок при действии ПЗ и не вызывает опасных напряжений в рельсе при длине моста до 200 м.
3. На основе анализа работы ВСП сейсмоизолированных железнодорожных мостов можно рекомендовать использование для них объединяющей сейсмоизоляции при ограничении ее податливости условием ограничения предельных смещений величиной $U_{lim}=\sqrt{L}$. При этом следует использовать термоупрочненные рельсы. Для мостов длиной до 100 м при этом обеспечивается сохранность рельсового пути на мосту и подходах. Для мостов большей длины необходим расчет целостности и устойчивости рельсовых плетей при эксплуатационных нагрузках.

4. Даже при рекомендованном допустимом смещении опоры относительно пролетного строения, обычную сейсмоизоляцию можно применять на мостах пролетом $L < 66$ м. Для мостов пролетами более 33 м при устройстве сейсмоизоляции необходимо выполнять расчет прочности рельсового пути на эксплуатационные нагрузки.
5. Во всех случаях на сейсмоизолированных мостах предпочтение следует отдавать применению ВСП с ездой на балласте. При использовании БМП необходимо проводить расчет НДС рельсовых плетей и их проверку на разрыв (зимой) или потерю устойчивости (летом).
6. Для обеспечения прочности рельсовых плетей при эксплуатационной нагрузке парциальный период сейсмоизоляции τ не должен превышать 1.25 с в обоих направлениях.
7. Расчет сейсмоизолированных мостов, включая оценку НДС рельсов, следует проводить по акселерограммам землетрясений. В настоящее время нет универсальных рекомендаций по их заданию. В имеющихся исследованиях для проведения расчетов используются акселерограммы прошлых землетрясений и различные синтетические акселерограммы. Синтетические акселерограммы оказались более опасными для расчета мостов, поскольку в них энергия концентрируется на частотах, резонансных для сооружения.
8. Из рассмотренных процессов наиболее опасным для сооружения оказался процесс Уздина-Аннаева, у которого велосиграмма задается в виде затухающей синусоиды переменной частоты. Его можно использовать для предварительного расчета сооружения. Такой результат связан с тем, что процесс не учитывает ряд особенностей сейсмического воздействия, в частности, соотношения между пиковыми ускорениями, смещениями и скоростями. Более точный результат можно получить, используя Рекомендации НТЦ СС [78], однако генерация воздействия по этим рекомендациям оказывается более сложной.
9. Важным результатом выполненных расчетов является факт отсутствия проскальзывания рельсовой плети даже при МРЗ на мостах с

сейсмоизолирующими опорами. Это означает, что при их расчете всегда можно использовать рамную расчетную схему. Полученный вывод развивает известные результаты И.О.Кузнецовой [42,53,55].

10. При МРЗ возникают значительные смещения пролетного строения относительно насыпи подходов, достигающие для мостов длиной 100-150 м величины 20-30 см. Эти смещения передаются рельсовой плети и затухают на длине 100 - 150 м. При этом усилия в рельсах на границе моста и насыпи достигают величины 4000 – 4500 кг/см². Это значит, что при использовании термоупрочненных рельсов не будет происходить их разрыва при МРЗ.
11. Установка уравнительных приборов позволяет воспринимать значительные продольные перемещения сейсмоизолированных пролетных строений, однако при этом остается открытым вопрос о поперечных нагрузках на рельсовые плети. Для повышения эффективности сейсмоизоляции можно рекомендовать использование более мощных рельсов, например Р-75. Это может позволить использование сейсмоизоляции на мостах пролетами до 88 м.

Список сокращений

1. ПЗ – проектное землетрясение (СП 14.13330.2014 Строительство в сейсмических районах)
2. МРЗ – максимальное расчетное землетрясение (СП 14.13330.2014 Строительство в сейсмических районах)
3. КО – кинематическая опора
4. ВСП – верхнее строение пути
5. НДС – напряженно-деформированное состояние
6. DST – демпфер сухого трения
7. ПО – программное обеспечение
8. БМП – безбалластное мостовое полотно
9. МКЭ – метод конечных элементов
10. ОЧ – опорные части
11. РОЧ – резиновые опорные части
12. АЧХ – амплитудно-частотные характеристики

Список литературы

1. Абакаров, А.Д. Исследование оптимальных параметров системы сейсмозащиты с выключающимися связями и ограничителем перемещений по критерию надежности на ЭВМ методом Монте-Карло / А.Д. Абакаров // Расчет и проектирование зданий для сейсмостойких районов. - М.:Наука. - 1988. - С. 108 - 114.
2. Азаев, Т.М. Оценка сейсмостойкости мостов по условию сброса пролетных строений с опор. / Т.М. Азаев, И.О. Кузнецова, А.М. Уздин // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. – 2003. - № 1. - С. 38 - 42.
3. Айзенберг, Я.М. Реабилитация сейсмостойкости зданий с гибким нижним этажом / Я.М. Айзенберг // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. № 5. – 2001. - С. 3 - 6.
4. Айзенберг, Я.М. Сооружения с выключающимися связями для сейсмических районов / Я.М. Айзенберг // - М.:Стройиздат. - 1976. – С. 229.
5. Айзенберг, Я.М. Генерирование расчетного ансамбля синтетических акселерограмм и исследование влияния их параметров на сейсмическую реакцию сооружения. / Я.М. Айзенберг., К.Ю. Залилов // Расчет и проектирование зданий для сейсмоопасных районов. - М.:Наука. - 1988. - С. 5 - 14.
6. Айзенберг, Я.М. О критериях предельных состояний и диаграммах "восстанавливающая сила-перемещения" при расчетах на сейсмические воздействия / Я.М. Айзенберг, Л.Ш. Килимник // В сборнике "Сейсмостойкость зданий и инженерных сооружений". - М.:Стройиздат. - 1972. - С. 46 - 61.
7. Альберт, И.У. Сейсмозащитные фундаменты реакторных отделений АЭС / И.У. Альберт, Б.Д. Кауфман, О.А. Савинов, А.М. Уздин - М.:Информэнерго. – 1988. – С. 64.
8. Аптикаев, Ф.Ф. Проектные и реальные спектры реакции: проблема точности задания сейсмических воздействий / Ф.Ф. Аптикаев, О.О. Эртелева //

- Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. №1. – 2005. – С. 43 - 45.
9. Аубакиров, А.Т. Особенности задания сейсмического воздействия для обоснования проекта сейсмоизолирующих фундаментов / А.Т. Аубакиров // Известия ВНИИГ. – 1989. - Т. 212. - С. 102 - 109.
 10. Белаш, Т.А. Сейсмоизоляция. Современное состояние / Т.А. Белаш, В.С. Беляев, А.М. Уздин, А.А. Ермошин, И.О. Кузнецова // В сб. «Избранные статьи профессора О.А.Савинова и ключевые доклады, представленные на четвертые Савиновские чтения». Санкт-Петербург. Изд. ЗАО «Ленинградский Промстройпроект». – 2004. - С. 95 - 128.
 11. Беллендир, Е.Н. Строительные нормы и правила проектирования гидротехнических сооружений для строительства в сейсмических районах / Е.Н. Беллендир, В.И. Бронштейн, В.Б. Глаговский, М.С. Ламкин, А.И. Савич, В.В. Степанов, А.А. Храпков // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. – 2004. - № 5. - С. 67 - 73.
 12. Бешлиу, В.А. Оценка допустимой величины зазора при разрыве рельсовой плети с точки зрения безопасности движения поездов / В.А. Бешлиу // Природные и техногенные риски. Безопасность сооружений. № 3. – 2012.
 13. Болотин, В.В. Статистические методы в строительной механике / В.В. Болотин // - М.:Госстройиздат. – 1961. – С. 202.
 14. Ботвинкин, Н.Н. Руководство по сейсмостойкости сооружений / Н.Н. Ботвинкин // - М. – Ташкент. Средне-Азиатское отд. объедин. гос. изд. – 1933. – С. 160.
 15. Бугаев, Е.Г. Выбор ограниченного набора акселерограмм для проектирования унифицированной АЭС и типового оборудования / Е.Г. Бугаев // Экспресс-информация ВНИИИС. Сер.14. Сейсмостойкое строительство. - 1982. – N 9. - С. 4 - 9.
 16. Верхолин, В.В. Оценка сейсмостойкости подвижного состава / В.В. Верхолин // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. – 2002. - № 2. - С. 9 - 10.

- 17.Верхолин, В.В. Асимптотический анализ уравнений колебаний сейсмоизолированной системы с демпфером сухого трения и его приложения / В.В. Верхолин, Б.Н. Квасников, Е.А. Рулевич, А.М. Уздин // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. – 2004. - № 1. - С. 32 - 36.
- 18.Ветошкин, В.А. Вопросы практического использования современных методов расчетов энергооборудования на сейсмостойкость / В.А. Ветошкин, В.В. Костарев, А.Ю. Щукин // Труды ЦКТИ. – 1984. - Вып. 212. - С. 3 - 13.
- 19.Воронец, В.В. Проблемы обеспечения безопасности движения на железнодорожном транспорте в сейсмически опасных районах / В.В. Воронец, Ю.И. Ефименко, А.Е. Красковский, А.М. Уздин // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. – 2003. - № 5. - С. 55 - 57.
- 20.Воронец, В.В. К вопросу о назначении степени ответственности больших мостов / В.В. Воронец, И.О. Кузнецова, О.А. Сахаров, А.М. Уздин // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. – 2004. - № 1. - С. 36 - 39.
- 21.Гельфер, А.А. Разрушение мостовых опор и меры их защиты / А.А. Гельфер // Л. - М. Изд. - НКХ РСФСР. – 1938. – С. 150.
- 22.Гиман, Л.Н. К вопросу расчета на сейсмические воздействия протяженных сооружений с дискретными опорами / Л.Н. Гиман, А.М. Уздин // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. – 2002 - № 2. С. 18 - 23.
- 23.Гиман, Л.Н. Об одной форме представления сейсмического воздействия для оценки корреляции колебаний точек дневной поверхности при расчете многоопорных конструкций / Л.Н. Гиман, А.М. Уздин // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. – 2006. - № 2. - С. 22 - 25.
- 24.Гольденблат, И.И. Проектирование сейсмостойких гидротехнических, транспортных, и специальных сооружений / И.И. Гольденблат, Г.Н. Карцивадзе, Ш.Г. Напетваридзе, Н.А. Николаенко // М. Стройиздат. – 1971.

25. Гольденблат, И.И. Модели сейсмостойкости сооружений / И.И. Гольденблат, Н.А. Николаенко, С.В. Поляков, С.В. Ульянов // М. Стройиздат. – 1979. – С. 251.
26. Гордеев, Ю.В. Моделирование устройств специальной сейсмозащиты кусочно-линейными системами / Ю.В. Гордеев, И.О. Кузнецова // Э. - И. Сейсмостойкое строительство. Вып. 4. 1996. - С. 37 - 41.
27. ГОСТ 6249-52 «Шкала для определения силы землетрясений в пределах от 6 до 9 баллов».
28. Гузеев, Р.Н. Алгоритм генерации синтетических акселерограмм из условия максимального совпадения спектра отклика и нормативной кривой динамичности / Р.Н. Гузеев // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. – 2009. - № 1 - С.17 - 19.
29. Гунчев, А.Н. Построение общих уравнений движения сейсмоизолирующих кинематических опор / А.Н. Гунчев, А.А. Долгая, А.М. Уздин // Строительная механика и расчет сооружений. – 1994. - № 1 - С. 16 - 20.
30. Давыдова, Г.В. Генерация расчетных акселерограмм для оценки сейсмического риска / Г.В. Давыдова, С.В. Огнева, А.М. Уздин, М.Ю. Федорова // Природные и техногенные риски. Безопасность сооружений. – 2011. № 4. - С. 42 – 47.
31. Долгая, А.А. Статистический анализ интенсивности по Ариасу и скорости для реальных землетрясений / А.А. Долгая, А.В. Индейкин // Сейсмостойкое строительство. – 2002. № 2. - С.32 – 33.
32. Елисеев, О.Н. Элементы теории трения, расчет и технология применения фрикционно-подвижных соединений / О.Н. Елисеев, И.О. Кузнецова, А.А. Никитин, В.Е. Павлов, А.Ю. Симкин, А.М. Уздин // С-Петербург. ВИТУ. – 2001. – С. 75.
33. Елисеев, О.Н. Сейсмостойкое строительство / О.Н. Елисеев, А.М. Уздин // Учебник. СПб. Изд. ПВВИСУ. 1997. – С. 371.
34. Железные дороги. Общий курс. / Под ред. А.М. Уздина // СПб. Изд. «Выбор». – 2002. – С. 367.

- 35.Завриев, К.С. Основы теории сейсмостойкости зданий и сооружений / К.С. Завриев и др. // М. Стройиздат. - 1970. – С. 224.
- 36.Зеленьков, Ф.Д. Предохранение зданий и сооружений от разрушения с помощью сейсмоамортизатора / Ф.Д. Зеленьков // М. Наука. - 1979. – С. 49.
- 37.Ильичев, В.А. Исследования по динамике и сейсмостойкости оснований и фундаментов / В.А. Ильичев // Труды НИИОСП. - 1981. - Вып. 75. - С. 138 - 153.
- 38.Ильичев, В.А. Свайные фундаменты в сейсмических районах / В.А. Ильичев, Ю.В. Монголов, В.М. Шаевич // М. Стройиздат. – 1983.
- 39.Инструкция по оценке сейсмостойкости эксплуатируемых мостов на сети железных и автомобильных дорог (на территории Туркменской ССР). - Ашхабад: Ылым. - 1988. – С. 106.
- 40.Ирзахметова, И.О. Проектирование и расчет ограничителей сейсмических перемещений для опор мостов / И.О. Ирзахметова // Экспресс - информация ВНИИИС. Сер. 14. Сейсмостойкое строительство. - 1994. - Вып. 5 - 6. - С. 27 – 30.
41. Ишихара, К. Поведение грунтов при землетрясениях / К. Ишихара. Пер. с англ. Под ред. А. Б. Фадеева, М. Б. Лисюка // НПО «Геореконструкция-Фундаментпроект». – СПб. – 2006. – С. 384.
- 42.Карлина, Е.А. Учет сил трения в подвижных опорных частях при назначении расчетных схем балочных железнодорожных мостов / Е.А. Карлина, И.О. Кузнецова, А.М. Уздин // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. – 2007. № 5 - С. 45 – 48.
43. Карлина, Е.А. Учет свойств грунтового основания при оценке сейсмостойкости сооружений / Е.А. Карлина, А.А. Долгая, А.М. Уздин, М.В. Фрезе, Г.Б. Аннаев, А.Б. Ильясов // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. – 2009. № 1. - С. 30 – 34.
- 44.Карцивадзе, Г.Н. Повреждения дорожных искусственных сооружений при сильных землетрясениях / Г.Н. Карцивадзе // М. Транспорт. – 1969. – С. 56.

45. Карцивадзе, Г.Н. Сейсмостойкость дорожных искусственных сооружений / Г.Н. Карцивадзе // М. Транспорт. – 1974. – С. 260.
46. Кейлис-Борок, В.И. Методы оценки экономического эффекта сейсмостойкого строительства / В.И. Кейлис-Борок, И.А. Нерсесов, А.М. Яглом // М. Изд. АН СССР. - 1962. - С. 46.
47. Килимник, Л.Ш. Методы целенаправленного проектирования в сейсмостойком строительстве / Л.Ш. Килимник // М. Наука. - 1985. – С. 155.
48. Кириков, Б.А. Древнейшие и новейшие сейсмостойкие конструкции / Б.А. Кириков // М. Наука. – 1990.
49. Клячко, М.А. Землетрясение и мы / М.А. Клячко // СПб. РИФ «Интеграф». – 1999. – С. 236.
50. Коренев, Б.Г. Динамические гасители колебаний / Б.Г. Коренев, Л.М. Резников // М. Наука. – 1988. – С. 303.
51. Корчинский, И.Л. Кардинальные вопросы сейсмостойкого строительства / И.Л. Корчинский, Т.Ж. Жунусов // Алма-Ата. - Казпромстройиниипроект. - 1988. – С. 131.
52. Корчинский, И.Л. Расчет сооружений на сейсмические воздействия / И.Л. Корчинский // Научное сообщение ЦНИПС. М. Гос.изд. по строительству и архитектуре. – 1954. – С. 76.
53. Кузнецова, И.О. Основные проблемы оценки сейсмостойкости железнодорожных мостов / И.О. Кузнецова // Сейсмостойкое строительство. - М. ВНИИТПИ. – 2002. - Вып.2. - С. 3 – 6.
54. Кузнецова, И.О. Опыт применения специальных систем сейсмоизоляции в транспортном строительстве / И.О. Кузнецова // Экспресс-информация ВНИИИС. Сер. 14. Сейсмостойкое строительство. – 1995. Вып.5. - С. 58 - 66.
55. Кузнецова, И.О. Уточнение динамических расчетных схем мостов с учетом фрикционного взаимодействия опор, пролетных строений и элементов специальной сейсмозащиты / И.О. Кузнецова // Сейсмостойкое строительство. М. ВНИИТПИ. – 1997. Вып.4. - С. 22 – 27.

56. Кузнецова, И.О. Сейсмоизоляция – способ проектирования сооружений с заданными параметрами предельных состояний и сценариев накопления повреждений / И.О. Кузнецова, Ван Хайбинь, А.М. Уздин, С.А. Шульман // В сб. Избранные статьи профессора О.А.Савинова и ключевые доклады, представленные на шестые савиновские чтения. СПб. – 2010. - С. 105 – 120.
57. Кузнецова, И.О. Оценка хода подвижных опорных частей при сейсмическом воздействии / И.О. Кузнецова, А.В. Лунев, А.С. Ткаченко, А.М. Уздин // Сейсмостойкое строительство. М. ВНИИНТПИ. – 2002. Вып.2. - С. 7 – 8.
58. Кузнецова, И.О. К вопросу об оценке коэффициентов сочетаний сейсмической и железнодорожной нагрузки / И.О. Кузнецова, О.А. Сахаров // Сейсмостойкое строительство. – 2006. № 3. - С. 21 – 25.
59. Кузнецова, И.О. Современные проблемы сейсмостойкости мостов. (По материалам 12-ой Европейской конференции. Лондон. Сентябрь. 2002) / И.О. Кузнецова, А.М. Уздин // Сейсмостойкое строительство. № 4. - С. 63 – 68.
60. Курзанов, А.В. Натурные исследования трехэтажного фрагмента и пятиэтажного здания на сейсмоизолирующих опорах / А.В. Курзанов, А.М. Ахмедов // Экспресс-информация ВНИИИС. Сер.14. Сейсмостойкое строительство. – 1994. Вып. 2 – 3. - С. 24 - 32.
61. Ломбардо, В.Н. Задание сейсмической информации при расчетах сейсмостойкости сооружений / В.Н. Ломбардо // Известия ВНИИТ. - 1973. - Т. 103. - С. 164 - 170.
62. Медведев, С.В. Инженерная сейсмология / С.В. Медведев // Гос. изд. по строительству и архитектуре. М. – 1962. – С. 284.
63. Москвитин, В.В. Циклические нагружения элементов конструкций / В.В. Москвитин // М. Наука. – 1981. – С. 344.
64. Назаров, А.Г. Метод инженерного анализа сейсмических сил / А.Г. Назаров // Издательство АН Арм. ССР. – Ереван. - 1959. – С. 141.
65. Назин, В.В. Индустриализация строительства сооружений сейсмостойкой конструкции / В.В. Назин // Киев. Будивельник. - 1977.

66. Никитин, А.А. Применение динамических гасителей колебаний для сейсмозащиты мостов / А.А. Никитин, А.М. Уздин // Экспресс-информация ВНИИС. Сер.14. Сейсмостойкое строительство. - 1986. - Вып. 9. - С. 20 - 24.
67. Новожилов, Г.И. Туркестано-Сибирской магистрали 20 лет / Г.И. Новожилов // Транспортное строительство. – 1960. №5. - С. 58 – 59.
68. Ойзерман, В.И. Расчет конструкций на сейсмические воздействия по методу предельных состояний / В.И. Ойзерман // Реферативная информация ЦИНИС. Сер. XIV. Сейсмостойкое строительство. – 1978. Вып. 9. - С. 4 – 7.
69. Окамото, Ш. Сейсмостойкость инженерных сооружений / Ш. Окамото // М. Стройиздат. – 1980. – С. 321.
70. Передерий, Г.П. Курс мостов. Том 1 / Г.П. Передерий // Трансжелдориздат. - С. 249 – 260.
71. Перельмутер, А.В. Избранные проблемы надежности и безопасности строительных конструкций / А.В. Перельмутер // Киев. Изд. УкрНИИпроектстальконструкция. – 2000. – С. 215.
72. Петров, А.А. Рекомендации по расчету протяженных и высотных металлических конструкций на сейсмические и динамические ветровые воздействия / А.А. Петров // ЦНИИПСК им.Мельникова. – 1988. – С. 60.
73. Петров, А.А. Суммирование сейсмических усилий по формам колебаний сооружений с учетом взаимной корреляции обобщенных координат / А.А. Петров // НТРС «Строительство в особых условиях. Сейсмостойкое строительство». ВНИИС. Серия 14. Вып. 11. – 1982. - С. 1 - 5.
74. Петров, А.А. Учет конечной скорости распространения сейсмических волн при расчетах протяженных зданий / А.А. Петров // «Методы расчета сооружений как пространственных систем на сейсмические воздействия». М. Стройиздат. – 1981. – С. 37 - 63.
75. Петров, А.А. Учет пространственной корреляции сейсмических ускорений при расчете большепролетных сооружений / А.А. Петров // Реф. инф. «Сейсмостойкое строительство (отечественный и зарубежный опыт)». Серия XIV. ЦИНИС. М. – 1978. Вып. 3. - С. 10 - 14.

- 76.Полтавцев, С.И. Сейсмическое районирование и сейсмостойкое строительство (методы, практика, перспектива) / С.И. Полтавцев, Я.М. Айзенберг, Г.Л. Кофф, А.М. Мелентьев, В.И. Уломов // М. ГУП ЦПП. – 1998. – С. 259.
- 77.Поляков, С.В. Карпатское землетрясение 4 марта 1977 года и его последствия на территории СРР / С.В. Поляков, Я.М. Айзенберг, А.М. Жаров, А.В. Черкашин // Сейсм. строительство. - 1977. - 8. - С. 39 - 43.
- 78.Рекомендации по заданию сейсмических воздействий для расчета зданий разной степени ответственности // С.-Петербург - Петропавловск-Камчатский. КамЦентр. – 1996. – С. 12.
- 79.Рекомендации по проектированию гасителей колебаний для защиты зданий и сооружений, подверженных горизонтальным динамическим воздействиям от технологического оборудования и ветра // М. ЦНИИСК им. В.А.Кучеренко. - 1978. – С. 68.
- 80.Рекомендации по проектированию зданий с выключающимися связями // М. ЦНИИСК им. В.А.Кучеренко. - 1987. – С. 53.
- 81.Савельев, В.Н. Болтовое соединение плоских деталей встык / В.Н. Савельев, А.М. Уздин, Р.Г. Хусид // А.с. СССР N1174616. МКИ F 16 В 5 / 02, 35 / 04. – 1983.
- 82.Савельев, В.Н. Болтовое соединение / В.Н. Савельев, А.М. Уздин, Р.Г. Хусид // А.с. СССР N1168755, МКИ F 16 В 5 / 02, 35 / 04. – 1983.
- 83.Савельев, В.Н. Болтовое соединение / В.Н. Савельев, А.М. Уздин, Р.Г. Хусид // А.с. СССР N1143895, МКИ F 16 В 5 / 02, 35 / 04. – 1983.
- 84.Савинов, О.А. О применении динамического гасителя колебаний / О.А. Савинов // Труды научно-исслед. сектора л.о. треста глубинных работ. Выпуск 2.-Л. - М. Госиздат строительной литературы. - С. 30 - 35.
- 85.Савинов, О.А. Сейсмоизоляция сооружений (концепция, принципа устройства, особенности расчета) / О.А. Савинов // Избранные статьи и доклады "Динамические проблемы строительной техники". С.-Петербург. – 1993. - С. 155 - 178.

- 86.Савинов, О.А. Современные конструкции фундаментов под машины с динамическими нагрузками и их расчет / О.А. Савинов // Л.-М. Стройиздат. – 1964. – С. 200.
- 87.Савинов, О.А. Экспериментальное исследование вибраций железобетонной рамы, составленной из коротких стержней / О.А. Савинов // Труды научно-исследовательского сектора ЛО треста глубинных работ. Л. Стройиздат. – 1940. – С. 36-43.
- 88.Савинов, О.А., Назначение уровня расчетного воздействия при оценке сейсмостойкости крупных гидротехнических сооружений / О.А. Савинов, А.М. Уздин // Экспресс-информация ВНИИИС. Сер.14. Сейсмостойкое строительство. – 1980. Вып. 2. - С. 21 - 25.
- 89.Сахаров, О.А. К вопросу задания сейсмического воздействия при многоуровневом проектировании сейсмостойких конструкций / О.А. Сахаров // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. № 4. 2004. - С. 7 – 9.
- 90.Сахаров, О.А. К вопросу о назначении коэффициентов сочетаний сейсмической и других нагрузок / О.А. Сахаров // Сейсмостойкое строительство. – 2003. № 2.
91. Сахаров, О.А. Назначение расчетного ускорения с учетом новых карт сейсмического районирования / О.А. Сахаров // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. № 2. 2003. - С. 48 – 49.
- 92.Сахарова, В.В. К вопросу об антисейсмическом усилении мостов / В.В. Сахарова, Ю.М. Сильницкий, А.М. Уздин, С.А. Шульман // Улучшение эксплуатационных качеств и содержания мостов и водопропускных труб.Л.ЛИИЖТ. – 1980. - С. 3 – 18.
- 93.Сахарова, В.В. Использование пролетного строения для гашения сейсмических колебаний опор мостов / В.В. Сахарова, А.А. Симкин, А.А. Никитин, А.М. Уздин // Экспресс-информация ВНИИИС. Сер.14. Сейсмостойкое строительство. - 1982. Вып. 4. - С. 14 - 18.

94. Сейсмическая сотрясаемость территории СССР // Под ред. Ю.В. Ризниченко. М. Наука. – 1979. – С. 92.
95. Смирнов, В.Б. Современная защита от землетрясений / В.Б. Смирнов // М. «Высотные здания». – 04 / 08. - С. 110.
96. Ставницер, Л.Р. Сейсмостойкость оснований и фундаментов / Л.Р. Ставницер // М. Изд. Ассоциации строительных вузов. – 2010. – С. 447.
97. Строительные нормы и правила. СНиП II-7-81* // М. Госстрой России. – 2000. – С. 45.
98. Строительные нормы и правила. СНиП II-7-81 // М. Стройиздат. – 1982. – С. 49.
99. Уздин, А.М. Задание сейсмического воздействия. Взгляд инженера-строителя / А.М. Уздин // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. – 2005. № 1. - С. 27 – 31.
100. Уздин, А.М. Об учете рассеяния энергии при оценке сейсмостойкости транспортных сооружений / А.М. Уздин // Сейсмостойкость транспортных и сетевых сооружений. М. Наука. – 1986. - С. 35 – 44.
101. Уздин, А.М. Уточнение коэффициента сочетаний сейсмической и подвижной нагрузок при расчете железнодорожных мостов / А.М. Уздин // Экспресс-информация "Сейсмостойкое строительство". – 1983. Вып. 10. - С. 20 – 23.
102. Уздин, А.М. Учет демпфирования колебаний в рамках линейно-спектральной теории сейсмостойкости / А.М. Уздин // Материалы конференций и совещаний по гидротехнике. Методы исследований и расчетов сейсмостойкости гидротехнических и энергетических сооружений. ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева. – 1982. - С. 29 – 34.
103. Уздин, А.М. Что скрывается за линейно-спектральной теорией сейсмостойкости / А.М. Уздин // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. – 2009. № 2. - С. 18 – 23.
104. 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.
105. Уздин, А.М. Расчет элементов и оптимизация параметров сейсмоизолирующих фундаментов / А.М. Уздин, А.А. Долгая // М. ВНИИНТПИ. – 1997. – С. 76.
 106. Уздин, А.М. Основы теории сейсмостойкости и сейсмостойкого строительства зданий и сооружений / А.М. Уздин, Т.А. Сандович, Аль-Насер-Мохомад Самих Амин // С.Петербург. Изд. ВНИИГ. – 1993. – С. 175.
 107. Уломов, В.И. Комплект новых карт общего сейсмического районирования территории Российской федерации / В.И. Уломов, Л.С. Шумилина // Сейсмостойкое строительство. № 4. – 1998. - С. 30 – 34.
 108. Хучбаров, З.Г. Сейсмоизоляция автодорожных мостов / З.Г. Хучбаров // Фрунзе. КиргизНии. – 1986. – С. 58.
 109. Цейтлин, А.И. Об учете внутреннего трения в нормативных документах по динамическому расчету сооружений / А.И. Цейтлин // Строительная механика и расчет сооружений. – 1981. N 4. - С. 33 – 38.
 110. Черепинский, Ю.Д. Активная сейсмозащита зданий и сооружений / Ю.Д. Черепинский, Т.Ж. Жунусов, И.Г. Горвиц // Алма-Ата. КазНИИНТИ. - 1985. – С. 32.
 111. Чуднецов, В.П. Здания с сейсмоизоляционным скользящим поясом и упругими ограничителями перемещений / В.П. Чуднецов, Л.Л. Солдатова // Экспресс-информация ВНИИИС. Сер. 14. Сейсмостойкое строительство. - 1979. - Вып. 5. - С. 1 – 3.
 112. Шестоперов, Г.С. Сейсмостойкость мостов / Г.С. Шестоперов // М. Транспорт. - 1984. – С. 143.
 113. Barr, J.M. The seismic safety of bridges: a view from the design office / J.M. Barr // Proc. of 12-th European Conference on Earthquake Engineering. Oxford, UK. – 2002. Paper Reference 840.

114. Bayrak, O. Seismic design of bridge piers: Ductility demand and supply / O. Bayrak // Proc. of 12-th European Conference on Earthquake Engineering. Paper Reference 10.
115. Bessason, B. The South Iceland earthquakes of June 2000 - recorded response of retrofitted base isolated steel arch bridge / B. Bessason, Ó. Thórarinnsson, E. Haflidason // Proc. of 12-th European Conference on Earthquake Engineering. Paper Reference 300.
116. Biot, M.A. Theory of elastic systems under transient loading with an application to earthquake proof buildings / M.A. Biot // Proceedings of the National Academy of Science, USA. – 1933. - Vol. 19. - pp 262 – 268.
117. Chang, S.Y. Pseudodynamic responses of bridge columns subjected to earthquake ground motions / S.Y. Chang // Proc. of 12-th European Conference on Earthquake Engineering. Paper Reference 36.
118. Chaudhary, M.T.A. Identification of stiffness degradation in R/C piers of base-isolated bridges and its implications for SSI / M.T.A. Chaudhary // Proc. of 12-th European Conference on Earthquake Engineering. Paper Reference 681.
119. David, Collings. The influence of seismic design on the Bhairab bridge – Bangladesh / David Collings // Proc. of 12-th European Conference on Earthquake Engineering. Paper Reference 635.
120. Di Sarno, Luigi. Italy Base isolation system for railway bridges: beneficial or detrimental / Luigi Di Sarno, Balduino Del Principe // PROCEEDINGS OF WORKSHOP “Bridges seismic isolation and large-scale modeling” Saint-Petersburg 29.06 - 03.07.2010. - pp. 16 - 27
121. Dowric, D.J. Earthquake resistant / D.J. Dowric // Design for Engineers and architects. New York, John Wiley & Sons. – 1977.
122. Fardis, M.N. Code developments in earthquake engineering / M.N. Fardis // Published by Elsevier Science Ltd. 12th European Conference on Earthquake Engineering. Paper Reference 845. – 2002.
123. Flesch, Rainer G. European Projekt ENV4-574: Advanced methods for assessing the seismic vulnerability of existing motorway bridges / Rainer G.

- Flesch, Pasquale Palumbo, Raimundo Delgado, Artur Pinto, Fabio Romanelli, Alex Barbat, Frederic Legeron // Proc. of 12-th European Conference on Earthquake Engineering. Paper Reference 476.
124. Gomez, R. Seismic evaluation of a truss bridge with energy isolation devices / R. Gomez, D. Munoz, J.A. Escobar, M. Garcia, A. Calderon // 12th European Conference on Earthquake Engineering, Elsevier Science Ltd, Oxford, UK 10 - 2002.
 125. Hirokazu, Iemura. Seismic isolation of railway structures in Japan and strong earthquake response simulator test / Iemura Hirokazu, Iwata Shuji, Murata Kiyomitsu, Inaguma Hiroshi // Proc. of 12-th European Conference on Earthquake Engineering. Paper Reference 563.
 126. Huber, Peter. Realized projects of Isolation Systems for Railway Bridges in Spain, Hungary and Greece / Peter Huber // PROCEEDINGS OF WORKSHOP “Bridges seismic isolation and large-scale modeling” Saint-Petersburg 29.06 - 03.07.2010. - pp. 37 – 50.
 127. Igusa, T. Dynamic response of multiply supported secondary systems / T. Igusa, A. Der Kiureghian // Journal of Engineering Mechanics. (ASCE). - 1985. - 111(1). - p. 20 – 41.
 128. Infanti, Samuele. The Behavior of Rion – Antirion Bridge Seismic Protection System During the Earthquake of “Achaia-Ilia” on June 8, 2008 / Samuele Infanti, Papanikolas Panayotis // PROCEEDINGS OF WORKSHOP “Bridges seismic isolation and large-scale modeling” Saint-Petersburg 29.06 - 03.07.2010. - pp. 7 – 15.
 129. Jerónimo, E. Seismic displacement analysis of bridges with viscous dampers / E. Jerónimo, L. Guerreiro // Proc. of 12-th European Conference on Earthquake Engineering. Paper Reference 373.
 130. Jonson, G.R. Short duration Analytic Earthquake / G.R. Jonson, H.R. Epstein // Proc. of the ASCE. – 1976. v. 102. N ST5. - pp. 993 – 1001.
 131. Kelly, J.M. Earthquake resistant design with rubber / J.M. Kelly // Springer. 1997. – p. 243.

132. Kiureghian, A. Response spectrum method for random vibration analysis of MDF systems / A. Kiureghian // Earthquake Engineering and Structural Dynamics.-1981. - vol.9. – N 5. - p. 419 - 435.
133. Kostarev, V.V. Providing the earthquake stability and increasing the reliability and resources of pipelines using viscous dampers / V.V. Kostarev, L.Yu. Pavlov, A.Yu. Schukin, A.M. Berkovsky // PROCEEDINGS OF WORKSHOP “Bridges seismic isolation and large-scale modeling” Saint-Petersburg 29.06-03.07.2010. - pp. 59 – 69.
134. Kuznetsova, I.O. Estimating combination coefficients for performance based designing (PBD) / I.O. Kuznetsova, O.A. Sakharov, A.M. Uzdin // First European Conference on Earthquake Engineering and Seismology Geneva, Switzerland, 3-8 September 2006. - Paper Number:190.
135. Kuznetsova, I.O. Seismic protection of railway bridges in Sochi / I.O. Kuznetsova, A.M. Uzdin, T.V. Zhgutova, S.A. Shulman // PROCEEDINGS OF WORKSHOP “Bridges seismic isolation and large-scale modeling” Saint-Petersburg 29.06-03.07.2010. - pp. 28 – 38.
136. Mackie, K. Optimal probabilistic seismic demand models for typical highway overpass bridges / K. Mackie, B. Stojadinovic // Proc. of 12-th European Conference on Earthquake Engineering. Paper Reference 467.
137. Micov, V.S. Dynamic response and performance evaluation of multi-span highway bridges with displacement control / V.S. Micov, J.T. Petrovski // Proc. of 12-th European Conference on Earthquake Engineering. Paper Reference 197.
138. Nelson, Vila Pouca. Numerical simulation of the seismic behaviour of Talübergang warth bridge / Vila Pouca Nelson, Faria Rui, Delgado Raimundo // Proc. of 12-th European Conference on Earthquake Engineering. Paper Reference 593.
139. Omori, F. Seismic Experiments on the Fracturing and Overturning of Columns / F. Omori // Publ. Earthquake Invest. Comm. in foreign Languages, № 4. Tokyo. – 1900.

140. Parducci, A. Application of seismic isolation and passive energy dissipation to Italian bridges / A. Parducci // Isolation, energy dissipation and control of vibrations of structures. Proceedings of the International Post-SMiRT Conference Seminar Capri (Napoli). Italy, august 23 to 25, 1993. - p. 57 - 69.
141. Park, R. and Paulay, T., Reinforced Concrete Structures, New York, John Wiley & Sons, - 1975.
142. Petronijević, M. Multiple-support seismic analysis of bridges including soil-structure interaction / M. Petronijević, M. Nefovska, S. Brčić // Proc. of 12-th European Conference on Earthquake Engineering. Paper Reference 180.
143. Rasulo, A. Shear behaviour of as built RC hollow bridge piers / A. Rasulo, D. Bolognini, A. Pavese, G.M. Calvi // Proc. of 12-th European Conference on Earthquake Engineering. Paper Reference 798.
144. Ruangrassamee, A. Semi-active control of bridges with use of magnetorheological damper / A. Ruangrassamee, K. Kawashima // Proc. of 12-th European Conference on Earthquake Engineering. Paper Reference 171.
145. Sapountzakis, E.J. A displacement method approach to define the behavior factor in bridge seismic analysis / E.J. Sapountzakis, D.N. Exarchopoulos // Proc. of 12-th European Conference on Earthquake Engineering. Paper Reference 779.
146. Seiler, C. Serviceability check of bridges in seismic regions / C. Seiler, O. Fischer, M. Hengst // Proc. of 12-th European Conference on Earthquake Engineering. Paper Reference 759.
147. Sextos, A. Effect of analysis complexity on the calculated ductility demand of R/C bridge piers / A. Sextos, A. Kappos, K. Pitilakis // Proc. of 12-th European Conference on Earthquake Engineering. Paper Reference 653.
148. Skinner, R.I. An introduction to seismic isolation / R.I. Skinner, W.H. Robinon, G.H. McVerry // New Zealand. John Wiley & Sons. - 1993. – p. 353.
149. Uzdin, A.M. The model of seismic impact as a short temporary process for calculation of seismoisolated systems / A.M. Uzdin, A.A. Dolgaya, O.A. Sakharov // Proceedings of the 12th World conference on Earthquake Engineering. – 2000. № 1358.

150. Wolf, J.P. Finite-element modeling of unbounded media / J.P. Wolf, C. Song // Chichester, England, JohnWiley & Sons. - p. 332.
151. Yalin, Arici. System identification of instrumented bridge systems / Arici Yalin, M. Mosalam Khalid // Proc. of 12-th European Conference on Earthquake Engineering. Paper Reference 541.
152. Zaslavsky, Y. "Earthquake site response study for designed bridges in Israel" / Y. Zaslavsky, A. Shapira, and M. Kenigsberg // The proceedings of the 12-th European conference on earthquake engineering (12-th ECEE), 9 - 13 September 2002. Barbican Centre, London, UK; Paper reference 059.