



КЫРГЫЗСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ УНИВЕРСИТЕТ
СТРОИТЕЛЬСТВА, ТРАНСПОРТА И АРХИТЕКТУРЫ
им. Н.ИСАНОВА

На правах рукописи

УДК: 625.712.32

Аубакирова Динара Кыдыркуловна

**Новая конструкция полурадialьной подпорной стенки в условиях
воздействия высоких сейсмических нагрузок**

05.23.11 – проектирование и строительство дорог, метрополитенов, аэро-
дромов, мостов и транспортных тоннелей

**Диссертация на соискание ученой степени
кандидата технических наук**

Научный руководитель:

доктор технических наук, профессор Болотбек Темир

Бишкек – 2018



ОГЛАВЛЕНИЕ

ВВЕДЕНИЕ	5
ГЛАВА 1. АНАЛИЗ СУЩЕСТВУЮЩИХ КОНСТРУКЦИЙ ПОДПОРНЫХ СТЕН, ПРИМЕНЯЕМЫХ В РАЙОНАХ, ПОДВЕРЖЕННЫХ ЗЕМЛЕТРЯСЕНИЯМ.....	11
1.1. Конструкции подпорных стен, сооружаемых в сейсмически активных районах.....	11
1.2. Анализ разрушений подпорных стен при сейсмических воздействиях	15
1.3. Учет сейсмических воздействий на сооружения.....	20
1.4. Заключение по главе 1	22
ГЛАВА 2. МЕТОДИКА ИССЛЕДОВАНИЯ СЕЙСМОСТОЙКОСТИ ПОДПОРНЫХ СТЕН И ПРЕДЛАГАЕМАЯ КОНСТРУКЦИЯ ПОЛУРАДИАЛЬНОЙ ПОДПОРНОЙ СТЕНКИ.....	24
2.1. Особенности распределения давления грунта на подпорные сооружения в сейсмически активных регионах	24
2.2. Прямой интегрированный метод динамического расчета конструкции	28
2.3. Метод разложения по собственным формам колебаний (спектральный метод).....	31
2.4. Методы арифметического суммирования модальных откликов	37
2.5. Методы сочетания суммарных откликов	39
2.6. Метод сейсмического коэффициента.....	41
2.7. Сравнительный анализ существующих методик расчета сейсмостойкости и постановка проблемы определения сейсмостойкости подпорных сооружений	42
2.8. Обоснование предлагаемой конструкции.	42
2.9. Выбор конструкции типа демпфирующего устройства для снижения наведенной сейсмичности.....	46
2.10. Определение активного давления грунта на полурадialную подпорную стенку	55



2.11. Общие требования, предъявляемые к расчету подпорных сооружений с системами сейсмоизоляции.....	58
2.12. Основные положения динамического расчета полурadiaльной подпорной стенки с динамическими гасителями колебаний.....	59
2.13. Заключение по главе 2	64
ГЛАВА 3. МОДЕЛИРОВАНИЕ ПРЕДЛАГАЕМОЙ КОНСТРУКЦИИ ПОДПОРНОЙ СТЕНКИ И ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ	
3.1. Требования, предъявляемые к физической модели.....	66
3.2. Моделирование сейсмических воздействий	68
3.3. Моделирование сейсмических воздействий на полурadiaльную подпорную стенку.	69
3.4. Методика моделирования внешних воздействий сейсмических усилий на подпорные стены гравитационного типа	70
3.5. Существующая методика расчета свободных колебаний системы «подпорная стенка –склон- фундамент с инерционными демпферами».....	71
3.6. Подбор модельного материала	72
3.7. Изготовление модели	73
3.8. Исходная сейсмическая информация.....	76
3.10. Заключение по главе 3	95
ГЛАВА 4. РЕКОМЕНДАЦИИ ПО ПРАКТИКЕ ПРИМЕНЕНИЯ И ОЖИДАЕМЫЙ ЭКОНОМИЧЕСКИЙ ЭФФЕКТ ОТ ПРЕДЛОЖЕННОЙ КОНСТРУКЦИИ ПОДПОРНОЙ СТЕНКИ	
4.1. Рекомендации по проектированию подпорных стен с инерционными демпферами	96
4.2. Расчет годового экономического эффекта от применения полурadiaльной подпорной стенки с инерционными демпферами	109
4.3. Заключение по главе 4	110
ВЫВОДЫ.....	111
СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ	113



ПРИЛОЖЕНИЕ 1	127
ПРИЛОЖЕНИЕ 2	127
ПРИЛОЖЕНИЕ 3	128
ПРИЛОЖЕНИЕ 4	130
ПРИЛОЖЕНИЕ 5	132



ВВЕДЕНИЕ

Удаленность Кыргызской Республики от международных водных транспортных артерий способствует активному развитию наземных транспортных систем. На сегодняшний день автомобильные дороги в большинстве регионов Кыргызстана являются единственными транспортными путями, соединяющими районы, разделенные горными хребтами. В этой связи стратегические приоритеты развития транспортной инфраструктуры страны – повышение провозной способности, повышение скоростей движения и разработка конструктивных мероприятий, направленных на качественное обеспечение безопасности движения. Однако проектирование, строительство и последующая эксплуатация дорог в горных районах, к которым относится республика, требует решения ряда сложных вопросов, так как активная тектоника в сочетании с высокой сейсмичностью и резко континентальным климатом региона постоянно изменяет параметры напряженного состояния склонов и приводит к активизации и интенсивному развитию неблагоприятных экзогенных геологических процессов – оползней, обвалов, камнепадов. Это может нарушить движение по **дороге** или создать угрозу для безопасности транспортных средств.

Для удержания неустойчивых массивов грунта от обрушения, вокруг сооружаемого объекта и вдоль дорог сооружают подпорные стены [1]. В транспортном строительстве стены устанавливаются на крутых склонах, откосах, в основном для защиты автомобильных и железных дорог и обеспечения безопасности движения.

Так как вся территория Кыргызстана относится к сейсмически активным районам помимо условия надежности подпорных сооружений встает вопрос об их сейсмической устойчивости. Вопросами сейсмической устойчивости подпорных стен, сооружаемых для обеспечения надежной работы дорог начали заниматься в начале XX века. Наиболее значимые результаты были достигнуты советскими и зарубежными учеными А.Б.Гроссманом, Б.Ильясовым, Г.Н.Карцивадзе, Ю.Г.Козьминым, А.Д. Коноваловым, А.Б. Рухадзе,



Ш.Г. Напетваридзе, А.А.Никитиным, Ю.М.Сильницким, А.М.Уздиным, Окамото, Э.Розенблютом, Дж.Хаузнером, А.А.Асановым и др.

В 80-х г.г. прошлого столетия большое внимание стали уделять подпорным стенам, имеющим минимальную материалоемкость – пространственным конструкциям в виде оболочек и мембран. Исследованиями в этой области занимались ученые А.Н.Тетиор, А.Я. Будин, Г.Н. Усов, З.В.Цагарели.

Одной из приоритетных задач, решаемых исследователями для целей обеспечения устойчивости подпорных стенок становится поиск мероприятий по снижению значения бокового давления грунта, определяющего работу подобных сооружений. Этому вопросу посвящены работы ученых: Dr. Ray Chaudhari (1974), Steedman and Zeng (1990), Tafrehi and Nouri (2008), Choudhary et al (2006)

В Кыргызстане современный подход к проектированию сейсмически стабильных подпорных стен сформирован исследованиями ученых А.Х.Абдужабаровым, М.Ч.Апсеметовым, Т.Болотбеком, В.С. Семеновым и др.

Актуальным вопросом транспортной инфраструктуры как железных, так и автомобильных дорог посвящены работы таких ученых как Байнатов, Р.А. Жумабаев, Е.И.Исаханов, Кайнарбеков, У.Т. Шекербек, К.Т.Саткыналиев, Н.Ж. Мааданбеков, Э.М.Каримов и др.

Однако, исследования в этой области в основном направлены на разработку конструкций, в которых повышение устойчивости подпорных стен достигается снижением опрокидывающего момента, в частности повышением коэффициента устойчивости за счет дополнительных конструктивных мероприятий. При этом теоретические и экспериментальные работы по этой проблеме ограничиваются рассмотрением жестких или массивных подпорных стен, как конструкций наиболее распространенных в сейсмически активных регионах.

На сегодняшний день строительство подпорных стенок для сейсмически активных районов, ставит перед исследователями новые задачи, одной из которых является вопрос исследования применения активных методов сейсмозащиты, как наиболее прогрессивного направления в сейсмостойком строительстве.



Однако решение этой задачи осложняется из-за наличия специфических особенностей работы таких сооружений. В практике строительства подпорных сооружений, учет сейсмических воздействий предусматривал увеличение поперечного сечения сооружений и ограничения их высоты, так как увеличение высоты подпорных сооружений неизменно приводило к увеличению подошвенной части. Анализ последствий землетрясений происшедших за последнее время показывает, что разрушения сооружений, даже запроектированных с учетом сейсмического фактора, имели место. Так, только в Советском Союзе в результате таких землетрясений, как Ашхабадское 1948 г., Петропавловско-Камчатское 1959 г., Дагестанские 1970, 1975 гг., Камчатское 1971 г., Исфара-Баткенское 1977 г. и др. были повреждены различные сооружения, в т.ч. подпорные стены различного назначения [28, 42, 45, 50, 51, 53, 62, 64, 65, 78].

В последнее время в практике сейсмостойкого строительства все большее распространение приобретают специальные методы сейсмозащиты – сейсмозащита и сейсмоизоляция. Расчет подпорных стен с такими сейсмозащитными устройствами не отражен в действующих СНиП.

В данной работе предлагается новая конструкция подпорной стенки, спроектированная с учетом интенсивных сейсмических воздействий. Сейсмическую надежность предлагаемой конструкции подпорной стенки предлагается повысить специальными мероприятиями, основанные на методах активной сейсмозащиты.

Под конструктивными мероприятиями с применением активных методов сейсмической защиты в данной работе подразумевается снижение сейсмической нагрузки за счет демпфирующих элементов, вводимых в конструкцию. В связи с изложенным разработка конструкций подпорных стен с использованием активных методов сейсмической защиты является **актуальной задачей**.

Целью диссертационной работы является создание новой сейсмостойкой конструкции подпорной стены, обеспечивающей, устойчивость и сохранность транспортных сооружений (автомобильных и железных дорог).



Для достижения поставленной цели решались следующие задачи и

дования:

- анализ отечественного и зарубежного опыта в области проектирования и строительства подпорных стен;
- разработка конструкции подпорной стенки с применением активных методов сейсмозащиты, позволяющей уменьшить действие сейсмических сил на конструкцию подпорной стенки и исключить увеличение сечения конструкции;
- разработка и экспериментальные исследования модели конструкции из эквивалентных материалов и исследование ее на сейсмическое воздействие;
- построение расчетной математической модели разработанной подпорной стенки и методики ее расчета;
- научное обоснование применения разработанной конструкции подпорной стенки в условиях работы с повышенной сейсмической активностью региона.

Научная новизна полученных результатов:

- разработана новая конструкция полурadiaльной подпорной стенки в условиях высоких сейсмических воздействий;
- на основе анализа влияния сейсмических сил на развитие склоновых процессов обоснована целесообразность применения в фундаменте коробчатых подпорных стен инерционных демпферов каткового типа, масса которых составляет до 5% от веса блока фундамента подпорной стены как элемента, существенно снижающего динамические воздействия землетрясений;
- разработана методика расчета сейсмостойкости коробчатых подпорных стен с демпфирующей фундаментной частью, позволяющая учесть динамическое воздействие от движущегося большегрузного транспорта (осевая нагрузка свыше 6 т) на оползнеопасные склоны;
- установлено, что коэффициент запаса устойчивости подпорных сооружений с инерционным демпфированием при сдвиге по подошве, равный 1,25 не должен быть меньше чем 1,18.

Практическая значимость полученных результатов:



- разработана методика расчета конструкции полурadiaльной подпорной стенки в условиях высоких сейсмических воздействий;
- разработана новая конструкция фундаментной части подпорной стенки с использованием динамических гасителей колебаний, снижающая динамическое воздействие подвижной нагрузки в среднем до 20 %;
- разработанная конструкция принята ГП «НК Кыргыз темир жолу» для внедрения при проектировании и строительстве подпорных стен на планируемой железной дороге Китай – Кыргызстан – Узбекистан.

Основные положения диссертации, выносимые на защиту:

- новое техническое решение по использованию динамических гасителей колебаний в фундаменте подпорных стен;
- новое техническое решение по использованию грунта обратной засыпки в теле полурadiaльной подпорной стенки;

Личный вклад соискателя:

- теоретические исследования работы подпорных стен при воздействии сейсмических нагрузок выполнены автором;
- экспериментальные исследования работы модели подпорной стенки выполнены автором;

Результаты диссертации доложены на:

- ежегодных научно–технических конференциях профессорско-преподавательского состава и студентов КГУСТА, 2012–2016 гг.;
- международных научно-технических конференциях КГУСТА им. Н.Исанова;
- на семинарах кафедр «Железные дороги», «Автомобильные дороги» КГУСТА.

Опубликованные результаты. Материалы диссертации опубликованы в 10 научных публикациях, из них 7 статей опубликовано в изданиях, рекомендованных ВАК КР, 1 патент КР, в том числе 2 статьи из списка РИНЦ за пределами КР, 5 статей из списка РИНЦ опубликованных в КР.



Структура и объем диссертации. Диссертационная работа состоит из введения, 4 глав, основных выводов и приложения.

Работа выполнена в Кыргызском государственном университете строительства, транспорта и архитектуры им. Н. Исанова.

Автор выражает благодарность д.т.н., профессору А.Х. Абдужабарову, к.т.н., и.о. профессора М.Ч Апсеметову, коллективу кафедр «Автомобильные и железные дороги, мосты и тоннели» за оказание помощи при выполнении настоящей работы.



ГЛАВА 1

АНАЛИЗ СУЩЕСТВУЮЩИХ КОНСТРУКЦИЙ ПОДПОРНЫХ СТЕН, ПРИМЕНЯЕМЫХ В РАЙОНАХ, ПОДВЕРЖЕННЫХ ЗЕМЛЕТРЯСЕ- НИЯМ

Подпорные стенки представляют собой инженерные сооружения, служащие для удержания откосов и склонов в случаях их потенциально возможного обрушения (оползания). При всем многообразии конструктивных решений в подпорных сооружениях можно выделить схожие характерные типы разрушений подпорных сооружений в результате сейсмических воздействий.

1.1. Конструкции подпорных стен, сооружаемых в сейсмически активных районах

В практике дорожного строительства решение о необходимости сооружения подпорных стен на том или ином участке дороги принимается при невозможности обхода опасного в геологическом отношении участка либо при недостаточной эффективности более бюджетных мероприятий (инъекцирование грунта, шпунтирование, буронабивные сваи и т.д.). Таким образом, материал, тип конструкции и схема работы подпорной стенки зависит в основном от сложности и размеров геологических процессов, обусловленного действием гравитационных сил.

Исторически конструктивные решения подпорных стенок формировались и развивались по мере возникновения новых строительных материалов и формирования механики грунтов как фундаментальной науки. В настоящее время, качестве признака классификации конструктивных решений подпорных стенок избирается один из следующих признаков: функциональное назначение, расположение относительно полотна дороги, тип используемого материала, род основания, степень экономической эффективности, вид внешней поверхности и т.д.

Если рассматривать конструкции подпорных стенок с точки зрения принципа обеспечения сейсмической устойчивости при прочих равных условиях можно воспользоваться классификацией З.В. Цагарели, который предлагает



разделять конструкции подпорных стен на эффективные, относительно эффективные и неэффективные [117].

К эффективным относятся такие конструкции, в которых одновременно достигается использование грунта засыпки для повышения общей устойчивости сооружения и уменьшения бокового давления грунта на стену. К таким типам конструкций можно отнести железобетонные конструкции **уголковых и контрфорсных стен**, а также стен с анкерами, выполненные из плоских железобетонных плит, в конструкциях которых грунт в пределах призмы обрушения вовлекается в работу, удерживая стену собственным весом.

Однако работа таких элементов, как фундаментные и лицевые плиты, контрфорсы на изгиб требует увеличенной толщины для конструкции необходимого плеча внутренней пары сил, а также повышенного расхода арматуры, так как характер разрушения изгибаемых (и внецентренно сжатых с большими эксцентриситетами) железобетонных конструкций зависит от количества растянутой арматуры. При этом сама рабочая арматура должна обладать достаточной пластичностью [63].

Ограничены также возможности конструкции стен большой высоты (более 10 м) вследствие существенного роста массы сборных элементов. Уголковые подпорные стены эффективны при высоте стен 4,8...8 м, причем они рекомендуются при основаниях, сложенных прочными грунтами. Это условие вызвано тем, что при слабых грунтах в основании требуется развитие подошвы фундаментной плиты, ведущее к росту расхода железобетона и объема разработки грунта. При более прочных грунтах возможен переход к бесфундаментной подпорной стене, заанкеренной в грунт с помощью коротких анкеров. Поэтому устройство уголковых подпорных стен рационально при сопротивлении грунтов основания $R=0,15$ Мпа.

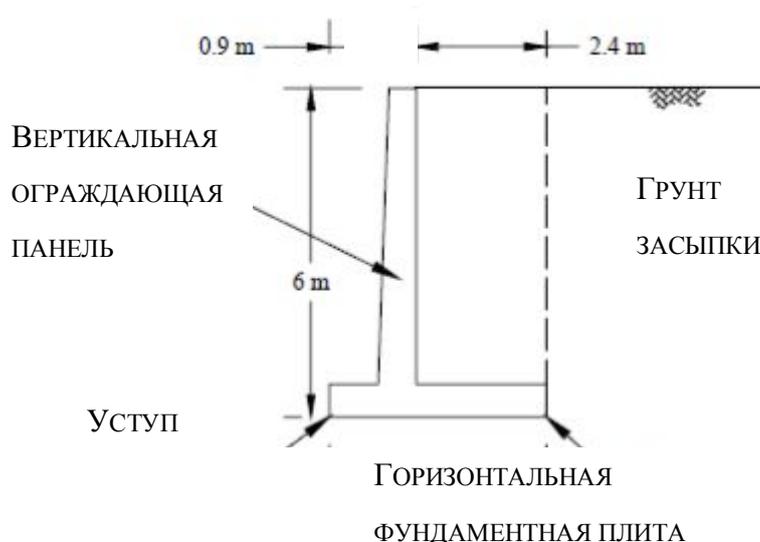


Рис.1.1. Параметры уголковых подпорных стен

В относительно эффективных конструкциях обеспечивается достижение только одной из указанных целей: либо обеспечение уменьшенного давления грунта на стену, либо использование засыпки для увеличения устойчивости сооружения (в целях экономии затрат на материал). Например, подпорные стены из грунта, который армируется синтетическими материалами или георешетки в сочетании с геотекстилем (рис.1.2).

В этом случае тело подпорной стены состоит из утрамбованного грунта, а геотекстиль является каркасом для его удержания. Для возведения каждого слоя, необходимо устанавливать опалубки, которые обеспечат жёсткий каркас при уплотнении грунта.

Полотно геотекстиля, которое служит наружной облицовкой подпорной стенки, быстро разрушается от воздействия ультрафиолетовых лучей. Поэтому для защиты от воздействий окружающей среды геотекстиль защищают гидроизоляционным материалом, облицовывают древесиной или засыпают грунтом с последующим озеленением.

При этом геотекстильная подпорная стенка хорошо пропускает влагу, обладает высокой прочностью к физическим, химическим и механическим воз-

действиям. Транспортируется в сложенном состоянии, занимая при этом сравнительно небольшой объем.



Рис.1.2. Фрагмент подпорной стенки, выполненной из георешетки.

Неэффективные подпорные стены, согласно предложенной классификации – это конструкции, общая устойчивость которых обеспечивается только собственным весом кладки, мероприятий по снижению давления грунта не предусматривается. Ярким примером таких типов подпорных стен являются гравитационные. Они характеризуются большим собственным весом, низкой прочностью и свойством хрупкого разрушения. На рис.1.3 изображена гравитационная подпорная стена трапецеидального профиля с наклоненной задней гранью.

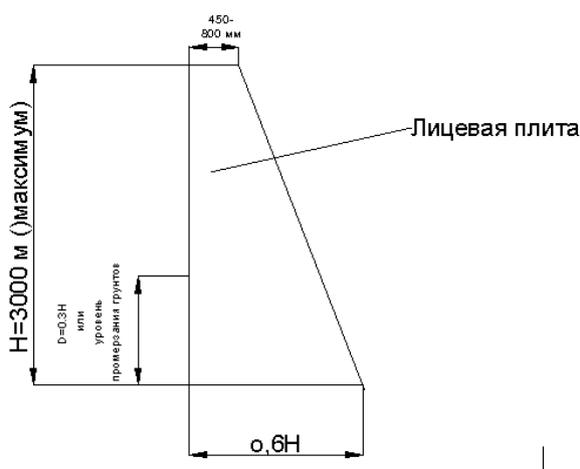


Рис.1.3. Параметры гравитационных подпорных стен



Хотя конструкции гравитационных стен сооружались для восприимчивости грунта засыпки как негативного фактора, известны конструкции массивных подпорных стен, в которых для повышения устойчивости используют грунт засыпки. Для этого заднюю грань подобных стен имеет ломанное, уступчатое или криволинейное очертание [121, 137, 138]. Сооружают их из природного камня, бетона или бутобетона, что нежелательно для сейсмичных регионов.

Кроме перечисленных условий для горно-складчатого строения рельефа Кыргызстана, на территории которого происходили сильнейшие землетрясения учитывается и сейсмическая составляющая развития подвижности склонов [48] как фактора, определяющего тип подпорных стен.

1.2. Анализ разрушений подпорных стен при сейсмических воздействиях

Кыргызская Республика – регион, на территории которого происходили разрушительные землетрясения. Связано это с тектоническим строением территории, в связи с чем можно сделать вывод, что сейсмическая активность региона будет проявляться и в будущем.

Для выяснения степени сейсмической опасности изучаемого района большой интерес представляют макросейсмические сведения о периодичности разрушительных землетрясений в исследуемом регионе.

В результате Кеминского землетрясения ($M=8,2$), которое произошло 3 января 1911г. был разрушен город Алматы в Казахстане и его окрестность в радиусе 200 километров в Чон-Кеминской и Чиликской долинах, а также по берегам озера Иссык-Куль. На территории северного Тянь-Шаня (Казахстан, Кыргызстан) возникли многочисленные поверхностные разрывы, при этом активизировались уже существующие разрывные нарушения Кемино-Чиликской и Аксуйской сбросовых зон, имеющие разные характеристики протирания, падения и движения. Сотрясения земной поверхности, сопровождающиеся тектоническими нарушениями, разрывами и крупными оползнями регистрировались более чем за 1000 километров на территории Казахстана и России..



Последний период высокой сейсмической активности, которые сотряс район Кунгейского хребта и Заилийского Алатау пришёлся на период 1885-1938 [17]. В этот период произошло несколько разрушительных землетрясений: Беловодское (1885г.), Верненское (1887г.) и Кеминское землетрясение (1889г.), которое было одним из сильнейших в серии сейсмических катастроф того времени. С тех пор таких разрушительных землетрясений больше не происходило, но по прогнозам экспертов, вероятность повторения ещё одной серии подобных событий в течение следующих 10-15 лет весьма высока [128].

В феврале 2003 г., в землетрясении с магнитудой 6,8, эпицентр которого находился на северо-западе Китая недалеко от Кыргызской границы, погибло 268 человек, было разрушено около 20000 домов и других сооружений, в том числе транспортных. 5 октября 2008г., на юго-востоке Кыргызстана произошло землетрясение с магнитудой 6,6. Эпицентр землетрясения был локализован в 220 километрах от города Ош, недалеко от границы с Таджикистаном и Китайской Народной Республикой. На следующий день, 6 октября 2008 г., было зарегистрировано землетрясение с магнитудой 5,9 в центральной части Афганистана в 70 км к югу от столицы государства – города Кабул. Существует высокая вероятность возникновения в этом районе землетрясений с магнитудой от 8 до 9.

Здесь необходимо отметить, что в Кыргызстане, около 40 % населения проживает на одной пятой территории страны, где существует вероятность возникновения землетрясения с магнитудой 9; а ещё 75% территории страны подвержено риску землетрясений с магнитудой 8.

На современном этапе наука, за редким исключением, не может давать краткосрочный прогноз землетрясений естественного характера, тем более техногенного. Видимо, в таких условиях наиболее целесообразным является строительство объектов, гарантированно устойчивых при максимальном воздействии прогнозируемого землетрясения. Решение этой проблемы автор видит в изменении динамических характеристик защищаемых объектов, путем использования активных методов сейсмической защиты подпорных сооружений и в



выборе наиболее эффективных с позиции учета сейсмичности конструктивных решений.

В тектонических сейсмоактивных горно-складчатых областях, к которым относится и Кыргызстан, строительство дорог осложнено тем, что проложение дорог ведется преимущественно по горным участкам, подверженным различным гравитационным явлениям внешней геодинамики, что влечет за собой строительство многочисленных искусственных сооружений, обеспечивающих надежность и стабильность работы дорог. Одним из таких сооружений являются подпорные стенки, которые должны обеспечивать устойчивость склонов не только в обычных условиях, но и надежно удерживать грунтовый массив при землетрясениях.

Следует отметить, что обрушения подпорных стен происходят не только в результате сейсмических воздействий, но и в результате недоучета активного давления грунта во время проектирования, что ведет к весьма плачевным последствиям

В результате землетрясения 1989 года (магнитуда 7,1 балла по шкале Рихтера), произошедшее в окрестностях г.Сан-Франциско (США) получили серьезные повреждения мосты и конструкции. В 1994 году в 32 км к северо-западу от Лос-Анжелеса произошло землетрясение магнитудой 6,7 баллов по шкале Рихтера в результате которого были разрушены многие конструкции и сооружения. Мосты получили серьезные разрушения в основном в результате разрушения подпорных стен, примыкающих к насыпям (рис.1.5-1.10).

В результате землетрясения 2004 года в префектуре Ниигата (Япония) были разрушены здания, дороги и транспортные сооружения. Обследования, проведенные после землетрясения, установили, что обрушения укрепленных склонов (некоторые обрушения произошли уже после землетрясения) произошли из-за смещения гравитационных подпорных стен во время землетрясения. Обрушения склонов и активизация склоновых процессов возникающая во время землетрясения продолжается и после. При этом дорожные сооружения, уцелевшие после землетрясений, получают повреждения, которые значительно

снижают надежность дороги. При этом во время землетрясения в теле склона из-за возникновения напряженных состояний возникают разломы и трещины, способствующие будущему смещению склоновых масс. Способствовать смещению склоновых масс будет вибрация, передаваемая от постоянно движущихся транспортных средств в тех зонах, где дороги пролегают в непосредственной близости от склонов.

К значительным разрушениям зданий и геотехнических конструкций привело и произошедшее в 1995 году большое Ханшинское землетрясение на острове Коба (Япония).

Проведенные профессором Ф.Татсуока в 1996 году исследования различных типов конструкций после землетрясения показали, что железобетонные подпорные стены были серьезно деформированы или опрокинуты, в результате потери несущей способности подстилающего грунта из-за возрастания горизонтального давления грунта, появляющегося при сейсмическом воздействии дополнительного горизонтального ускорения (рис. 1.3.)

а)



г)



б)



д)



в)



е)



Рис. 1.4. Результаты последствий землетрясений на подпорные сооружения: а) - смещение подпорной стены, произошедшее в результате землетрясения 2004 г. в местности Ниигата (Япония); б) - обрушение секции стены на Riverside Drive and Henry Hudson Parks 12 мая 2005 г. (Сидней, Австралия); в) - железобетонная подпорная стена после Ханшинского землетрясения 1995 г; г) - обрушение подпорной стены в результате смещения увлажнившейся массы сильно подрезанного склона; д) - железобетонная подпорная стена после Ханшинского землетрясения 1995 г; е) - массивная подпорная стена после Ханшинского землетрясения 1995 г.

Анализируя характер разрушений подпорных стен различного типа можно сделать вывод о том, что в настоящее время принципы проектирования подпорных стен исходят из снижения материалоемкости в основном за счет вовлечения грунта засыпки в работу подпорной стены, т.е. для повышения ее устойчивости. При этом традиционный расчет конструкции подпорной стены на прочность ведется по предельным состояниям, где в качестве сдвигающего фактора выступает вес потенциально неустойчивого блока склона, который необходимо «удержать». Данная задача трудно поддается определению, так как определить какая часть склона придет в движение, либо обрушится в будущем – многофакторная.

Очень слабо изученным остается вопрос воздействия вибрации транспортного потока на близлежащие горные склоны. Частота вибрации от транспортных нагрузок составляет 10 - 40 Гц[52], что примерно соответствует земле-



трясению в 4-5 баллов. Очевидно, что это приводит к постепенному образованию трещин и растрескиваний склоновых толщ. В связи с этим предлагается подпорную стенку представить не как сооружение, удерживающее склон, а сооружение частично или полностью препятствующее проникновению вибраций в тело склона (в том числе и от проходящего транспорта).

1.3. Учет сейсмических воздействий на сооружения

Несмотря на достаточную изученность данного вопроса в научных работах, сейсмостойкость сооружений подпорного типа не теряет своей актуальности, т.к. с течением времени к вопросу безопасности дорог предъявляются все более высокие требования, поэтому в условиях Кыргызстана, территории с высокой сейсмической активностью любое сооружение вдоль дороги—это потенциально опасное сооружение в плане безопасности движения. Подпорные стены в этом отношении являются одними из наиболее уязвимых сооружений на дорогах в сейсмических районах.

Сейсмостойкость подпорных стен, предназначенных для строительства в сейсмических районах, традиционно обеспечивается путем повышения несущей способности конструкций. С другой стороны, в результате исследований подпорных стен, жестко соединенных с основанием, установлено, что нагрузки от сейсмического давления грунта составляют внушительную долю от статических, а эпюра интенсивности давления имеет «волнообразное» очертание [112].

Сейсмический расчет любой конструкции носит весьма приближенный характер из-за невозможности точного задания возмущающего воздействия, поскольку сейсмическое движение грунта— это случайный процесс, зависящий от многих трудноучитываемых факторов [48]. Поэтому в сейсмических расчетах используются вероятностные методы задания нагрузок. Особенно большие затруднения возникают при расчете облегченных железобетонных подпорных стен (уголковых, мембранных, контрфорсных), для которых нет никаких реко-



мендаций по определению динамических нагрузок от грунта. Единственной существенной рекомендацией можно считать условие, согласно которому сейсмические нагрузки считаются приложенными в вертикальной или наклонной плоскостях, проходящих по тыловой грани горизонтальной плиты.

Соответственно величина ответной реакции системы при таком задании нагрузки также будут носить весьма неточный характер. В нормативной литературе [109] для любой конструкции подпорных стен, независимо от вида грунта основания и характера работы стены, при определении сейсмического давления засыпки предлагается одна и та же зависимость, полученная на основе статической теории сейсмостойкости, при рассмотрении предельного состояния по Кулону.

Из конструктивных приемов, применяемых для увеличения сейсмической устойчивости подпорных стен на сдвиг в основании сооружения, могут быть названы: повышение шероховатости основания, устройство зуба в подошве стены, устройство обратного наклона подошвы стен, применение свайного основания, замена грунта в основании стены. Для уменьшения давления грунта на стену может применяться устройство засыпки из грунтов с большим углом внутреннего трения, каменная отсыпка, а также закладка в призму сползания легких пустотелых элементов. Перечисленные мероприятия являются универсальными в том смысле, что они могут быть применены к любой конструкции подпорных стен. Достижение указанных целей также может осуществляться за счет формы ограждающей конструкции подпорной стены.

Распространенным конструктивным решением, большая заслуга в разработке которого принадлежит З.В. Цагарели, является применение разгрузочной площадки. Площадки могут быть плоскими или сводчатыми. Они позволяют включить вес грунта над площадкой в работу на устойчивость и уменьшить давление грунта на основание стены (рис. 1.5).

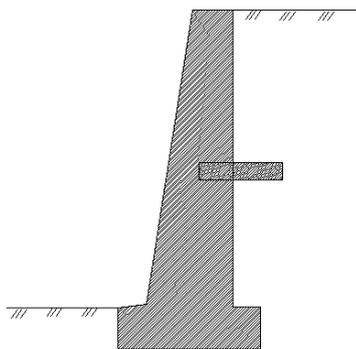


Рис.1.5. Подпорная стена с разгрузочной площадкой

Появились предложения по использованию новых конструкций при строительстве подпорных стен, основным несущим элементом которых являются гибкие оболочки из стеклопластика.

Весьма перспективным направлением является применение гибких оболочек в качестве разгружающих устройств от бокового давления грунта или другого сыпучего материала на сооружения при строительстве временных быстровозводимых сооружений.

Материалы несущих конструкций сейсмостойких сооружений должны обладать высокой прочностью, малым весом, способностью пластического разрушения.

1.4. Заключение по главе 1

1. В настоящее время существующие подпорные стенки имеют большую массу, что в условиях их расположения в регионах с высокой сейсмической активностью имеют трудности как при строительстве, так и при эксплуатации.

2. При анализе существующих конструкций подпорных стенок и новых разработок других авторов сделали вывод о том, что конструкции подпорных стенок в настоящее время достаточно жесткие (период собственных колебаний $T_0 < 0,3$ сек), что заметно снижает их сейсмическую устойчивость. В этой связи, мы предлагаем проводить научные исследования в части разработки податливых и легких конструкций подпорных стенок с применением активных методов



сейсмозащиты, например, с применением методов инерционного демпфирования сейсмических сил.



ГЛАВА 2

МЕТОДИКА ИССЛЕДОВАНИЯ СЕЙСМОСТОЙКОСТИ ПОДПОРНЫХ СТЕН И ПРЕДЛАГАЕМАЯ КОНСТРУКЦИЯ ПОЛУРАДИАЛЬНОЙ ПОДПОРНОЙ СТЕНКИ

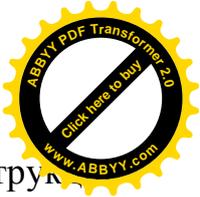
Данная глава посвящена анализу существующих методик расчета подпорных стен и обоснованию применения методик к новой конструкции.

2.1. Особенности распределения давления грунта на подпорные сооружения в сейсмически активных регионах

Классическое определение термина «дорога» в самом общем смысле может быть сформулирован как «линейный комплекс инженерных сооружений, предназначенный для непрерывного, безопасного и удобного движения подвижного состава». Ключевым словом в данном определении в контексте настоящей работы будет – «безопасный», т.к. подпорные сооружения предназначены для противодействия обрушению склоновых масс.

Поэтому классическая методика расчета устойчивости подпорных стен сводится к определению групп предельных состояний, а именно:

- упругие и пластические перемещения стены как твердого упругого тела, деформации основания которого, связаны с деформацией самого тела стены, при этом на определенных нагрузках скорость перемещений резко возрастает и наступает сдвиг (скольжение) стены по основанию или ее опрокидывание;
- вторая группа предельных состояний связана с потерей устойчивости стены при развитии деформаций в основании, с выпиранием грунта из – под подошвы фундамента подпорной стены, а также большие по условиям эксплуатации осадки и крены;
- к третьей группе можно отнести нарушения прочности и/или сплошности материала самой стены, что связано с превышением величин напряжений или усилий в материале предельных проектных значений.



Расчеты на проверку устойчивости и прочность материала конструкции производятся по наиболее невыгодному сочетанию действия расчетных нагрузок, а расчеты на деформацию – по нормативным нагрузкам [1,13,55].

В случаях, когда математический расчет устойчивости склонов сейсмически активных регионах не может учесть всех действующих инженерно-геологических параметров, действующих на него, то расчет подпорных стен может быть как прямым, когда по заданным нагрузкам находят требуемые размеры профиля, так и обратным, при котором для предварительно заданных размеров стены проверяются условия «ненаступления» предельных состояний [4,118].

Расчет прочности грунта основания сводится к определению расчетного p_{cp} , максимально возможного p_{max} и минимального p_{min} напряжений по подошве фундамента стены, исходя из допущения, что давление в линейно деформируемом массиве грунта можно описать по известным линейным зависимостям, поэтому возможно применение формул для центрального и внецентренного сжатия:

$$p_{cp} = \frac{N_1}{A} \leq \frac{R}{\gamma_g}; \quad (2.1)$$

$$p_{max} = \frac{N_1}{A} + \frac{M_1}{W} \leq \frac{\gamma_c \cdot R}{\gamma_g}; \quad (2.2)$$

$$p_{min} = \frac{N_1}{A} - \frac{M_1}{W} \geq 0, \quad (2.3)$$

где N_1 и M_1 – суммарные величины всех расчетных вертикальных сил у подошвы фундамента и момент всех расчетных сил вдоль оси центра тяжести подошвы соответственно; W – момент сопротивления подошвы фундамента относительно той же оси, m^3 ; A – площадь основания, m^2 ; R – сопротивление подстилающего грунта основания, принимаемого для расчета, кПа, определяемое по формуле (2.6); γ_g – коэффициент стабильности грунта, принимаемый усредненно в расчетах равным 1,4; γ_c – коэффициент условий работы, в расчете для $p_{cp}=1, p_{max}=1,2$.

В случае двумерной задачи площадь подошвы стены:



$$A = b \cdot l, \text{ м}$$

где b – сторона подошвы фундамента стены, м.

Момент сопротивления, м^3 ,

$$W = \frac{1 \cdot b^2}{6}. \quad (2.5)$$

Расчетное сопротивление, кПа,

$$R = 1,7\{R_0[1 + k_1(b - 2)] + k_2\gamma(d - 3)\}, \quad (2.6)$$

где R_0 – условное сопротивление грунта, залегающего под подошвой подпорной стенки; γ - удельный вес грунта, расположенного в окрестностях заложения фундамента, $\frac{\text{кН}}{\text{м}^3}$; d – глубина заложения фундаментной части подпорной стенки, м; k_1, k_2 – коэффициенты, принимаемые по табл. 7 прил. 2[100].

Устойчивость стенки считается обеспеченной, если:

$$\frac{M_{u1}}{M_{z1}} \leq \frac{m}{\gamma_n}, \quad (2.7)$$

где M_{u1} – момент сил, стремящихся опрокинуть конструкцию относительно оси возможного поворота (вокруг точки O_1); M_{z1} – рассчитываемый момент удерживающих сил относительно той же оси; m – коэффициент условий работы, принимаемый при нескальных основаниях равным 0,8; γ_n – коэффициент надежности, принимаемый равным 1,1.

Расчет устойчивости стены против сдвига сводится к выполнению условия

$$\frac{Q_{r1}}{Q_{z1}} \leq \frac{m}{\gamma_n}, \quad (2.8)$$

где Q_{r1} – сумма проекций всех сдвигающих сил в направлении возможного сдвига; Q_{z1} – расчетная удерживающая сила, равная сумме проекций удерживающих сил на направлении возможного сдвига; m – коэффициент работы, принимаемый равным 0,9; γ_n – коэффициент надежности, принимаемый равным 1,1.



Расчет по второй группе предельных состояний сводится к определению положения равнодействующей N_{II} плоскости подошвы фундамента. Эта проверка косвенно контролирует крен стены и выполняется при условии

$$\frac{e_0}{\rho} \leq \eta, \quad (2.9)$$

где $e_0 = \frac{M_{II}}{N_{II}}$ - эксцентриситет вертикальной равнодействующей N_{II} относительно центра тяжести фундамента при моменте M_{II} - относительно главной центральной оси подошвы фундамента подпорной стенки;

$\rho = \frac{W}{A}$ - радиус ядра сечения площади подошвы фундамента.

Величина $\eta = 0,8$ (если в расчете учтены только постоянные нагрузки).

В связи с развитием программных комплексов, на сегодняшний день применяется комбинированный ход расчета, при котором для предварительно заданной ширины профиля анализируют «поведение» стенки на различные возможные сочетания нагрузок, в ходе которого вносят изменения в размеры конструкции.

Основная нагрузка, во многом определяющая применение той или иной методики расчета подпорных стен является давление грунта.

Расчет подпорных стен на нескальном основании принято производить на активное давление грунта, т.е. на «предельно равновесное» давление, в случае незначительных перемещений подпорной стенки в сторону от засыпки.

Для скального основания методика расчета основывается на действии установившегося давления в состоянии покоя.

Пространственная эпюра давления грунта на любые подпорные сооружения транспортного назначения аппроксимируется геометрическим телом, имеющим вертикальные и горизонтальные сечения, очерчиваемые квадратичными параболой [55].

В районах с повышенной сейсмической активностью при расчете активного давления грунта учитывается воздействие сейсмической силы. Ввиду сложности зависимостей распространения сейсмических волн в грунтовой



толще расчет сейсмического воздействия грунта на подпорные сооружения можно учитывать в численных и динамических методах расчета, приведенных ниже.

2.2. Прямой интегрированный метод динамического расчета конструкции

Данный метод, как и метод разложения по формам собственных колебаний наиболее распространены реализованы в программных комплексах. Наиболее общим является метод прямого интегрирования, который может применяться для решения любых задач динамического расчета конструкции.

Первая полноценная теория о сейсмических воздействиях на сооружения была опубликована в 1906 году японским ученым Омори и получила название статической теории сейсмостойкости. Согласно этой теории, значения сейсмических сил определяются выражением:

$$S = K_c Q, \quad (2.10)$$

где Q - масса сооружения, K_c - сейсмическая постоянная, определяемая по величине скорости перемещения частиц грунта. Значения сейсмической постоянной устанавливались на основе расшифровки записей реальных землетрясений. Эти данные, легли в основу развития сейсмического районирования территорий.

Позднее, в 1920 году Монобе и Сато предложили учесть пластические деформации конструкций при помощи методов динамического анализа. При рассмотрении процесса колебаний от сейсмических сил консервативной системы с одной степенью свободы в итоге, было предложено выражение:

$$S = K_c Q, \quad (2.11)$$

где K_c - коэффициент динамичности, зависящий от собственной частоты колебаний осциллятора.



Впоследствии Монобе и Матсуо[124] для схожих условий предложили следующее определение величины активного давления грунта от сейсмического воздействия:

$$E_c = \frac{\gamma h^2 (1 + K_{cs} b) \cos^2(\varphi - \varepsilon - \theta)}{2 \cos \theta \cos^2(\varepsilon + \theta) \cos(\varepsilon + \varphi_0 + \theta)} \cdot \frac{1}{\left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \varphi_0) \sin(\varphi - \beta - \theta)}{\cos(\varepsilon + \varphi_0 + \theta) \cos(\varepsilon - \beta)}} \right]^2} \quad (2.1)$$

где ε - угол наклона задней грани к вертикали; β - угол наклона дневной поверхности поддерживаемого массива грунта; φ_0 - угол трения о заднюю грань стены; θ - сейсмический угол; K_{cs} - сейсмический коэффициент, соответствующий вертикальной компоненте сейсмического ускорения.

Для случая вертикальной гладкой стены с горизонтальной поверхностью поддерживаемого массива ($\beta = \varepsilon = \varphi_0 = 0$) и $K_{cs} = 0$ примет вид:

$$E_c = \frac{\gamma h^2 \cos(\varepsilon - \theta)}{2 \cos^3 \theta} \cdot \frac{1}{\left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi) \cdot \sin(\varphi - \theta)}{\cos \theta}} \right]^2} \quad (2.13)$$

На основе этой теории Р.Бриске [122] предложена формула для определения давления грунта от сейсмического воздействия на подпорную стенку с вертикальной гладкой гранью при горизонтальной поверхности давления:

$$E_c = \frac{\gamma h^2}{2} \operatorname{tg} \left(45^\circ - \frac{\varphi - \operatorname{arctg} K_c}{2} \right) \quad (2.14)$$

где γ - объемный вес поддерживаемого грунта; h - высота стены; K_c - коэффициент сейсмичности; φ - угол внутреннего трения грунта.

В 1927 году Завриев[24] усовершенствовал динамическую теорию сейсмостойкости Монобе и Сато, изменив синусоидальный закон колебаний грунта на косинусоидальный, позволивший учесть мгновенность действия сейсмической нагрузки.

Для случая $\beta = \varphi_0 = 0$ уменьшенного на угол $\operatorname{arctg} K_c$ Г.М. Ломидзе[89] предлагает:

$$E_c = \frac{\gamma h^2 \cos(\theta - \varepsilon)}{2 \cos \theta \cos^2(\varphi - \varepsilon)} \cdot \left(1 - \sqrt{\frac{\sin(\varphi - \theta) \sin \varphi}{\cos(\varepsilon - \theta) \cos \varepsilon}} \right)^2$$



Г.К. Клейн в работе[54] предлагает следующую зависимость :

$$E_c = \frac{\gamma h^2 \cos(\theta - \varepsilon)}{2 \cos \theta \cos^2(\varphi - \varepsilon)} \cdot \left(1 - \sqrt{\frac{\sin(\varphi - \theta) \sin \varphi}{\cos(\varepsilon - \theta) \cos \varepsilon}} \right)^2 \quad (2.16)$$

Расчет на сейсмические воздействия основан, как известно, на решении системы дифференциальных уравнений

$$M \ddot{\vec{u}}(t) + C \dot{\vec{u}}(t) + K \vec{u}(t) = \vec{q}(t), \quad (2.17)$$

где M , C , K – матрицы масс, гашения колебаний и жестких связей в узлах системы соответственно, $\vec{u}(t)$, $\dot{\vec{u}}(t)$, $\ddot{\vec{u}}(t)$ – векторы перемещений, скоростей и ускорений в узлах в заданный момент времени t , $\vec{q}(t)$ – нагрузка, соответствующая заданному моменту времени t . При сейсмическом воздействии, если принята интегральная модель воздействия, правая часть имеет вид

$$\vec{q}(t) = -\sum_{i=1}^3 (M \vec{v}_i u_{g_{lin}}^i(t)) - \sum_{i=4}^6 (M \vec{v}_i u_{g_{rot}}^i(t)). \quad (2.18)$$

Под интегральной моделью воздействия подразумевается, что в пределах грунтового массива выполнено усреднение и движение грунтового массива в пространстве как единого целого, определено вектором ускорений поступательных перемещений $u_{g_{lin}}^i$ и вектором ускорений угловых перемещений $u_{g_{rot}}^i$.

Если рассматривать (2.18) как систему дифференциальных уравнений с постоянными коэффициентами, то линеаризировать скорости, перемещения и ускорения можно зависимостями от перемещений. Например, для ускорения в момент времени t , можно использовать метод главных разностей:

$$\ddot{\vec{u}}(t) = \frac{\vec{u}(t + \Delta t) - 2\vec{u}(t) + \vec{u}(t - \Delta t)}{\Delta t^2} \quad (2.19)$$

Погрешность в вычислении по (2.19) имеет порядок Δt^2 , и для нахождения скоростей и перемещений с ошибками этого же порядка имеем:

$$\dot{\vec{u}}(t) = \frac{\vec{u}(t + \Delta t) - \vec{u}(t - \Delta t)}{2\Delta t}; \quad (2.20)$$



$$\bar{u}(t) = \frac{\bar{u}(t + \Delta t) + \bar{u}(t - \Delta t)}{2} \quad (2.21).$$

Используя (2.20) и (2.21) для определения вектора перемещений в следующий момент времени $\bar{u}(t - \Delta t)$ получим систему уравнений:

$$\left[\frac{M}{\Delta t^2} + \frac{C}{2\Delta t} + \frac{K}{2} \right] \bar{u}(t + \Delta t) = \bar{q}(t) + \frac{2M}{\Delta t^2} \bar{u}(t) - \left[\frac{M}{\Delta t^2} - \frac{C}{2\Delta t} + \frac{K}{2} \right] \bar{u}(t - \Delta t) \quad (2.22)$$

Выражение (2.22) представляет собой модифицированный метод центральных разностей является исходным при решении задач прямым динамическим расчетом.

2.3. Метод разложения по собственным формам колебаний (спектральный метод)

Разработанная в 1933 году американским ученым Марисом Био линейная спектральная теория сейсмостойкости (ЛСТ) [56] позволила учитывать динамическое поведение конструкций по результатам графиков спектральных кривых уже произошедших землетрясений. Основное положение данной теории – выборка из множества графиков спектральных кривых, которые описывают характеристики колебаний линейного осциллятора. Данная теория рассматривает конструкцию, испытывающую колебания в фундаменте, как динамическую систему с числом степеней свободы больше единицы.

В сейсмических расчетах для характеристики колебаний основания исследуемой конструкции наиболее часто используются спектры ускорений. Набранный за время записей реальных землетрясений материал по амплитудно-частотному составу землетрясений позволили создать расчетные спектры отклика (огибающая кривая множества спектров отклика реальных землетрясений), применяемые для расчета различных конструкций в части сейсмостойкости. При таком подходе предполагается, что при большом количестве зарегистрированных землетрясений, вероятность превышения записанных ускорений грунта стремится к нулю.



Отклики осцилляторов с разными начальными настройками, а именно собственными круговыми частотами ω (или частотами f) и параметрами рассеивания энергии ξ , на колебания, заданные одной акселерограммой, будет разной. Зависимость $S_a(f, \xi)$ максимальных значений модуля абсолютных ускорений осциллятора от его скорости колебаний и рассеивания энергии называется спектром отклика по частотным характеристикам. Также могут быть определены спектр скоростей $S_v(f, \xi)$ и спектр перемещений $S_d(f, \xi)$. Т.е. математически это выражается зависимостью:

$$F_c = mgA_{\max} S_a(f, \xi), \quad (2.23)$$

где m - масса осциллятора; A_{\max} - пиковое ускорение основания.

Зарегистрированные спектры землетрясений приводят в соответствие с величиной $1g$ ($g=9,81\text{м/с}^2$). То есть, для получения реальных значений ускорений, спектры должны быть умножены на реально зарегистрированное максимальное ускорение грунта A_{\max} в долях g . В этих расчетах максимальные ускорения грунта зависят от частотных характеристик землетрясения по шкале Медведева-Шпонхойера-Карника – MSK-64 [30]. Расчетный спектр отклика по ускорениям характеризует скорость изменений сейсмического движения частиц грунта, а максимальные значение соответствуют соотношениям ускорения - интенсивность землетрясения.

При этом в такой математической модели количество таких осцилляторов не ограничено и при наличии нескольких степеней свободы у рассматриваемой модели выражение (2.34) преобразовывается:

$$\{F_c\} = [M]g\{A_i\}\Gamma_i A_{\max} S_a(f, \xi) \quad (2.24)$$

где $\{F_c\}$ - столбец инерционных сейсмических нагрузок по i -той форме колебаний; $[M]$ - матрица масс системы; $\{A_i\}$ - i -я собственная форма; Γ – коэффициент участия i -той собственной формы, определяемый по формуле:

$$\Gamma_i = \frac{\{A_i\}^T [M] \{\cos\}}{\|A_i\|^2} \quad (2.25)$$



где $\{\cos\}$ - вектор направляющих косинусов разложения сейсмического воздействия по осям общей системы координат.

Коэффициент Γ_i показывает степень участия i -той формы в процессе колебаний, т.е. если $\Gamma_i=0$, то колебания возбуждаться не будут.

Немаловажно, что рассматриваемые нормы [106] приводят аналитические выражения для построения расчетных спектров. Представлено две зависимости: для грунтов I и II категории (кривая 1 на рисунке 2.1) и для грунтов III категории (кривая 2 на рисунке 2.1) [106].

Помимо различий грунтов оснований, строительный стандарт также учитывает назначение сооружения и его ответственность, допускаемые повреждения конструкции. Формула (2.3) в данном случае преобразована к виду:

$$S'_{ik} = K_0 K_i g m'_k A K_A \beta_i K_\varphi \eta'_{ik} \quad (2.26)$$

где K_0 - коэффициент, учитывающий назначение сооружения и его ответственность; K_i - коэффициент, учитывающий допускаемые повреждения конструкции; m'_k - масса конструкции, отнесенная к точке k по обобщенной координате j ; A - пиковое ускорение основания в долях g , принимаемое 0,1; 0,2; 0,4 для расчетной сейсмичности 7, 8, 9 баллов соответственно; K_A - коэффициент, принимаемый в зависимости от сочетаний расчетной сейсмической интенсивности на картах А, В и С (комплекта карт ОСР-97); K_φ - коэффициент динамичности для i -й собственной частоты, принимаемый в зависимости от типа грунта основания и периода собственных колебаний; η'_{ik} - коэффициент, зависящий от формы деформации здания или сооружения при его собственных колебаниях по i -й форме, от узловой точки приложения рассчитываемой нагрузки и направления сейсмического воздействия

$$\eta'_{ik} = \frac{X_{ik} \sum_{j=1}^n Q_j X_{ij}}{\sum_{j=1}^n Q_j X_{ij}^2} \quad (2.27)$$

где X_{ik} и X_{ij} - отклонения системы от положения равновесия при свободных колебаниях в рассматриваемой точке k и во всех точках j , где в соответ-

ствии с расчетной схемой сооружения принята сосредоточенной его масса M (рис.2.1.).

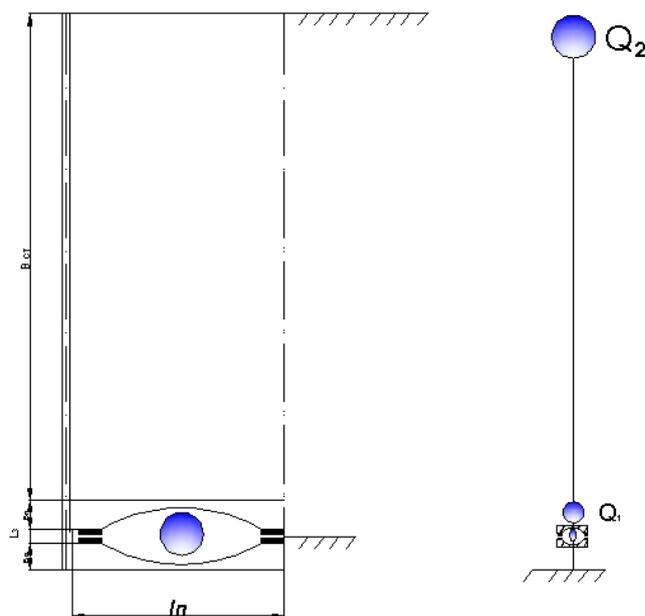


Рис. 2.1. Расчетная схема предложенной конструкции подпорной стенки

Период основного тона определяется по формуле энергетического метода [50]:

$$T_1 = \frac{2\pi}{\sqrt{g}} \sqrt{\frac{\sum_{k=1}^n Q_k y_k^2}{\sum_{k=1}^n Q_k y_k}} \quad (2.28)$$

Известно, что в реальности деформация подпорных стен отличается от расчетной. Поэтому в большинстве случаев порядок величины собственных периодов оценивается по данным натурных испытаний подобных сооружений.

Также рассматриваемый стандарт предлагает, в случае необходимости, проводить сейсмический анализ с использованием прямого динамического метода, не устанавливая, однако дополнительных требований к динамическим моделям.

После расчета подпорной стенки на сейсмическое воздействие получают графики колебаний – обычно акселерограммы. Их можно использовать для расчета методом прямого интегрирования или по модулям расчета на акселеро-



граммы землетрясений. Если же необходимо произвести расчет по теории лиза спектральных кривых, то для этой цели вычисляют спектры отклика по высоте конструкции от акселерограмм с дальнейшей возможностью использования полученных спектров отклика в динамических расчетах. При построении спектров оси абсцисс соответствуют частоты или период, а в качестве параметра скорости затухания указать коэффициент затухания, например аппроксимированный декремент для затухающих колебаний. Для корректного учета динамического воздействия на границах массива грунта засыпки необходимо задать конечные элементы неотражающих границ. При моделировании сейсмических воздействий на сооружение принято, что сейсмические волны, отражаясь от границ области возвращаются снова к сооружению по той же траектории, тем самым искажая его колебания. Чтобы исключить подобное, необходимо изолировать границы грунтовой области, чтобы эти волны за время землетрясения не отражались от границ массива грунта (затухание в процессе отражения от границ). Но, в действительности такое выполнить нереально, т. к. полученная расчетная схема превысит все мыслимые размерности. Для расчета таких задач в ПК ЛИРА 10.4 используются конечные элементы неотражающих границ.

При решении частичной проблемы собственных значений, имеющих вид:

$$K\vec{\varphi}_i = \omega_i^2 M\vec{\varphi}_i, \quad (2.29)$$

где ω_i^2 - квадраты собственных частот, соответствующие собственным формам колебаний

$$\Phi = [\vec{\varphi}_1, \vec{\varphi}_2, \dots, \vec{\varphi}_m], \varphi_i, i = 1, 2, \dots, m, \quad (2.30)$$

Собственные формы удовлетворяют граничным условиям и обладают свойствами ортогональности к матрице масс:

$$\vec{\varphi}_i^T M \vec{\varphi}_j = 0, \vec{\varphi}_i^T K \vec{\varphi}_j = 0, \quad (2.31)$$

Собственные формы колебаний обладают свойством ортонормированности [15]:

$$\int_x m(x) \vec{\varphi}_i(x) \vec{\varphi}_j(x) dx = 0, i \neq j$$



$$\int_X m(x) \bar{\varphi}_i^x(x) dx = 1;$$

где X - область определения переменной x ; $t(x)$ - масса сооружения в точке x .

Исходя из предположения, что эти же условия ортонормированности можно применить к процессу затухания колебаний, то система уравнений относительно обобщенных координат распадается на уравнения

$$y_i + 2\xi\omega_i \dot{y}_i + \omega_i^2 y_i = -\sum_{j=1}^3 (\Phi^T M \bar{v}_j u_{g^{lin}}^j(t)) - \sum_{j=4}^6 \Phi^T M \bar{v}_j u_{g^{rot}}^j(t), i = 1, \dots, m, \quad (2.33)$$

где исходные перемещения $\bar{u}(t) = \Phi \bar{y}(t)$.

В этом случае для получения максимумов перемещений y_i^{\max} уравнения (2.31) интегрируются методом Ньюмарка

$$y_i(t) + 2\xi\omega_i \dot{y}_i(t) + \omega_i^2 y_i(t) = q_{i,r} \cdot u_{g^{lin}}^r(t) + q_{i,t} \cdot u_{g^{lin}}^t(t) f_t(t) + q_{i,z} \cdot u_{g^{lin}}^z(t),$$

$$q_{i,r} = \bar{\varphi}_i^T \cdot M \cdot \bar{v}_r,$$

$$q_{i,t} = \bar{\varphi}_i^T \cdot M \cdot \bar{v}_t,$$

$$q_{i,z} = \bar{\varphi}_i^T \cdot M \cdot \bar{v}_z, \quad (2.34)$$

где \bar{v} - вектор косинусов сейсмического воздействия в опорных узлах конструкции

$$\bar{v}_r = \{\cos X, \cos Y, 0, 0, 0, 0, \cos X, \cos Y, 0, 0, 0, 0, \dots, \cos X, \cos Y, 0, 0, 0, 0\}^T,$$

$$\bar{v}_t = \{\cos Y, \cos X, 0, 0, 0, 0, \cos Y, \cos X, 0, 0, 0, 0, \dots, \cos Y, \cos X, 0, 0, 0, 0\}^T,$$

$$\bar{v}_z = \{0, 0, 1, 0, 0, 0, 0, 0, \dots, 0, 0, 1, 0, 0, 0\}^T.$$

Расчетная формула для получения значений инерционных сил

$$\bar{S}_i = y_i^{\max} \cdot \omega_i^2 M \cdot \bar{\varphi}_i, \quad (2.35)$$

При выполнении расчетов по акселерограммам землетрясений и по [105] могут быть значительные расхождения, связанные в первую очередь с различиями коэффициента динамичности и спектра отклика для акселерограммы. Во-вторых, большие расхождения можно получить за счет не учитываемых всевозможных понижающих коэффициентов при расчете по акселерограммам.



ЛСТ ориентирована на расчет зданий и сооружений. Методики сейсмического анализа, предполагающие неизменность характеристик землетрясения в определенный промежуток времени, в расчетах принимают критический случай нагружения, когда максимумы ускорений грунта в трех направлениях достигаются одновременно. Из-за практической невозможности учета множества всех направлений реальное распределение инерционных сейсмических нагрузок значительно отличается от принимаемых в расчетах. В связи с этим весьма актуальной остается совершенствование методик учета значений и характера распределения местных повреждений в случае сохранения общего нормального функционирования подпорной стенки после землетрясения.

Линейная инерциальная постановка задачи динамического анализа не позволяет учитывать неустойчивые связи, такие как тип соединения фундамента и тела стены, скольжение основания подпорных сооружений, нелинейные физические свойства материалов. В ряде случаев в инженерных расчетах для упрощения моделей пренебрегают учетом нелинейных связей, не анализируя фактическую степень их влияния.

Анализ сейсмостойкости подпорных сооружений в большинстве случаев является проверочным расчетом, проводящийся по окончании проектировочных работ. В этом случае допускается, что в отдельных конструктивных узлах сооружения вполне возможно возникновение пластических деформаций и условие прочности окажется не выполненным.

2.4. Методы арифметического суммирования модальных откликов

Выше описанные математические выражения позволяют определить статическую нагрузку на i -й узел конструкции при колебаниях по j -й собственной форме. При этом коэффициент воздействия формы рассчитывается согласно расчетной схеме, приведенной на рис. 2.2.

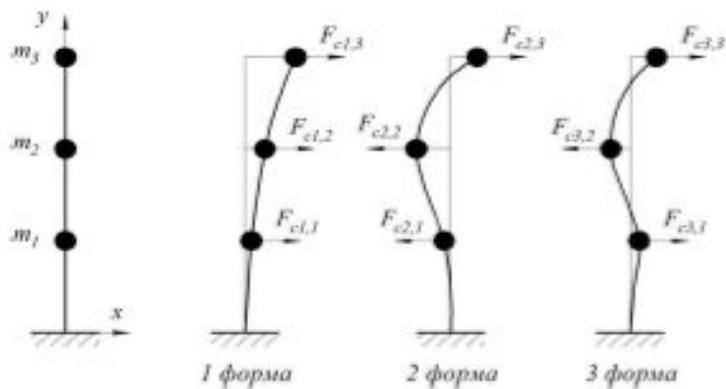


Рисунок 2.2. Расчетная схема и инерциальные модальные силы для системы с 3-мя степенями свободы

На рисунке 2.2 показано, что направление сейсмических инерциальных сил, сдвигающих основание конструкции, может быть различным по знаку и значению в зависимости от порядкового номера формы отклика. В этом случае, арифметическая сумма абсолютных значений модальных откликов для каждой i -той приведенной массы системы даст максимальную оценку общего отклика системы и суммирование модальных откликов по такому принципу называется *положительным максимумом отклика*. Суммарный (расчетный) отклик системы определяется тогда следующим образом:

$$F_i^{\Sigma} = \pm \sum_{j=1}^n F_{i,j} \quad (2.34)$$

где n – число учитываемых в расчете собственных форм колебаний. Такой расчет допускает одновременное достижение всех максимумы инерционных сил и совпадении их по направлению.

Расчетом допускается, что все модальные инерциальные нагрузки кроме j -ой будут обнулены. Тогда суммарный отклик системы будет рассчитан по выражению $F_i^{\Sigma} = F_{i,j}$ где $j=1$, в случае, если учитывается только первая форма. Этот метод расчета называют *нижней оценкой отклика*.

В таком случае расчет общего отклика системы вычисляется как *квадратный корень из суммы квадратов* модальных откликов («Правило ККСК» или «SRSS rule»)[6]. Согласно этому методу, суммарный отклик определяется следующим образом:



$$F_i^\Sigma = \pm \sqrt{\sum_{j=1}^n F_{i,j}^2} \quad (2.35)$$

Полученную таким образом величину F_i^Σ также называют «потенциально возможным» значением отклика [124].

Для систем с большим числом степеней свободы применяют метод, называемый «Принцип 10 процентов» [13]. Метод заключается в выделении двух групп собственных частот: близко и далеко расположенные друг от друга. Две частоты считаются близко расположенными, если разница их значений не превышает 10%. Суммарный отклик системы вычисляется по формуле:

$$F_i^\Sigma = \pm \sqrt{\sum_{j=1}^n F_{i,j}^2 + 2 \sum_{m=1}^S \sum_{k=1}^S |F_{i,m} F_{i,k}|} \quad (2.36)$$

где первое слагаемое под знаком радикала соответствует всем наиболее отдаленным частотам, а в второе – близко расположенным.

Существуют также и другие способы определения суммарного отклика системы [61]. Выбор конкретного метода зависит от задач расчета, типа анализируемой конструкции, ее ответственности и прочих связанных критериев.

2.5. Методы сочетания суммарных откликов

Общеизвестно, что сейсмические возмущения грунтовой среды являются пространственным явлением. Сейсмические волны, распространяясь по поверхности грунта, создают многокомпонентные динамические колебания каждой точки сотрясаемого грунтового массива. При этом, выборочный анализ записей землетрясений показывает, что горизонтальные и вертикальная компоненты сейсмических колебаний являются независимыми. Из этого можно сделать вывод, что максимальные ускорения по нескольким компонентам одновременно – событие, не имеющее достаточно оснований [13].

В отличие от процедуры суммирования модальных откликов системы, при комбинировании пространственных компонент, метод суммы абсолютных значений расчетных откликов не рассматривается [13, 74].



Суммарный отклик i -го узла может быть определен по правилу ККСК:

$$R_{\Sigma,j} = \pm \sqrt{R_{X,j}^2 + R_{Y,j}^2 + R_{Z,j}^2} \quad (2.37)$$

где $R_{X,i}$ – суммарный отклик i -го узла конструкции от сейсмического возмущения по оси X ; $R_{Y,i}$ – аналогично определенный суммарный отклик i -го узла конструкции от сейсмического возмущения по оси Y ; $R_{Z,i}$ – аналогично определенный суммарный отклик i -го узла конструкции от сейсмического возмущения по оси Z ; $R_{\Sigma,j}$ – суммарный отклик i -го узла конструкции от трехкомпонентного сейсмического воздействия.

Суммарный отклик, определенный по формуле (2.37) также называют наиболее вероятным суммарным откликом.

Исследования записей землетрясений показывает, что при достижении максимального ускорения по одному из трех направлений, значения ускорений по остальным двум направлениям составляют от 40% до 70% по отношению к максимальному [121, 123, 125]. Исходя из этих результатов исследований, на практике часто применяют метод, называемый «Правило 100-40-40» [124]. Суть данного метода заключается в том, что суммарный отклик системы рассматривается в трех различных случаях нагружения:

$$\begin{aligned} R_{\Sigma,j} = & \pm (R_{X,j} \pm 0,4R_{Y,j} \pm 0,4R_{Z,j}), \text{ или} \\ & \pm (0,4R_{X,j} \pm R_{Y,j} \pm 0,4R_{Z,j}), \text{ или} \\ & \pm (0,4R_{X,j} \pm 0,4R_{Y,j} \pm R_{Z,j}). \end{aligned} \quad (2.38)$$

Соответственно общее число возможных комбинаций, согласно выражению (2.38) равно 24.

Неоспоримым преимуществом правила 100-40-40 является возможность учета направления действия инерционных сил. Это особенно актуально для изогнутых в плане подпорных сооружений, имеющих геометрически нелинейные структуры с различными зависимостями «нагрузка-деформация» по отношению к направлению возмущающего воздействия.



Исследование [124] показывает, что правило 100-40-40 в подавляющем большинстве случаев завышает значение суммарного отклика системы по сравнению с методом ККСК на 15%.

2.6. Метод сейсмического коэффициента

Метод сейсмического коэффициента предполагает вычисление постоянных во времени и неизменных по направлению сейсмических усилий, прикладываемых к конструкции. При использовании этого метода характер усилий классифицируется в зависимости от веса конструкции.

Наряду с методами определения сейсмических нагрузок по ЛСТ и прямым динамическим анализом колебаний усовершенствованный метод сейсмического коэффициента является основным в проекте стандарта [127].

При вычислении сейсмических коэффициентов в качестве исходных данных выступают сейсмологические данные района размещения подпорной стенки, базовые динамические характеристики конструкции – собственные частоты и коэффициенты пространственного затухания энергии (отдельно для вертикальных и горизонтальных составляющих).

Горизонтальный сейсмический коэффициент определяется по формуле:

$$K_n = 0,4 A_g \beta_2 \beta_3 \quad (2.39)$$

где A_g – начальное установившееся ускорение фундамента; β_2 – коэффициент свойства грунта (сдвигоустойчивость); β_3 – коэффициент ответного возбуждения колебаний; $A_g = A_{bg} \beta_2$ – установившееся ускорение фундамента.

Вертикальный сейсмический коэффициент определяется после горизонтальных по соотношению:

$$K_v = c K_n, \quad (2.40)$$

где $c=0,5$ – коэффициент соразмерности.

Отметим, коэффициент c принят согласно соотношению максимумов ускорений зафиксированных землетрясений.



Усовершенствованный метод сейсмического коэффициента позволяет учитывать одну преобладающую собственную частоту колебаний конструкции в заданном направлении, поэтому он применяется на стадиях выбора типа подпорной стенки.

Сейсмические отклики (инерционные нагрузки) системы при расчете данным методом показывают завышенный результат относительно линейно-спектрального метода, рассмотренного в [84]. Кроме того, метод сейсмического коэффициента не позволяет учитывать упруго – пластические свойства конструкции.

2.7. Сравнительный анализ существующих методик расчета сейсмостойкости и постановка проблемы определения сейсмостойкости подпорных сооружений

Наиболее «гибким» для расчетов из вышеперечисленных методик является модифицированный метод сейсмического коэффициента [84], который учитывает только низшие (первые) формы колебаний, и, из-за своей сравнительной простоты, может быть использован на стадиях выбора конструктивной схемы подпорной стены.

Анализ сейсмостойкости типовых подпорных стенок обычно проводят по линейно-спектральному методу, так как данную методику используют отечественные нормативные документы, регулирующие методику расчетов строительных конструкций на сейсмическую устойчивость, в том числе специального назначения. Однако линейно-спектральный метод дает консервативную (пессимистическую) оценку сейсмических нагрузок, поэтому он применяется к расчету высоко ответственных конструкций.

2.8. Обоснование предлагаемой конструкции.

При проектировании подпорных стен в сейсмических районах Нормами [106] предусмотрен ряд мероприятий: в каменных стенах высотой 5 м и более,



возводимых из природного необработанного камня, через каждые 2 м прокладывают ряды из камней правильной формы с перевязкой швов по высоте; любые конструктивные решения подпорных стен должны состоять из отдельных секций, длиной не более 15 м, соединенные деформационные сквозными швами; подошва каждой секции должна размещаться на гомогенных грунтах; при расположении подошвы смежных секций на разных уровнях, уступ между ними должен соотноситься от высоты к длине не более 1:2; стены из сухой каменной кладки допускаются только на участках невысокой сейсмичности (7-8 баллов) при длине до 50 м и высоте до 3 м. Предельные высоты подпорных стен из других материалов, допускаемые нормами, приведены в таблице 2.1.

Таблица 2.1

Предельные высоты подпорных стен из других материалов, допускаемые нормами

Материал стены	Дороги	Высота, м, при сейсмичности в баллах		
		7	8	9
Железобетонные	Железные, автомобильные	Не ограничена	12	10
Бетонные	Железные, автомобильные	То же	12	8
Бутобетонные и каменные	Железные, автомобильные	То же	12	10

Воздействие движущегося транспорта на геологическую среду вызывает сейсмический отклик в виде формирования техногенных землетрясений, изменения уровня природной сейсмической активности и среднего уровня высвобожденной энергии землетрясений. На основе анализа и принципа работы известных конструкций подпорных стен сделан вывод о том, динамические нагрузки от подвижного состава (как автомобильного, так и железнодорожного) являются фактором, активизирующим оползневые и обвальные процессы [54].



Кроме того, наступление предельных состояний транспортных подпорных стен связано с созданием существенных социальных и экономических рисков, поэтому для обеспечения их безопасности при возникновении маловероятных сейсмических воздействий недостаточно гарантировать только сохранение их несущей способности.

В связи с этим предлагается разработать конструкцию подпорной стены, способную противодействовать сейсмическим колебаниям, передающимся как от подошвы стенки, так и распространяющегося по поверхности стены от прилегающего грунтового массива.

Известно, что для защиты сооружения от землетрясения (в том числе и в виде сейсмического отклика в горных склонах от движущегося транспорта), необходимо изолировать конструкцию от ударной волны сдвига, то есть расположить сооружение таким образом, чтобы оно не соприкасалось с поверхностью грунта основания. Это возможно, если отделить от земной поверхности сооружения, в том числе фундаментную плиту, например, при помощи набивных свай, т.е. реально сейсмостойкая конструкция вообще не должна иметь контакта с поверхностью, провоцирующей волновые колебания, и тогда грунтовых сдвиговые импульсы не достигнут конструкции. Так как практически это не всегда возможно осуществить, то в большинстве случаев устойчивость конструкций, сооружаемых в сейсмических регионах достигается за счет ограниченной высоты и развития подошвы опирания (основания).

В этом смысле одним из наиболее общих принципов проектирования сейсмостойких сооружений является принцип эффективного распределения жесткостей и масс, предусматривающий выбор рациональной схемы, обеспечение наиболее благоприятного характера сейсмических колебаний сооружения и достижение минимальных значений сейсмических усилий в нем, который предусматривает уменьшение сейсмических сил за счет снижения жесткости (повышения деформативности) сооружения. Известно, что снижение жесткости приводит к увеличению периодов собственных колебаний



Вертикальные несущие элементы подпорных стен должны быть однородны и иметь жестко заделанные стыки, чтобы не препятствовать свободному пробеганию колебаний, сообщенных сейсмическим воздействием и способствовать его затуханию при отражении от свободного края. В случае неоднородно жесткого элемента конструкции необходимо предусмотреть плавные переходы. Принцип плавности для повышения сейсмостойкости в подпорных стенах реализован в оболоченных конструкциях, образованных телами вращения (конусообразные, цилиндрические, сфероидальные и т.д.). В настоящее время развиваются комплексы с подпорными стенками, выполненными в виде коробчатых систем[80]. В этом случае все вертикальные элементы подпорного сооружения должны быть несущими, монолитными либо сборными железобетонными.

Для снижения воздействия транспортного техногенного землетрясения возможно применение оболоченных конструкций с упругим заполнителем [11], в котором происходит рассеивание сейсмической энергии в теле, образованном заполнителем.

В качестве исходной конструкции подпорной стенки, соответствующей параметрам предыдущего абзаца рассмотрим подпорную стенку[115], состоящую из горизонтальных рядов блоков, представляющих собой параллелепипеды из железобетона с центральной сквозной внутренней полостью. Передняя стенка декорирована облицовкой и ее высота превышает остальные причем задняя стенка выступает с обеих сторон за пределы боковых стенок. Блоки, образующие боковые стенки тела подпорной стенки соединяются с передней клиновидным уступом, причем часть боковой стенки, примыкающая к задней стенке, равна по высоте последней. Ряды конструктивных блоков, образующие стороны подпорной стенки горизонтально смещены внутрь тела стенки относительно нижележащего, при этом величина смещения должна быть меньше длины основания клиновидного уступа.

К недостатку известной конструкции следует отнести то, что в качестве заполнителя блоков предлагается однородный щебень, что повышает стоимость

стены и, смещение грунтов склона, вызванное сейсмическими колебаниями, вызывает относительное смещение отдельных блоков стенки, которое может привести к обрушению отдельных блоков на проезжую часть в случае использования данной конструкции вблизи дорог.

2.9. Выбор конструкции типа демпфирующего устройства для снижения наведенной сейсмичности

Колебания, передающиеся на склон от воздействия движущего транспорта возможно «погасить» применением методов сейсмоизоляции – инерционно-го демпфирования.

Как показала практика использования различных систем с сейсмоизоляцией, обычные (немаятниковые) опоры скольжения рациональнее в случаях незначительных сейсмических воздействий, так как они работают только в определенном диапазоне собственных частот, которые должны совпасть с частотой сейсмических колебаний. В остальных случаях их использование не обеспечит эффективное гашение колебаний конструкции при землетрясениях.

Поэтому в практике строительства сейсмостойких сооружений нашли применение демпферы иного типа: эластомерные, гидравлические, и комбинированные демпферы (с деформируемыми конструктивными элементами)[20]. В 1987 году в качестве нового средства сейсмической изоляции крупных сооружений было заявлено демпфирующая конструкция с фрикционным маятниковым подшипником скольжения[128]. Данная конструкция устанавливается между конструкцией и ее основанием для защиты поддерживаемой конструкции от повреждения в результате землетрясения (рис.2.3).

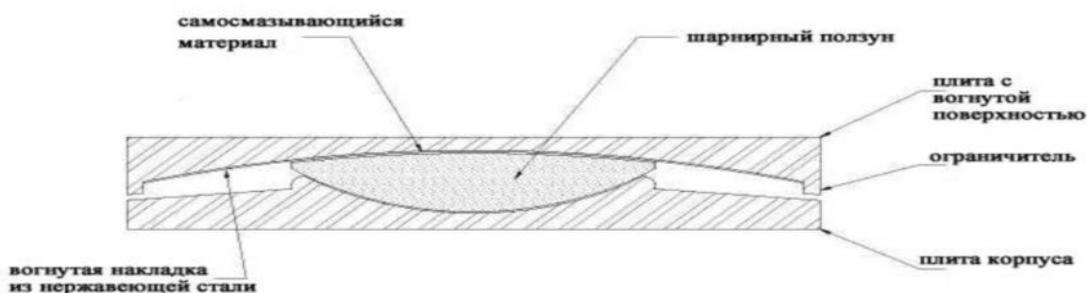




Рис.2.3. Схематическое изображение демпфирующей конструкции с фрикционным маятниковым подшипником скольжения

Период колебаний подвижного элемента, вертикальную нагрузочную способность и демпфирование можно задавать в широком диапазоне. Могут быть обеспечены динамические периоды колебаний от 1 до 5 с и смещения до 1,5 м. Динамическое трение может составлять от 3% до 20%. Эффективное демпфирование может находиться в пределах от 10% до 40%.

Полусферическая конструкция нижней плиты, по которой перекачивается демпфер позволяет получить относительно однородное распределение давлений под шарнирным ползуном, которое снижает прерывистое движение и предотвращает возникновение высокого локального давления в демпфере [20].

Принцип действия основан на колебаниях сферического элемента демпфера относительно центра сферической вогнутой поверхности, радиус которой R , играет роль длины маятника, поэтому формула для определения периода колебаний ФМП приобретает вид:

$$T = 2\pi\sqrt{R/g} \quad (2.41)$$

где R -радиус сферической вогнутой поверхности; g -ускорение свободного падения.

На рисунке 2.4 представлена расчетная схема инерционного демпфера.

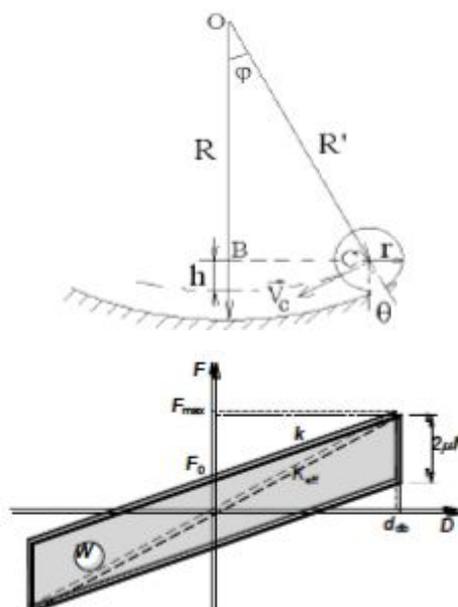




Рис. 2.4. Расчетная схема инерционного демпфера

Эффективность жесткости сейсмоизолирующей опоры маятникового типа определяются следующим выражением:

$$K_{\text{eff}} = \frac{F_{\text{max}}}{d_{\text{db}}} = \frac{k d_{\text{db}} + \mu N}{d_{\text{db}}} = \frac{\frac{N}{R} d_{\text{db}} + \mu N}{d_{\text{db}}} = \frac{N}{R} + \frac{\mu N}{d_{\text{db}}} \quad (2.42)$$

где k – горизонтальная жесткость опоры после превышения силы трения:

$$k = \frac{N}{R} \quad (2.43)$$

F_0 – сила трения в сейсмоизолирующем элементе:

$$F_0 = \mu N \quad (2.44)$$

N – вертикальная нагрузка на сейсмоизолирующий элемент; R – радиус кривизны обкатываемой поверхности; μ – коэффициент трения скольжения по сферической поверхности; W – энергия, выделяемая за один полный цикл при расчетном перемещении d_{db} , равна общей площади петли гистерезиса [109]:

$$W = 4\mu N d_{\text{db}} = 4F_0 d_{\text{db}} \quad (2.45)$$

На основе этих данных предлагается для снижения уровня сейсмических воздействий в подпорных стенах использование одномаятниковых скользящих конструкций. Так как подпорные стены – это монолитная конструкция, то для размещения в ней подвижных конструкций необходимо определенное пространство. Поэтому подпорную стенку полурадиального сечения необходимо выполнить в форме пространственной конструкции. Такая конструкция предлагается в работе [80].

Полурадиальная подпорная стенка с динамическими гасителями колебаний имеет ряд особенностей взаимодействия с грунтовой средой, обусловленных уменьшением активного давления грунта по вертикальным граням призмы обрушения, контактирующим с боковыми поверхностями блока стенки. При введении системы динамического гашения вынужденных колебаний подпорной



стенки должен увеличиться собственный период колебаний полурadiaль подпорной стенки и за счет искривления лицевых подпорных плит уменьшается величина равнодействующей давления грунта на подпорную (фронтальную) стенку сооружения и изменяется форма эпюры распределения этого давления по высоте стенки, что было рассмотрено в работах [6, 112, 117].

В плане стена представляет собой симметричную коробчатую конструкцию криволинейного очертания. Смысл замена плоской конструкции на пространственную – преобразование изгибающих моментов в продольные (сжимающие и растягивающие) усилия таким образом, чтобы не требовалось развитие толщины конструкции.

Сам короб стены состоит из отдельных блоков, имеющих полурadiaльное сечение (рис. 2.5). Полость образовавшегося короба стены заполняют грунтом, вынутым при подрезке склона.

Согласно рекомендациям СНиП целесообразно сооружение предлагаемой подпорной стены из железобетона с разрезкой на лицевые элементы и фундаментные плиты. Стыки между лицевыми блоками и фундаментной конструкцией предлагается в трех вариантах: 1) щелевой замоноличиваемый; 2) на сварке выпусков рабочей арматуры из лицевых и фундаментных плит; 3) со сваркой закладных деталей.

Коробчатая стена объединена со сплошной фундаментной платформой. Фундамент состоит из двух плит: свободно опертой верхней и нижней, жестко соединенной с лицевыми стенами (рис.2.6). Как в верхней, так и в нижней плите имеются поперечные борозды, которые при совмещении образуют пустое пространство в форме цилиндра. При объединении, фундаментные плиты образуют полые блоки-ящики, в котором свободно обкатываются шаровые элементы, выполняющая функцию гасителя колебаний. Основная энергия сейсмической волны рассеивается в пустом пространстве фундамента, частично передаваясь на гаситель. При сейсмических (или иных воздействиях вибрационного характера) демпфер начинает совершать инерционные колебания в свободной полости фундамента, приподнимая верхнюю плиту, которая свободно опирает-

ся на выступы в стеновых панелях (рис.2.6). В свою очередь, грунт засыпки, который играет роль гравитационного конструктивного элемента, не даст верхней плите сместится. Учитывая протяженность подпорных стен и то, что зачастую они не сооружаются на горизонтальных участках, можно сделать предположение, что при сейсмическом воздействии, каждый отдельный блок подпорной стены будет воспринимать разную по величине и направлению сейсмическую силу. Соответственно, неодинаковыми будут собственные периоды колебаний и частота каждого отдельного блока, что будет усиливаться эффектом инерционного демпфирования. Это значит, что конструкция достаточно устойчива к вредным резонансным явлениям[133].

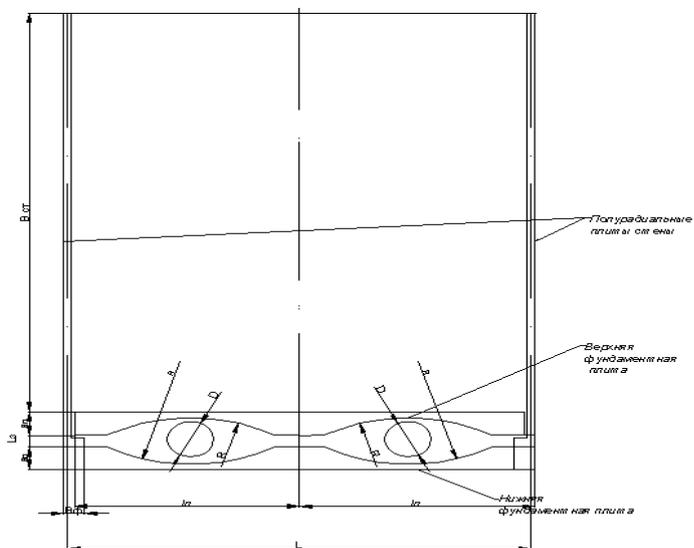


Рис 2.5. Схематический блок полурадialьной подпорной стены

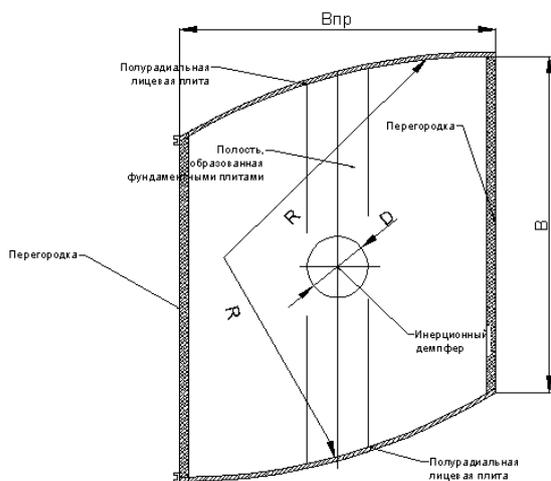


Рис 2.6. План блока полурадialьной подпорной стены

Отмечается, что по сравнению с традиционными типами подпорных стен (гравитационными и уголковыми) ширина предлагаемой конструкции подпорной стенки одинакова по всей высоте (рис.2.7).

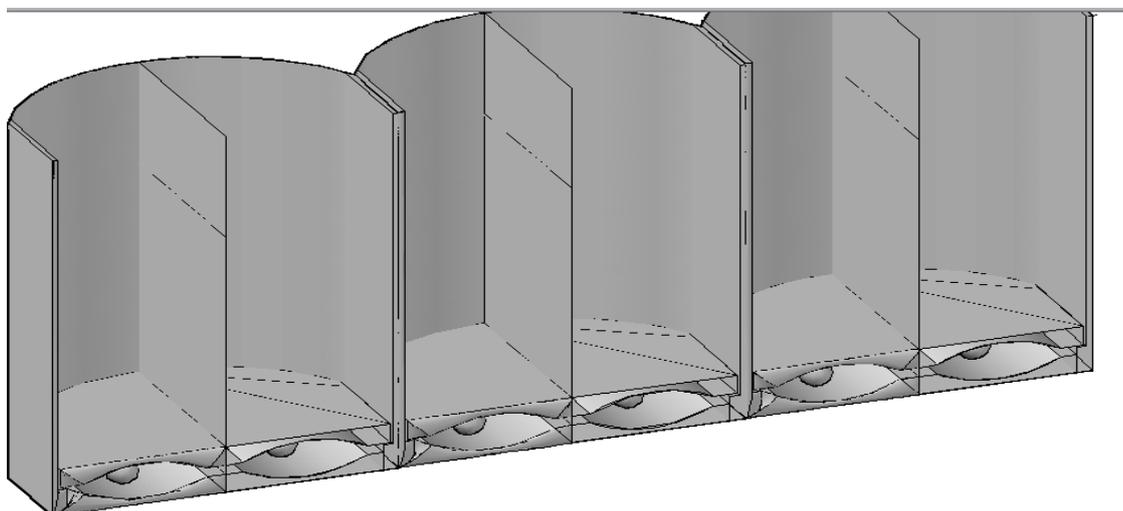


Рис. 2.7. Общий вид предлагаемой конструкции подпорной стены

Конструкция монолитная, хорошая взаимосвязь конструктивных элементов устраняют возможность развития значительных самостоятельных колебаний его частей, повышающих сейсмический эффект. Системы связей сооружений обеспечивают пространственную устойчивость сооружения в целом и его частей (рис.2.8).

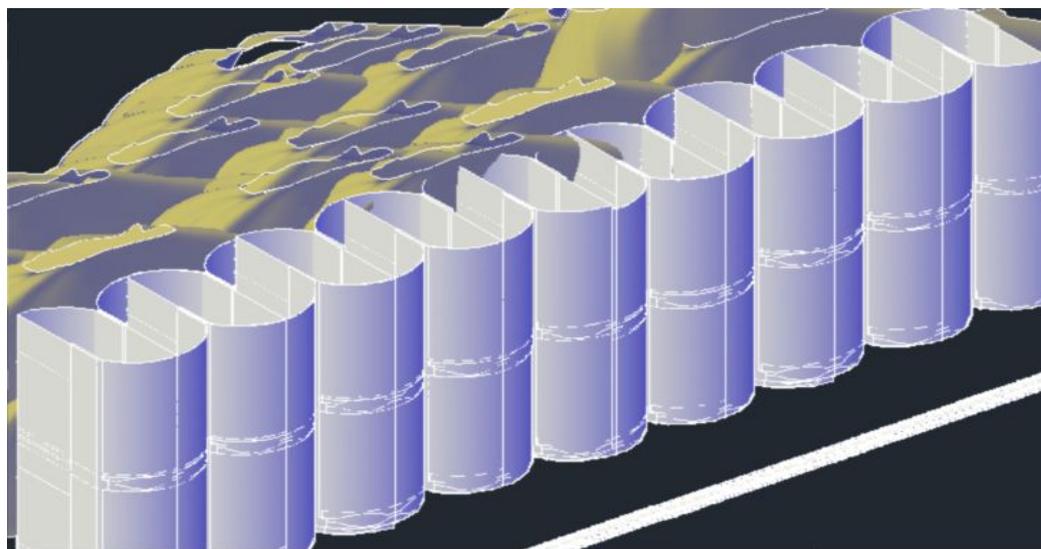




Рис. 2.8. Перспективный вид 3d модели подпорной стены

Достаточным будет если в полости фундамента будет обкатываться тело в форме металлического цилиндра или сферы. Металл в качестве материала гасителя выбран не случайно. Обязательным условием работы данного типа гасителя является перекачивание без скольжения (без накопления относительного перемещения массы).

Основная проблема при подборе параметров гасителя заключается в настройке собственной частоты гасителя, которая должна быть равна частоте погашаемых колебаний. В связи с этим воспользуемся исследованиями [42], в которых установлено, что если масса гасителя больше массы сооружения более чем в 2 раза, эффект гашения исчезает. Динамический гаситель превращается в ланчестеров демпфер. Поэтому выбор типа демпфера сейсмических колебаний (ДГСК), кроме экономической составляющей, осуществлялся по критерию эффективности его работы в условиях переменных частот и периодов колебаний.

Согласно [109] сооружения для определения области эффективности применения систем сейсмоизоляции расчет выполняется для двух типов моделей: расчетной статической модели и расчетной динамической модели. При этом расчетом сравниваются два варианта - без и с системами сейсмоизоляции.

Максимально эффективная модель ДГСК возможно только при определенных значениях частот вынужденных колебаний, то есть соотношение между частотами должно быть:

$$k_{opt} = f_D / f_H, \quad (2.46)$$

где f_D – частота массы динамического гасителя; f_H – частота собственных колебаний основной системы; k_{opt} – коэффициент настройки.

Эти частоты должны быть определенным образом настроены. Величина оптимального отношения между частотами определяется неравенством:

$$k_{opt} = 1 / (1 + \mu) < 1. \quad (2.47)$$

где μ – отношение массы гасителя к массе основной конструкции, то есть $\mu = m/M$.



Из конструктивных и экономических соображений, как правило, значения μ выбирают равным не больше 0,1. При малых массах гасителя $\mu \leq 0,025$ его эффективность уменьшается.

Для эффективной работы динамического гасителя при выборе параметра оптимального затухания демпфера должно соблюдаться условие:

$$\zeta_{D,opt} = \sqrt{\frac{3\mu}{8(1+\mu)^3}} \quad (2.48)$$

При гармоническом перемещении точки подвеса линейного гасителя комплексная амплитуда силы, действующей на систему со стороны гасителя в точке S, равна

$$X_s = m_s \rho_s W_s, \quad (2.49)$$

где

m_s - масса гасителя; $\rho_s = p^2 + p^4 R_s$ - плотность тела гасителя; p - угловая частота; (параметр, характеризующий максимальную погонную динамическую нагрузку); R_s - нелинейная характеристика критерия качества упругого элемента гасителя; $R_s = -p^2 + i\mu s + f_s^2$ или $R_s = -p^2(u_s + iv_s)f_s^2$ - в зависимости от вида неупругого сопротивления в гасителях; i - интенсивность мгновенного импульса; μ - относительный коэффициент вязкого сопротивления при заданном значении ν (коэффициент Пуассона); f - частота колебаний, Гц; s - сейсмическая нагрузка, определяемая, например согласно статической теории сейсмостойкости Ф.Омори и Сано, с допущением, что сооружение колеблется с параметрами, соответствующими характеристикам грунта и определяется по формуле:

$$S = ma = K_c Q, \quad (2.50)$$

где

m, Q – масса и вес сооружения; a – максимальное ускорение поверхности грунта; $K_c = a/g$ - коэффициент сейсмичности; g – ускорение силы тяжести.

Принимая за неизвестные амплитуды $X_s (S = 1, 2, \dots, k)$, запишем в матричной форме систему уравнений метода сил:



$$\left. \begin{aligned} (D - B)X &= C; \\ D &= \| (m\rho)_{SS}^{-1} \|_1^k; \\ B &= \| b_{Si} \|_1^k; \\ X &= \| X_S \|_1^k; \\ C &= \| C_S \|_1^k \end{aligned} \right\} \quad (2.51)$$

Единичные b_{Si} и грузовые C_S перемещения при варьировании угловой частоты p представляют собой частотные характеристики системы без гасителей от действия единичных гармонических сил и внешней сейсмической нагрузки соответственно.

Для подпорной стены без гасителей значение собственных колебаний можно получить при разложении решения в ряд по нормированным формам W_j

$$b_{Si} = \sum_{i=1}^{\infty} W_{Si} W_{ij} / R_j; \quad (2.52)$$

$$C_S = \sum_{i=1}^{\infty} W_{Si} P_j / R_j, \quad (2.53)$$

где P_j - суммарная сила внешних воздействий на перемещениях W_j ; W_{Si} - ордината перемещения W_j в точке S ; $R_j = -p^2 + ihp + \omega^2$; или $R_j = -p^2 + (u + v)\omega_{ii}^2$ - в зависимости от вида неупругого сопротивления, если количество гасителей в системе (n) превышает значение коэффициента жесткости демпфера k .

В расчетах возможно рассмотрение подпорной стенки с демпфером как системы с одной степенью свободы. [76]. По достижении резонансной частоты демпферы подпорной стенки синхронизируют свое движение в одинаковых направлениях, уменьшая тем самым боковые нагрузки. Таким образом, диапазон эффективности таких демпферов – область зарезонансных частот.

Применяя в подпорных стенках инерционные демпферы в виде полусферических полостей, в которых обкатываются сфероидальные массы, можно обеспечить гашение колебаний от действия сейсмической нагрузки в одной из пространственных плоскостей. Для этого следует расположить полости расположены в нижней части стенки таким образом, чтобы демпферы при воздействии на них внешних воздействий могли перемещаться перпендикулярно к ли-



нии возмущающей силы, пересекаясь с ней в точке приложения силы. Недостатком условием работоспособности систем с демпферами такого типа является условие неразрывности связи демпфера с обкатываемой полостью. Это достигается только при значениях центробежных сил, соответствующих собственным частотам колебаний демпферов.

2.10. Определение активного давления грунта на полурadiaльную подпорную стенку

Горизонтальное давление грунта на полурadiaльную стенку складывается из основного давления p_g от веса блока грунта, нуждающегося в укреплении, с учетом влияния сил трения, действующих по соприкасающейся с грунтом поверхности части стены и дополнительного — при наклонном залегании пластов блока грунта p_{gi} и/или возникающего при различных смещениях стенки p_{gs} .

Значение основного давления массива грунта на стену определяется как активное давление грунта на цилиндрическое ограждение [84]:

$$p_g = (1 + K_p)p_{a,r} \quad (2.54)$$

где K_p — коэффициент, учитывающий дополнительное давление грунта, возникающее в результате действия сил трения; $p_{a,r}$ — активное давление грунта на гладкое цилиндрическое ограждение:

$$p_{a,r} = \gamma_r \frac{\operatorname{tg}\left(\frac{\pi - \varphi}{4}\right)}{\lambda - 1} \left[1 - \left(\frac{r}{r_B}\right)^{\lambda - 1} \right] + q \left(\frac{r}{r_B}\right)^{\lambda} \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi - \varphi}{4}\right) K_c \operatorname{ctg} \varphi \left[\left(\frac{r}{r_B}\right)^{\lambda} \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi - \varphi}{4}\right) - 1 \right] \quad (2.55)$$

здесь γ — удельный вес грунта; r — наружный радиус блока подпорной стены (рис. 1); φ — угол внутреннего трения грунта, град;

$$\lambda = 2 \operatorname{tg} \varphi \operatorname{tg}(\pi/4 + \varphi/2); \quad (2.56)$$

$$r_B = r + h \operatorname{tg}(\pi/4 - \varphi/2); \quad (2.57)$$

h — расстояние от поверхности грунта до рассматриваемого сечения; q — равномерно распределенная нагрузка, $\text{H}/\text{м}^2$; c — сцепление грунта, Па; K — коэффициент, учитывающий уменьшение сцепления грунта в результате сдвига в призме обрушения.

Задачу с такой постановкой можно рассматривать как пространственную. Так как грунт во внутренней части стены выполняет роль конструктивного элемента, то определению подлежит давление грунта подпираемого склона, к которой обращена выпуклая часть стены [22,78].

В этом случае сползающее тело расчленяется меридиональными плоскостями на бесконечно малые элементы, один из которых показан на рис. 2.9.

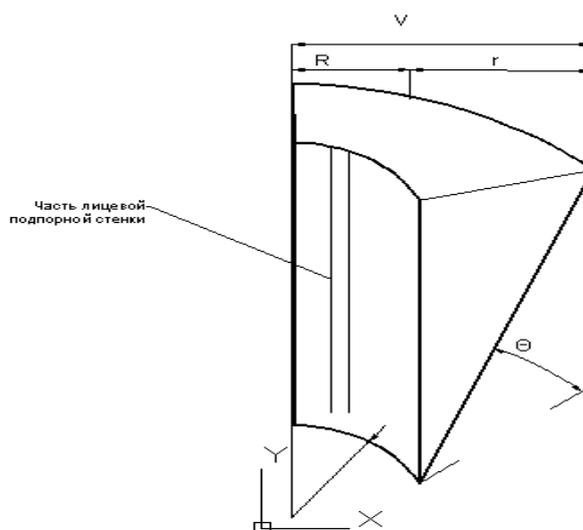


Рис.2.9. Простейший элемент сползающего тела за задней гранью стенки

Для вертикальной гладкой подпорной стены при горизонтальной поверхности засыпки давление на глубине z выражается формулой

$$q_z = \frac{\gamma z}{2 \operatorname{tg} \theta} \left(2 - \frac{z}{R \operatorname{tg} \theta} \right) \operatorname{tg}(\theta - \varphi), \quad (2.58)$$

где R - радиус задней поверхности стены.

Угол наклона образующей конической поверхности скольжения к горизонту определяется из условия максимальной силы давления, которое сводится уравнению

$$\frac{h}{R} = 3 \frac{\sin 2\theta - \sin 2(\theta - \varphi)}{\sin 2\theta + \sin 2(\theta - \varphi)} \operatorname{tg} \theta \quad (2.59)$$

Если высота подпорной стены $h > R \operatorname{tg} \theta$, то внутренняя образующая сползающего тела пересекает центральную ось стены и тогда давление ниже глубины $z = R \operatorname{tg} \theta$ остается постоянным и выражается формулой



$$\frac{h}{R} = \frac{\sin 2\theta - \sin 2(\theta - \varphi)}{6 \cos^2 \theta} \quad (2.60)$$

Для углов внутреннего трения грунтов в пределах 25° - 35° угол θ близок к 75° , поэтому высота стены, при которой следует предыдущей формулой, составляет $h \geq 3,73R$.

Если определим давление грунта с максимальными размерами стенки, согласно СНиП высотой $h=10$ м и радиусом $R=8$ м, то соотношение

$$\frac{h}{R} = \frac{10}{8} = 1,25 < 3,73. \text{ При } \theta=75^{\circ} \text{ уравнение эпюры давлений}$$

$$q_z = \frac{\gamma z}{2 \operatorname{tg} \theta} \left(2 - \frac{z}{R \operatorname{tg} \theta} \right) \operatorname{tg}(\theta - \varphi) = \frac{1,7z}{2 \cdot 3,936} \left(2 - \frac{z}{8 \cdot 3,936} \right) 0,72 = \quad (2.61)$$

$$= 0,216 z (2 - 0,0318 z) 0,72 = 0,312 z - 0,0049 z^2$$

Нижняя ордината эпюры давлений при $z=h=10$ м $q = 0,312 \cdot 10 - 0,0049 \cdot 10^2 = 2,63$ кН/м.

Сила давления на 1 пог.м. длины окружности стены. Для прямолинейной в плане стены при тех же данных получим $q=3,15$ кН/м и $Q=19,84$ кН.

Рассмотрим случай, когда предлагаемая конструкция подпорной стены имеет длину одного порядка с высотой h , а «соседние» массы грунта не воздействуют на подпорную стену. В этом случае пространственной задачи, по предложению Б.В.Бобрикова [57] сползающее тело принимается в виде полуцилиндра, усеченного снизу наклонной плоскостью, составляющей с горизонтом угол θ (рис.2.10).

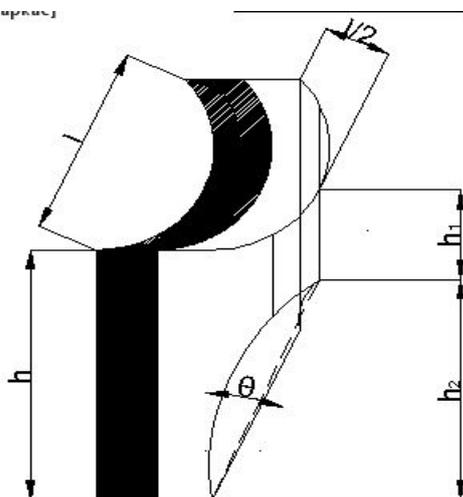




Рис.2.10. Форма оползающей призмы для пространственной подпорной стены

2.11. Общие требования, предъявляемые к расчету подпорных сооружений с системами сейсмоизоляции

При подборе параметров сейсмоизолирующих параметров для подпорных стен необходимо учитывать специфику динамических нагрузок, воспринимаемых ими. А именно то факт, что сейсмические колебания воспринимаются не только основанием сооружения но и большей частью поверхности. Исходя из этого, системы сейсмоизоляции для подпорных стен должны обладать высокой диссипативностью.

Основными параметрами системы сейсмоизоляции при этом являются: величины массы и моментов инерции, коэффициенты жесткости и демпфирования систем сейсмоизоляции.

Эмпирические амплитудные характеристики колебаний грунта присейсмичности местности 6, 7, 8, 9 и 10 баллов при условии сложения их из средних по сейсмическим свойствам грунтов, принимаются по таблице 2.2:

Таблица 2.2.

Амплитудные характеристики колебаний грунта

Сейсмичность	ускорение	скорость	перемещение
6 баллов	50 см/с ²	4,0 см/с	2,0 см
7 баллов	100 см/с ²	8,0 см/с	4,0 см
8 баллов	200 см/с ²	16,0 см/с	8,0 см
9 баллов	400 см/с ²	32,0 см/с	16,0 см
10 баллов	800 см/с ²	64,0 см/с	32,0 см



Примечание - К грунтам средней сейсмичности относят супесчаные и глинистые группы с сейсмической жесткостью $\rho V_s = 655 \text{ т/м}^2 \cdot \text{с}$, где ρ - плотность грунта, т/м^3 ; V_s - скорость поперечной сейсмической волны в грунте, м/с .

Перемещения подпорных стен в нормативных документах не регламентируются, однако в [48, 53, 125, 126] их рекомендуют ограничивать 3-5 см.

2.12. Основные положения динамического расчета полурадialьной подпорной стенки с динамическими гасителями колебаний

Для доказательства целесообразности применения систем динамического гашения колебаний в подпорных сооружениях транспортного назначения необходимо решить следующие задачи:

- определение максимального сейсмического воздействия с учетом изменения параметров землетрясения;
- определение значений собственных колебаний и определение основных динамических характеристик зданий;
- расчет приобретенных в процессе внешнего воздействия колебаний с определением амплитуды перемещений и проверка требований соблюдения безопасной эксплуатации;
- определение диапазона значений возникающих инерционных сил в подпорной стенке и расчет на эксплуатационные свойства.

Известно, что удаление гасителей в любом направлении от центра масс демпфируемого сооружения повышает, а при приближении их к центру масс снижает частоты собственных колебаний сооружения [87].

Согласно [108] системы с динамическими гасителями колебаний должны быть рассчитаны с учетом нормативных перемещений D_0 от минимального продольного сейсмического воздействия по формуле:

$$D_0 = \frac{\left(\frac{g}{4\pi^2}\right) C_v T_D}{B_D} \quad (2.62)$$



где C_v - коэффициент сейсмичности, определяемый по [108]; B_D - коэффициент демпфирования при расчетном перемещении, определяемый по [1]; T_D - период колебания при нормативном перемещении в рассматриваемом направлении, определяемый по формуле:

$$T_D = 2\pi \sqrt{\frac{W}{k_{D\min} g}} \quad (2.63)$$

где W - постоянная масса сооружения, приложенная над системой сейсмоизоляции; $k_{D\min}$ - минимальная эффективная жесткость системы сейсмоизоляции при нормативном перемещении в рассматриваемом горизонтальном направлении.

При критическом воздействии сейсмических колебаний в двух и более горизонтальных направлениях максимальное перемещение системы сейсмоизоляции должно быть не более:

$$D_M = \frac{\left(\frac{g}{4\pi^2}\right) C_V T_M}{B_M} \quad (2.64)$$

где T_M - период колебания при максимальном перемещении в рассматриваемом направлении; B_M - коэффициент демпфирования при максимальном перемещении по [109]. При этом эффективный период колебаний:

$$T_D = 2\pi \sqrt{\frac{W}{k_{M\min} g}} \quad (2.65)$$

$k_{M\min}$ - минимальная эффективная жесткость системы сейсмоизоляции при нормативном перемещении в рассматриваемом горизонтальном направлении.

Рассмотрим механическую систему (рис. 2.11), состоящую из двух взаимодействующих подвижных звеньев массой m_1 и m_2 соответственно. Для упрощения ограничим движение звеньев перемещением только по одной координате x . На одно из звеньев действует периодическая внешняя сила $F_2 = F_{20} \sin Wt$ (рис.2.11).

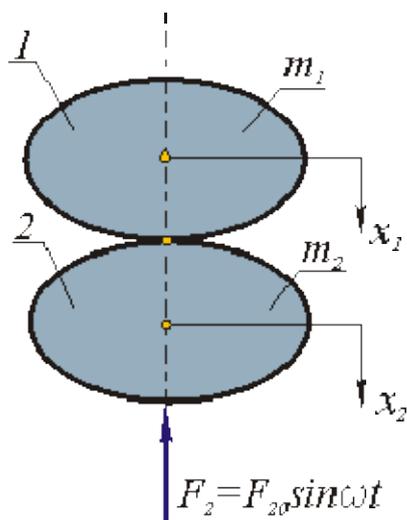


Рис. 2.11. Расчетная схема взаимодействия двух подвижных звеньев

Если пренебречь весом, то уравнения движения звеньев

$$m_1 \cdot \ddot{x}_1 + F_{12} = 0; \quad m_2 \cdot \ddot{x}_2 + F_{21} + F_2 = 0. \quad (2.66)$$

Если считать, что форма звеньев во время движения не изменяется (абсолютно жесткие тела) и они постоянно контактируют между собой, то

$$x = x_1 = x_2$$

С учетом $F_{21} = -F_{12}$, определим нормальную реакцию опорры в точке контакта между звеньями

$$F_{21} = -m_2 \cdot \ddot{x} - F_2 = m_1 \cdot \ddot{x}. \quad (2.67)$$

И преобразуем выражение (2.67)

$$\ddot{x} = -F_{12}/m_1 = -(F_{21} + F_2)/m_2, \quad (2.68)$$

и после преобразований получим выражения

$$\begin{aligned} F_{21}(m_1 + m_2)/(m_1 + m_2) &= -F_2/m_2, \\ F_{21} &= -F_2 \cdot m_1/(m_1 + m_2). \end{aligned} \quad (2.69)$$

Из зависимостей (2.69) видно, что:

если $m_1 \Rightarrow 0$, то $F_{21} \Rightarrow 0$; если $m_2 \Rightarrow 0$, то $F_{21} \Rightarrow F_2$;

если $m_2 = m_1 = m$, то $F_{21} \Rightarrow -0.5 \cdot F_2$;

если $m_2 \Rightarrow m$, то $F_{21} \Rightarrow 0$;

если $m_1 \Rightarrow W$, то $F_{21} \Rightarrow -F_2$.

То есть сила взаимодействия между звеньями зависит от пропорциональности их масс и характера и величины внешней силы. В рассматриваемом случае кинетическая энергия системы

$$T = (m_1 + m_2) \cdot \dot{x}^2 / 2, \quad (2.70)$$

а потенциальная равна нулю.

В качестве инерционного демпфера рассмотрим теперь систему с виброизоляцией. Под виброизоляцией подразумеваем, что между парой звеньев, рассмотренных выше устанавливаются линейный или нелинейный демпфер, состоящий из упругого и демпфирующего элементов (рис. 2.12).

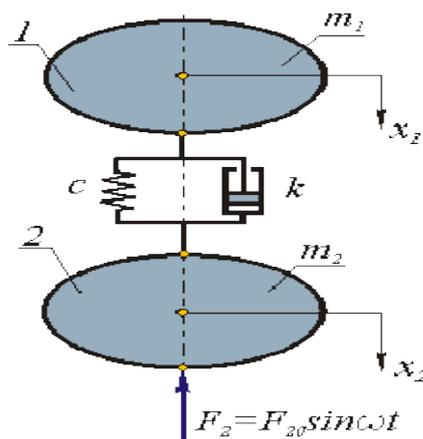


Рис. 2.12. Расчетная схема виброизолятора

В этой механической системе $x_2 > x_1$ (предположим, что $x_2 > x_1$) и $m\dot{x} = x_2 - x_1$, тогда кинетическая энергия системы

$$T = m_1 \cdot \dot{x}_1^2 / 2 + m_2 \cdot \dot{x}_2^2 / 2, \quad (2.71)$$

а потенциальная

$$U = c \cdot \Delta x^2 / 2. \quad (2.72)$$

То есть при такой системе только часть работы внешней силы уйдет на изменение кинетической энергии, а остальная энергия работы переходит в по-

тенциальную энергию упругого элемента и часть рассеивается демпфером (переходит в тепло и рассеивается в теле подпорной стенки).

Уравнения движения

$$\begin{aligned} m_1 \cdot \ddot{x}_1 + c \cdot \dot{\Delta x} + k \cdot \Delta x^2 &= 0, \\ m_2 \cdot \ddot{x}_2 - c \cdot \dot{\Delta x} - k \cdot \Delta x^2 + F_2 &= 0. \end{aligned} \quad (2.73)$$

Решение этой системы уравнений подробно рассматривается в теории колебаний, поэтому можно рассматривать уже существующие амплитудно-частотные характеристики таких систем. Характеристику построим в относительных координатах $\Delta x_{\text{отн}} = x/x_{\text{см}}$, где $x_{\text{см}}$ - необратимая деформация упругого элемента (рис.2.13).

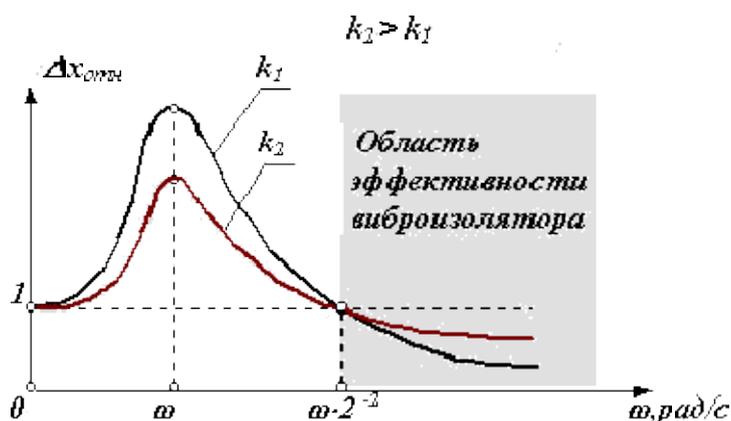


Рис. 2.13. Эффективность виброизолятора

В табл. 2.2 и 2.3 приведены геометрические и прочностные характеристики предлагаемой конструкции подпорной стенки.

Таблица 2.2.

Геометрические характеристики подпорной стенки

Конструктивный элемент	Высота, м	Толщина, м	Радиус, м	Вес, кг
Короб фундамента	10	0,15	-	7250



Надфундаментная плита		0,20	-	1520
Грунт засыпки				420
Лицевая полурадиальная плита	4-10	0,25	25	32520

Таблица 2.3.

Прочностные характеристики подпорной стенки

Конструктивный элемент	Материал	Модуль упругости, МПа	Плотность
Короб фундамента	Железобетон обычный: сжатые элементы	$(1,8 \div 4,2) * 10^4$	
Надфундаментная плита	Железобетон обычный: изгибаемые элементы	$(1,07 \div 2,64) * 10^4$	$\rho = 1800 \text{ кг/м}^3$
Грунт засыпки	суглинок		$\rho = 1250 \text{ кг/м}^3$
Лицевая полурадиальная плита	Железобетон обычный: сжатые элементы	$(1,8 \div 4,2) * 10^4$	

2.13. Заключение по главе 2

Предлагаемая конструкция не является жесткой, что способствует лучшему сопротивлению возмущающим силам от сейсмических воздействий.



В фундаментной части конструкция имеет шаровый металлический элемент для гашения колебаний подпорной стены.

В конструкции грунт играет роль конструктивного элемента, обладающего значительным весом. При сейсмических воздействиях участвует в затухании колебаний, возбуждаемых инерционным демпфером.

Данная конструкция повышает сейсмостойкость подпорной стенки и снижает балльность площадки строительства на 1 балл.



ГЛАВА 3

МОДЕЛИРОВАНИЕ ПРЕДЛАГАЕМОЙ КОНСТРУКЦИИ ПОДПОРНОЙ СТЕНКИ И ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ

3.1. Требования, предъявляемые к физической модели

В данной работе необходимо было произвести физическое моделирование новой конструкции подпорной стенки с целью проверки сходимости результатов динамических расчетов. Для осуществления физической модели в первую очередь определяем условия, без выполнения которых экспериментальные модельные исследования не принесут желаемого результата:

1. конструктивное решение модели должно быть тождественно оригиналу;
2. расчетные величины модели и оригинала должны быть схожими или равносильными;
3. воздействия, которым будет подвергаться модель в эксперименте должны соответствовать реально возможным;

Первое условие - подобие модели оригиналу является основным при ее создании. Все процессы, протекающие в модели конструкции должны присутствовать в реальной конструкции. На этом основании явления, наблюдаемые в модели должны соотноситься с реальными определенными зависимостями из-за большой разницы в размерах. Поэтому значения всех чин a'_1 , составляющих моделируемый процесс, могут быть получены путем умножения значений соответствующих величин a''_1 , характеризующих реальное физическое явление, на константы $m = \frac{a'_1}{a''_1}$, называемые масштабами моделирования.



Параметром подобия называют уровенные комплексы величин, которые входят в описание рассматриваемых процессов при помощи постоянных коэффициентов:

$$\pi_j = \prod_{i=1}^n \alpha_i^{\alpha_{ji}} \quad (3.1)$$

где α - величины, рассматриваемые в модельном эксперименте $\alpha = [\alpha_1, \alpha_2, \dots, \alpha_n]$; $\alpha_i^{\alpha_{ji}}$ - вещественные числа.

Условия подобия по формальным признакам состоит в соблюдении критериев подобия условий по выражению

$$\pi_j = idem, \quad (3.2)$$

где π_j - критерий подобия.

Аналогичным условию (3.1) является условие

$$A_j = \pi'_j / \pi''_j = 1, \quad j = \overline{1, N} \quad (3.3)$$

где A_j - показатель подобия, равный отношению значения показателя π_j в реальной конструкции π'_j и в ее модели π''_j .

Поэтому условие (3.1) с учетом (3.3) запишем как:

$$\prod_{i=1}^n m_i^{\alpha_{ji}} = 1, \quad j = \overline{1, N} \quad (3.4)$$

где m_i - масштаб воспроизведения величины α_i в модели.

В практике мелкомасштабных экспериментов сложно выполнить условия соответствия при условии выполнения множества взаимосвязанных параметров. В этом случае задается допустимая величина погрешности выполнения экспериментируемых процессов, которая задается максимально возможной некоторой величины \mathfrak{Z} , характеризующей похожесть соответствующих процессов в модели и в оригинале. Его величина зависит от множителей масштабов $m = m_1, m_2, \dots, m_n$ воспроизводимых в модели величин $\alpha_1, \alpha_2, \dots, \alpha_n$, т.е. по условию

$$\mathfrak{Z}(m) \leq \varepsilon \quad (3.5)$$

где \mathfrak{Z} - заданный параметр; ε - его максимально заданное значение.



Значение ζ уменьшается, при снижении величины погрешности моделирования из-за расхождения в искусственно создаваемых и реально происходящих процессов и явлений, и $\zeta = 0$, в случае полного точного воспроизведения процессов.

В ряде случаев существует некий диапазон (нижний Δ_j^- и верхний Δ_j^+ допуски нарушения) условий, в пределах которого выполняется условие (3.5).

В таком случае диапазон существования расхождений подобия определяют неравенствами вида

$$\Delta_j^- \leq \Delta_j \leq \Delta_j^+, j = \overline{1, N} \quad (3.6)$$

где

$$\Delta_j^- = 1 - \overline{\Delta_j}; \Delta_j^+ = 1 + \overline{\Delta_j}$$

Параметры соответствия получают либо на основе анализа размерностей величин, участвующих в описании моделируемых процессов, либо на основе анализа физических законов моделируемых явлений.

Для сейсмостойкости подпорных сооружений будет достаточным, если граничные условия задать в смещениях точек поверхности, поэтому для реализации подобного состояния необходимо сообщить сходственным точкам модели, но это условие подобия справедливо лишь при малых перемещениях, когда можно считать, что геометрическое подобие тел не нарушается.

3.2. Моделирование сейсмических воздействий

Исследование напряженного состояния подпорной стенки при модельном исследовании состоит из определения напряжений σ , деформаций ε и перемещений (амплитуд) u , периодов свободных колебаний T , скоростей v и ускорений a .

Настоящий эксперимент проводится на основе теории расширенного подобия, в которой при решении статических задач для природы и модели должны соблюдаться следующие соотношения [59]: линейным размером – l , напряже-



нием – δ , относительной деформацией – ε , плотностью материала – ρ , а условия
выражены так:

$$L / L_1 = a_L; \quad (3.7)$$

$$\sigma / \sigma_1 = a_\sigma; \quad (3.8)$$

$$\varepsilon / \varepsilon_1 = a_\varepsilon; \quad (3.9)$$

$$T / T_1 = a_T; \quad (3.10)$$

$$\gamma / \gamma_1 = a_\gamma; \quad (3.11)$$

где a_m - масштаб деформаций.

поэтому пересчет с модели на реальное сооружение осуществляется по соотношениям:

$$T = a_L \sqrt{a_\rho / a_E T_1} \quad \text{или} \quad T = a_L \sqrt{a_\rho a_\varepsilon / a_\sigma T_1}, \quad (3.12)$$

для скоростей:

$$v = (a_L a_\varepsilon / a_T) v_1, \quad \text{или} \quad v = a_\varepsilon \sqrt{a_E / a_\rho} v_1; \quad (3.13)$$

для ускорений

$$a = (a_L a_\varepsilon / a_T^2) a_1 \quad \text{или} \quad a = [a_E a_\varepsilon / (a_L a_\rho)] a_1 \quad (3.14)$$

3.3. Моделирование сейсмических воздействий на полурадialьную подпорную стенку.

Так как предлагаемая конструкция разработана для работы в условиях высоких сейсмических воздействий, характер моделирования прочностных свойств определяются модулем Юнга E и величиной отношения относительного поперечного сжатия к относительному продольному растяжению ν , должны выполняться условия соответствия:

$$\nu_n = \nu_m, \quad \frac{p_n g_n l_n}{E_n} = \frac{p_m g_m l_m}{E_m}, \quad \frac{F_n}{E_n l_n^2} = \frac{F_m}{E_m l_m^2} \quad (3.15)$$



где g - ускорение свободного падения. В реальных условиях $g_m = g_n$ получить полное подобие при $l_m \neq l_n$ можно, лишь подобрав для макета материал, у которого все характеристики будут удовлетворять первым двум из условий (3.15), что возможно лишь при реальных сейсмических воздействиях.

Исходя из данных, приведенных выше (см. п. 3.2) модель изготавливается из того же материала, что и реальная конструкция. Тогда $\rho_m = \rho_n$, $E_m = E_n$ и второе условие даёт $g_m l_m = g_n l_n$. Если необходимо создать большие инерционные нагрузки, для выполнения этого условия прибегают к так моделированию на центрифуге, где модели испытывают на внешние воздействия в машине центробежного типа, в условиях практически однородного энергетического поля, позволяющее получить $g_m > g_n$ и сделать $l_m < l_n$. Если же моделируется несколько нагрузок, а весом конструкции можно пренебречь, то моделирование с учетом всех погрешностей осуществляют при условии $g_m = g_n = g$, при этом выполняется последнее из равенств (3.15), что даёт $F_m / l_m^2 = F_n / l_n^2$; следовательно, нагрузки на модель должны быть пропорциональны квадрату ее линейных размеров. Тогда модель будет подобна натуре, и если, например, модель разрушается при нагрузке $F_{кр}$, то реальная конструкция должна разрушиться при нагрузке $F_{кр} l_n^2 / l_m^2$. Если же в этом случае инерционные нагрузки не учитывать, поскольку эти нагрузки имеют значения $g l^3$, а последнее из условий (3.15) требует пропорциональности нагрузок l^2 , то при $l_m < l_n$ инерционная нагрузка на модель будет меньше, чем по условию, т. е. модель будет недогруженной и окажется прочнее реальной конструкции. Это обстоятельство необходимо учитывать в предварительных теоретических расчетах, или дополнительными экспериментами.

3.4. Методика моделирования внешних воздействий сейсмических усилий на подпорные стены гравитационного типа

Применительно к подпорным сооружениям сейсмостойкостью назовем способность конструкции переносить сейсмические воздействия без потери несущей способности. Таким образом, критерием сейсмостойкости является критерий прочности, определяемый известным выражением:



$$\sigma_{\max} \leq [\sigma]$$

где σ_{\max} – наибольшие действующие эквивалентные напряжения, $[\sigma]$ – допускаемые напряжения, безопасные для общей устойчивости.

В настоящей работе под сейсмостойкостью той или иной конструкции понимается выполнение критерия прочности при наибольших действующих напряжениях σ_{\max} , полученных в результате расчета динамического отклика объекта исследования на сейсмическое воздействие.

3.5. Существующая методика расчета свободных колебаний системы «подпорная стенка – склон – фундамент с инерционными демпферами»

Для сооружений, расположенных на косогоре, либо в условиях постоянного давления склона на сооружение должно учитываться увеличение сейсмического ускорения грунта. В работе [1] графически показано соотношение нормальной – U и тангенциальной – W составляющей смещения грунта в продольной и поперечной волнах в зависимости от углов падения волн ϵ , ϵ' .

Для продольных волн, при $\epsilon \approx 0^\circ$

$$\frac{U_{P.нов}^0}{U_{P.пад}^0} \approx 6 \quad (3.17)$$

при

$$\frac{U'_{P.нов}}{U'_{P.пад}} \approx 2 \quad (3.18)$$

где $U_{P.пад}^0$, $U_{P.нов}^0$ – нормальная компонента смещения на поверхности земли и в падающей волне соответственно.

$$\text{Принимаем } U_{P.пад}^0 = U'_{P.пад} \quad (3.19)$$

Из (3.17) и (3.18) получим

$$U_{P.нов}^0 \approx 3U'_{нов} \quad (3.20)$$

$$\frac{U_{P.нов}}{U_{P.пад}} \approx \frac{W_{S.нов}}{W_{S.пад}} \quad (3.21)$$



где $W_{S.нов}$, $W_{S.пад}$ - соответственно тангенциальная составляющая сейсмического смещения почвы в поперечной волне на поверхности земли и в падающей волне.

Принято

$$W_{S.пад}^0 \approx W_{S.нов}^1 \quad (3.22)$$

Получим

$$W_{S.нов} \approx 3W_{S.нов}^1 \quad (3.23)$$

Т.е. сейсмическое ускорение грунта на склоне может быть несколько больше, чем на равнинном участке, т.е. интенсивность проявления землетрясения зависит от крутизны склона.

Как известно, на косогоре, кроме увеличения расчетной сейсмичности имеет место воздействие тангенциальной составляющей инерционной нагрузки, действующей параллельно склону.

3.6. Подбор модельного материала

Материал в настоящем эксперименте должен иметь следующие механические свойства [54]:

- коэффициент Пуассона ν_m и логарифмический декремент колебаний δ_m должны быть такими же, как и в натуральном материале: ν_n и δ_n . Так как полурадialьная подпорная стенка предполагается выполняться из железобетона, то

$$0,17 \leq \nu_m \leq 0,23 ;$$

$$0,15 \leq \delta_m \leq 0,35. \quad (3.24)$$

Модуль упругости материала E_m должен быть по возможности меньше, чем в натуре, а плотность ρ_m больше, чтобы иметь возможность максимально снизить скорости упругих волн. По рекомендациям [54] подбираем материал с характеристиками:



$$\begin{aligned} 10 \leq E_m \leq 100; \\ 0,8 \text{ г/см}^3 \leq \rho_m. \end{aligned} \quad (3.25)$$

предел пропорциональности между активным давлением грунта и величиной смещения стенки желательного должен удовлетворять условию [54]:

$$\sigma_n \geq 0,05E_m. \quad (3.26)$$

Особенности данного вида моделирования позволяют на небольшой экспериментальной площади испытывать модели при следующих допущениях:

1. отказ от условий простого подобия;
2. применение низко модульных полимерных материалов для изготовления моделей;
3. использование специальной технологии изготовления моделей;
4. привлечение теории вязкоупругости к анализу законов моделирования.

3.7. Изготовление модели

Предпочтение монолитной фундаментной конструкции оправдано совокупностью сразу нескольких факторов окружающей среды. Данный тип фундамента обладает массой преимуществ:

1. простота изготовления;
2. небольшая стоимость материалов;
3. универсальность применения (все типы грунта);
4. высокая устойчивость к заморозкам.

Так как рассматриваемая в настоящей работе конструкция – новая, то для изучения динамического поведения предлагаемой полурадальной стенки используется маломасштабное физическое моделирование, осуществляемый на моделях малого размера. Для испытания наиболее удобны модели, максимальный размер которых не превышает 2 м. Принимаемые размеры полурадальной подпорной стенки: высота $l= 10$ м, ширина блока стенки $b= 15$ м, толщина конструкции – 2,5 м. Материал конструкции – железобетон с объемным весом



$\rho_{ж/б.} = 2,5 \text{ т/м}^3$. Моделирование осуществляется вместе с грунтовым массивом

Линейный масштаб модели определяется по формуле:

$$l_m = \alpha l .$$

$$l_m = 0.035 \text{ м}$$

$$\alpha = \frac{0,035}{10} = 0,0035 \text{ м};$$

ширина блока:

$$b_m = 0,0035 \cdot 15 = 0,0525 \text{ м}$$

Толщина конструкции вместе с грунтовой засыпкой:

$$h_m = 0,0035 \cdot 2.5 = 0,00875 \text{ м}$$

Толщина блока полурadiaльной подпорной стенки на основании экспериментальных исследований принимается $h' = 100 \text{ мм}$ [112].

f – стрела подъема полурadiaльной подпорной стенки принимается по исследованиям не более $1/4b$, т.е. $1/4 \cdot 15 = 3,75 \text{ м}$.

Тогда вес блока полурadiaльной подпорной стенки:

$$S = \pi \cdot (D/2 - N)^2 = 3,14 \cdot (3,75 - 0,01)^2 = 0,0044 \text{ м}^2$$

$$V = 0,0044 \cdot 10 = 0,044 \text{ м}^3$$

$$G = 0,044 \cdot 2.5 = 0,11 \text{ т}$$

Характеристики для изготовления модели приведены в таблице 3.1.

Таблица 3.1.

Характеристики для модели

Параметры	Линейный размер l , м	Плотность материала, ρ
Реальная конструкция	Ширина блока, $b = 15 \text{ м}$; Высота блока, $h = 10 \text{ м}$; Толщина стенки, $a = 0,15 \text{ м}$	$\rho = 1800 \text{ кг/м}^3$
Модель	Ширина блока, $b = 0,25 \text{ м}$; Высота блока, $h = 0,5 \text{ м}$; Толщина стенки, $a = 0,05 \text{ м}$	$\rho = 1800 \text{ кг/м}^3$
Инерционный демпфер реальной конструкции	Диаметр $d = 1 \text{ м}$;	$\rho = 7900 \text{ кг/м}^3$



Инерционный демпфер модели	Диаметр $d=0,01$ м;	$\rho=7900$ кг/м ³
----------------------------	---------------------	-------------------------------

В данном эксперименте, кроме прочих величин необходимо установить величину смещения подпорной стенки, как основного показателя стабильной и безопасной работы, при этом интерпретацию результатов моделирования можно вести, основываясь на теории расширенного подобия[59]. Однако, при исследовании физической модели новой конструкции на сейсмические колебания, в которых возможно мгновенное изменение нескольких параметров одновременно (период, амплитуда, ускорение и т.п.) по возможности динамические воздействия (нагрузки) при модельном эксперименте, характеризующиеся подобными законами измерения перемещений, деформаций и напряжений имели одинаковые амплитудные, амплитудно-частотные, периодные характеристики. Если использовать простое подобие, то, например, при одинаковых материалах природы и модели частоты колебаний увеличились бы обратно пропорционально линейному масштабу, так что, например, **частотный** диапазон **сейсмических** волн от 0,0001 Гц до 100 Гц[74], что составит для нашей модели частоты до 1000 кГц, что является ультразвуковым диапазоном и затрудняет измерение вибраций по заданному закону.

Распространен метод установления законов подобия твердых тел, который основывается на непосредственном сопоставлении физических полей с использованием свойств гомогенных функций и разработан А.Г.Назаровым [40]. Поэтому для моделирования сейсмических процессов была использована теория подобия твердых деформируемых тел [2], по которой процессы статического и динамического деформирования твердых тел характеризуются следующими величинами: линейным размером – l , напряжением – δ , относительной деформацией – ϵ , плотностью материала – ρ и временем – t , а условия выражены так:

$$1. (3.27)$$



где

$$\eta = \alpha \sqrt{\frac{\delta\gamma}{\beta}} \quad (3.28)$$

В зависимости от главной задачи исследования и технических возможностей реализации подобия можно пользоваться четырьмя из коэффициентов (3.27).

Задача эксперимента сводится к определению величин и характера деформаций полурadiaльной подпорной стенки с системой инерционного демпфирования при различной степени интенсивности землетрясения.

3.8. Исходная сейсмическая информация

В качестве исходной сейсмической информации в настоящем исследовании принято:

1. исходная сейсмическая информация не зависит от расположения площадки строительства;
2. исходная сейсмическая информация задается сглаженными спектрами ответов достаточно консервативными для учета неопределенностей возможных будущих сейсмических воздействий;
3. при расчетах может быть использована одна акселерограмма или набор акселерограмм, совместимых с расчетным спектром ответов;
4. в расчет должны быть приняты две ортогональные горизонтальные и одна вертикальная компоненты движения.

Исходное сейсмическое воздействие должно быть задано в виде движения «свободного поля» достаточно жесткого грунта или в виде движения поверхности глубокой выемки мягкого грунта. При наличии относительно тонких мягких слоев грунта, находящихся на подстилающих достаточно жестких породах, уравнения движения поверхности определяются, как результат выходящих на поверхность колебаний, возникающих вследствие движений подстилающих жестких пород. Определенные исходные сейсмические воздействия



должны быть совместимыми с установленными для данного района параметрами движения грунта.

В дополнение к спектрам ответов определяются расчетные уравнения движений грунта с использованием таких параметров, как пиковое значение ускорения грунта (PGA) и пиковое значение скорости грунта (PGV). При необходимости в исходную сейсмическую информацию должны включаться и другие, представляющие интерес параметры движения грунта, такие как пиковые значения перемещений грунта (PGD) и продолжительность сейсмического движения. Эти дополнительные параметры необходимы для анализа нелинейных эффектов в грунтовых основаниях (например, при учете эффекта разжижения и влияния порового давления), для расчета тоннелей, сейсмически изолированных систем.

Исходная сейсмическая информация должна соответствовать магнитудам и расстояниям от эпицентров расчетных землетрясений, учитывающих наибольший сейсмический риск для данной площадки строительства. Для оценки сейсмического риска площадки строительства при определении магнитуд землетрясений и расстояний (от эпицентров), которые в основном определяют спектры сейсмических воздействий, используются вероятностные оценки.

Спектры двух горизонтальных компонент можно принимать одинаковыми.

Для расчета сооружений, опирающихся на большое количество опор необходимо учитывать пространственную изменчивость сейсмических воздействий, особенно в тех случаях, когда опоры расположены на больших расстояниях друг от друга.

В качестве исходного спектра воспользуемся спектром горизонтальных компонент/ Для горизонтальных компонент сейсмического воздействия спектр упругой реакции $S_e(T)$ определяется следующими выражениями:

$$0 \leq T \leq T_B: S_e(T) = a_g S \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2,5 - 1) \right],$$

$$T_B \leq T \leq T_C: S_e T = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5,$$



$$T_C \leq T \leq T_D: S_e T = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \left[\frac{T_C}{T} \right],$$

$$T_D \leq T \leq 4 c: S_e T = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right] \quad (3.29)$$

Где $S_e(T)$ – спектр упругой реакции; T – период колебаний линейной системы с одной степенью свободы; a_g – расчетное ускорение грунта основания для горизонтальной компоненты воздействия для грунтовых условий, определяется нормативным ускорением колебаний грунта по следующей формуле:

$$a_g = \gamma_1 A_{gR} g \quad (3.30)$$

где γ_1 – коэффициент ответственности сооружения, принимаемый для подпорных стенок 1,5; A_{gR} – расчетная амплитуда ускорения основания (в долях g), определенная с учетом реальных грунтовых условий для стран, использующих комплект карт А, В и С определяются по [106]. Зависимость сейсмических ускорений приведена на рисунке 3.1.

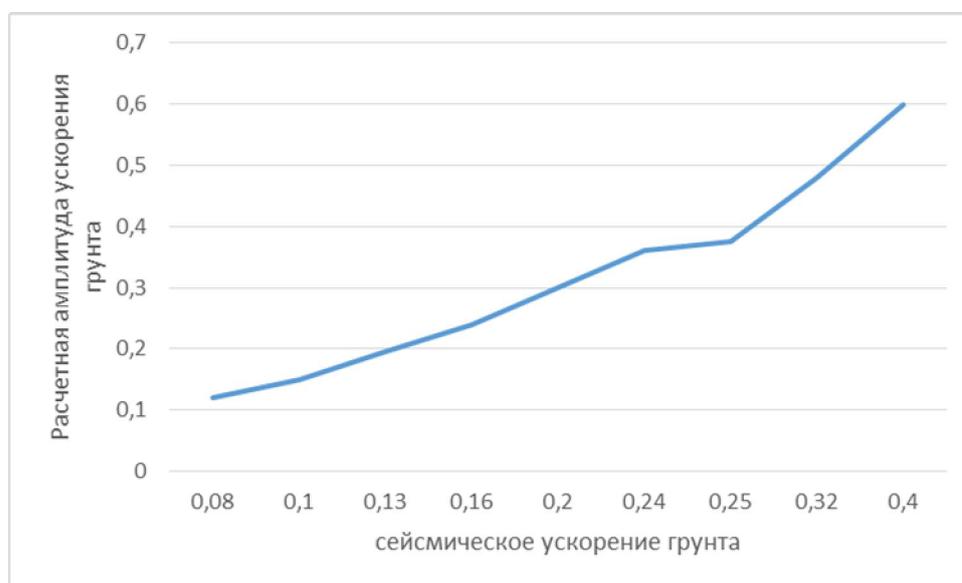


Рис. 3.1. Зависимость амплитуды ускорения грунта от сейсмического ускорения

T_B – минимальное значение периода на постоянном участке коэффициента динамичности баллов;



T_C - максимальное значение периода на постоянном участке коэффициента динамичности баллов;

T_D - значение периода, определяющее начало диапазона постоянных перемещений на графике коэффициента динамичности баллов;

S – коэффициент, сейсмический коэффициент условий работы, принимаемый равным 1,0; 0,8; 0,6 соответственно для грунтов I, II и III (коэффициент грунтовых условий);

η - коэффициент коррекции вязкого демпфирования для железобетонных конструкций $\xi = 5\%$; коэффициент коррекции по демпфированию $\eta = 1,0$ [106]

Определение параметров спектров реакций для горизонтальных компонент сейсмического воздействия. Угол внутреннего трения грунтов основания и ускорения силы тяжести моделируем

$$\begin{aligned} \varphi_m &= \varphi; \\ g_m &= g; \end{aligned} \quad (3.31)$$

Известно, что

$$E_m = \frac{\beta}{\gamma} E \quad (3.32)$$

С учетом (3.32) получим

$$E_m = \frac{\alpha^2 \delta}{\eta^2} E \quad (3.33)$$

Поскольку

$$W = A \frac{4\pi^2}{T^2} \quad (3.34)$$



где A – амплитуда, T – период колебаний, определяем

$$W_m = \frac{\gamma W}{\eta^2} \quad (3.35)$$

Сейсмическая платформа лучше обеспечивает моделирование характера сейсмических колебаний при $W_m=W$, т.е. $\eta^2/\alpha=1$, тогда

$$\eta = \sqrt{\alpha} \quad (3.36)$$

Из (3.35) находим

$$E_m = \alpha \delta E \quad (3.37)$$

Примем $\delta=1$, тогда

$$E_m = \alpha E \quad (3.38)$$

Расчетная продолжительность колебаний поверхности земли из акселерограмм разрушительных землетрясений принята равной одной минуте.

3.9. Оценка динамических характеристик полурadiaльной подпорной стенки с динамическим гасителем колебаний в фундаментной части и результаты экспериментальных исследований

Экспериментальное изучение динамических характеристик модели предлагаемой подпорной стенки произведено автором этой работы совместно с



кафедрой «Железные дороги» Кыргызского государственного университета строительства, транспорта и архитектуры (КГУСТА им.Н.Исанова).

Цель научного эксперимента – изучение колебаний модели подпорной стенки при испытании на сейсмоплатформе.

3.9.1. Общая постановка задачи

Для решения поставленной цели были решены следующие задачи:

1. создана модель подпорной стенки;
2. получены записи колебания модели в 2 точках;
3. определены динамические характеристики модели подпорной стенки.

При создании модели предлагаемой подпорной стенки принимались следующие характеристики реальных подпорных стен согласно [115]: максимальная высота железобетонных подпорных стен при расчетной сейсмичности 9 баллов принимается 10 м (с учетом высоты фундамента); длина каждой секции не должна превышать 15 м.

Рекомендуемая толщина подпорной стенки должна быть не менее: для каменной кладки и бутобетонной 0,6 м; для бетонной кладки 0,4 м; для железобетона 0,1 м. Предварительный размер подошвы массивных подпорных стен назначается в пределах $(0,5 - 0,7) h$. Предварительный размер подошвы уголково-й подпорной стены может быть установлен в зависимости от интенсивности равномерно распределенной нагрузки, расположенной на поверхности призмы обрушения, нормативного угла внутреннего трения грунта j^n и высоты стены h . Основные размеры подпорных стен (общую высоту, ширину подошвы) следует назначать, как правило, кратными 300 мм. Размеры толщины элементов стены и подошвы назначаются кратными 20 мм.

Сейсмическое воздействие моделировалось гармоническим воздействием мини-сейсмоплатформы с частотой до 10 Гц и ускорением до 800 см/с^2 , которое соответствует землетрясениям с силой 9 баллов по шкале MSK-64. Максималь-



ное перемещение мини-сейсмоплатформы $A_0=0,2\text{см}$, тогда максимальное ускорение мини-сейсмоплатформы будет

$$\ddot{A}_0 = \omega^2 \cdot A_0 = (2\pi f)^2 \cdot A_0 = (2 \cdot 3.14 \cdot 10)^2 \cdot 0,2 = 788,8 \text{ см/с}^2 \quad (3.39)$$

Собственный период модели $T_0=0,5 \text{ с}$, что соответствует собственному периоду реальных гравитационных и уголкового подпорных стен. Амплитуда перемещений мини-сейсмоплатформы и модели записывались самописцами и сейсмометром СМ-3 соответственно, а ускорения - сейсмометрами ОСП.

В результате экспериментальных исследований установлено, что при частоте колебания сейсмоплатформы 1,5 Гц ускорение модели увеличилось на 1,05 раза. При остальных частотах ускорение модели уменьшилось от 1,5 до 2 раз. Эти результаты показывают, что при частоте мини-сейсмоплатформы 1,5 Гц произошло резонансное явление, а в остальных частотах коэффициент сейсмоизоляции $K_{си}$ изменяется от 0,5 до 0,65.

Сейсмическое воздействие на сооружение выражается зависимостью:

$$m\ddot{y} + \beta\dot{y} + ky = P(t) \quad (3.40)$$

Разделив обе части уравнения на m получим:

$$\ddot{y} + \frac{\beta}{m}\dot{y} + \frac{k}{m}y = \frac{P(t)}{m} \quad (3.41)$$

Известно, что круговая частота собственных колебаний системы находится по формуле:

$$\omega = \sqrt{\frac{k}{m}} \quad (3.42)$$

где k – жесткость конструкции, Н/м, определяется из выражения $k = \frac{3EJ}{h^3}$

Коэффициент затухания колебаний:

$$\alpha = \frac{\beta}{2m} \quad (3.43)$$

С учетом (3.42) и (3.43) выражение (3.40) запишется как:



$$y + 2\alpha y' + \omega^2 y = f(t)$$

(3.43)

Вынужденная частота конструкции:

$$\omega = 2\pi f, \quad (3.45)$$

где f - частота колебаний, определяемая по формуле:

$$f = \frac{\omega}{2\pi} \quad (3.46)$$

Искомый период собственных колебаний подпорной стенки:

$$T_0 = \frac{2\pi}{\omega} \quad (3.47)$$

При исследовании исходили из теории расширенного подобия А.Г. Назарова [20], соблюдая при этом условие равенства собственных периодов колебаний в модели и натуре, что позволяет проводить эксперименты над моделями без дополнительной пригрузки, компенсирующей недостаток веса. Грунтовое основание имеет следующие средние значения плотности, модуля упругости, коэффициента Пуассона и скорости распространения продольных волн: $\rho = 3,6 \cdot 10^3 \text{ кг/м}^3$, $E = 1,2 \cdot 10^3 \text{ МПа}$; $\mu = 0,32$; $C = 800 \text{ м/с}$.

Для модели грунтового основания нами были рассчитаны несколько вариантов и в результате принят песок средней крупности, имеющий следующие характеристики: $\rho' = 2,68 \cdot 10^3 \text{ кг/м}^3$, $E' = 1 \text{ МПа}$; $\mu' = 0,36$; $C' = 30 \text{ м/с}$.

Множители подобия между величинами, характеризующими одинаковые свойства природы и модели, будут следующие:

$$\delta = \rho'/\rho = 0,6; (\beta/\gamma = E'/E = 0,83 \cdot 10^{-3}; \xi = C'/C = 0,037; \zeta = \sqrt{\gamma\alpha} = 26,8$$

где δ — масштабный множитель для плотности, β — для напряжений, γ — для относительных деформаций, ζ — для скоростей, ξ — для времен, α — для длин, при этом α , β , γ — независимые величины.



Так как при землетрясениях область спектра сейсмических колебаний грунта, представляющая для нас интерес, находится в пределах 0,05—2,0 с, а диапазон частот колебаний платформы находится в пределах 2—40 Гц, то множитель подобия для времени будет

$$\xi = \frac{T'}{T} = \frac{1/40}{0,09} = \frac{1/2}{1,8} = 0,268$$

Остальные множители подобия примут значения: $\alpha = \xi/26,8 = 0,01$; $\beta = \alpha\beta_{cc8} = 0,006$; $\gamma = \frac{\beta}{E'/E} = 7,23$.

Теперь перейдем к моделированию подпорных стенок. Найдем напряжения в основании фундаментов:

$$\sigma_1 = Q_i/F$$

где Q — вес здания, F — площадь фундамента здания.

Размеры моделей в плане: $l_1' = l_2' = \alpha l_1 = 0,48$ м; $b_1' = b_2' = \alpha b_1 = 0,25$ м.

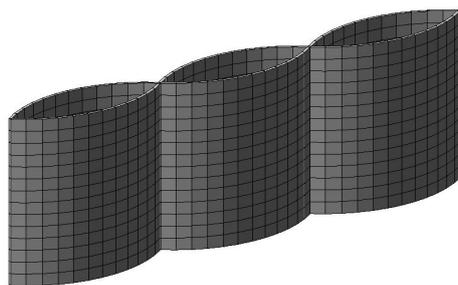
Вес моделей: $Q_1' = 18$ кг; $Q_2' = 23$ кг.

В качестве материала модели стенки взят легкий бетон с объемным весом $d' = 1800$ кгс/м³. Высота моделей: $h_{i,1} = 0,6$ м, $h_{i,2} = 0,6$ м.

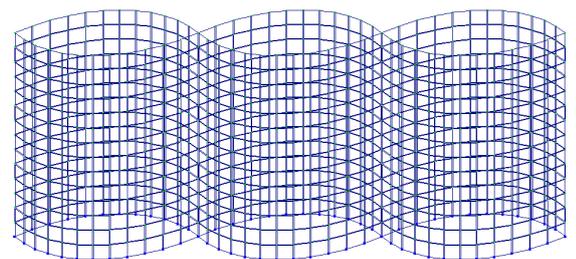
После изготовления моделей грунтового основания, склона и подпорных стенок была подготовлена соответствующая аппаратура для регистрации их колебаний.

На рис. 3.2-3.11 приведены результаты численных экспериментов в динамической среде Lira. Синим цветом показан график ускорения, получаемого минисейсмоплатформой; зеленым — модели.

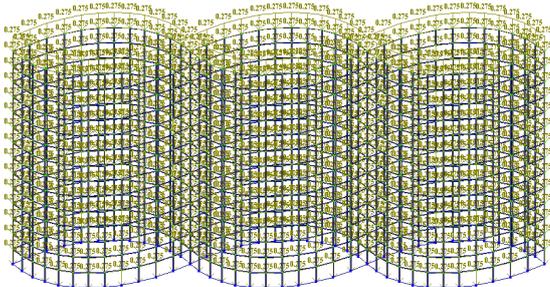
а)



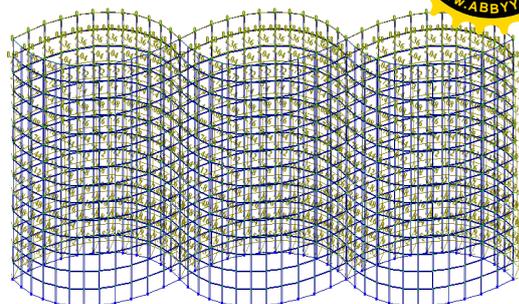
б)



в)



г)



д)

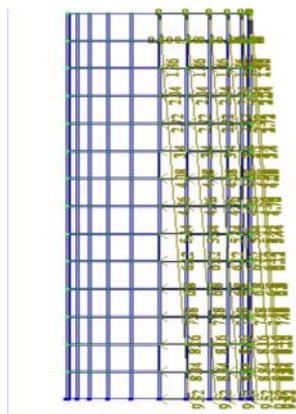


Рис. 3.2. Результаты численных экспериментов радиальной подпорной стенки : а) - давление грунта; б) - массив собранных нагрузок 1,2; в) - нагрузка 1 - зона пластических деформаций; г) - нагрузка 1 - собственный вес; д- нагрузка 2- давление грунта

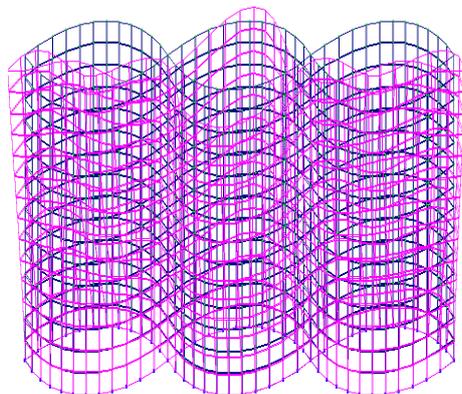


Рис. 3.3. Загрузка 4 - деформации

Загрузка 4
Составленная 4
Используется по ГОСТ
Единицы измерения - см

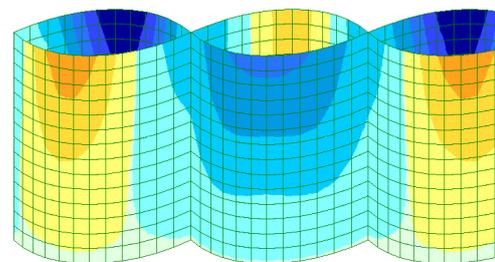


Рис. 3.4. Загрузка 4 - изополя перемещений по Y(G)

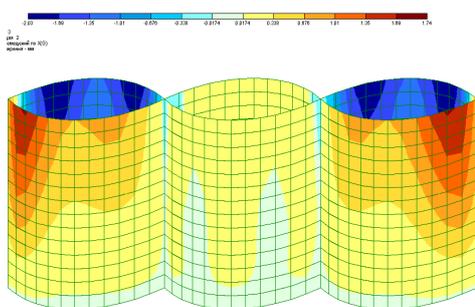


Рис. 3.5. Загрузка 3 - изополя перемещений по X(G)

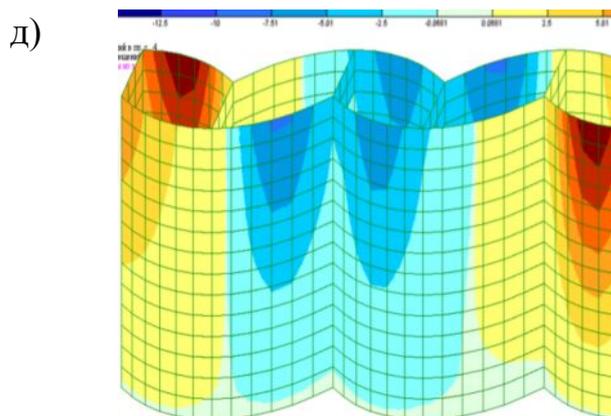
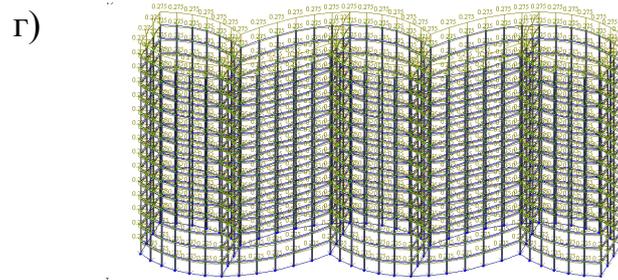
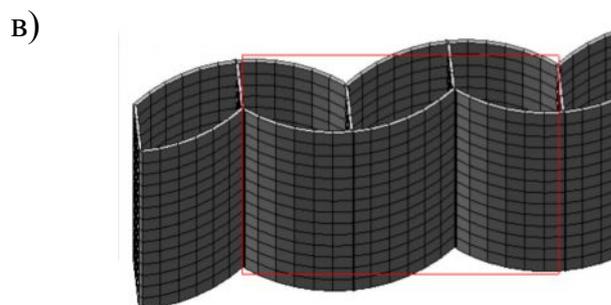
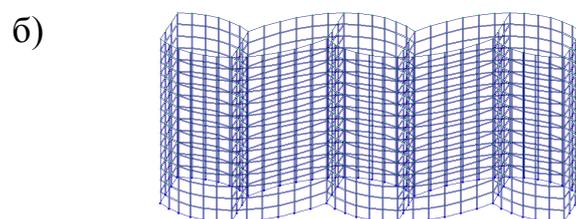
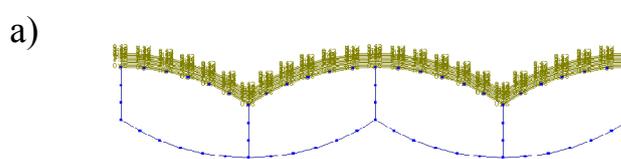


Рис. 3.6. Результаты численных экспериментов полурadiaльной подпорной стенки : а) - давление грунта; б) - массив собранных нагрузок 1,2; в) - загрузка 1 - зона пластических деформаций; г) - загрузка 1 - собственный вес

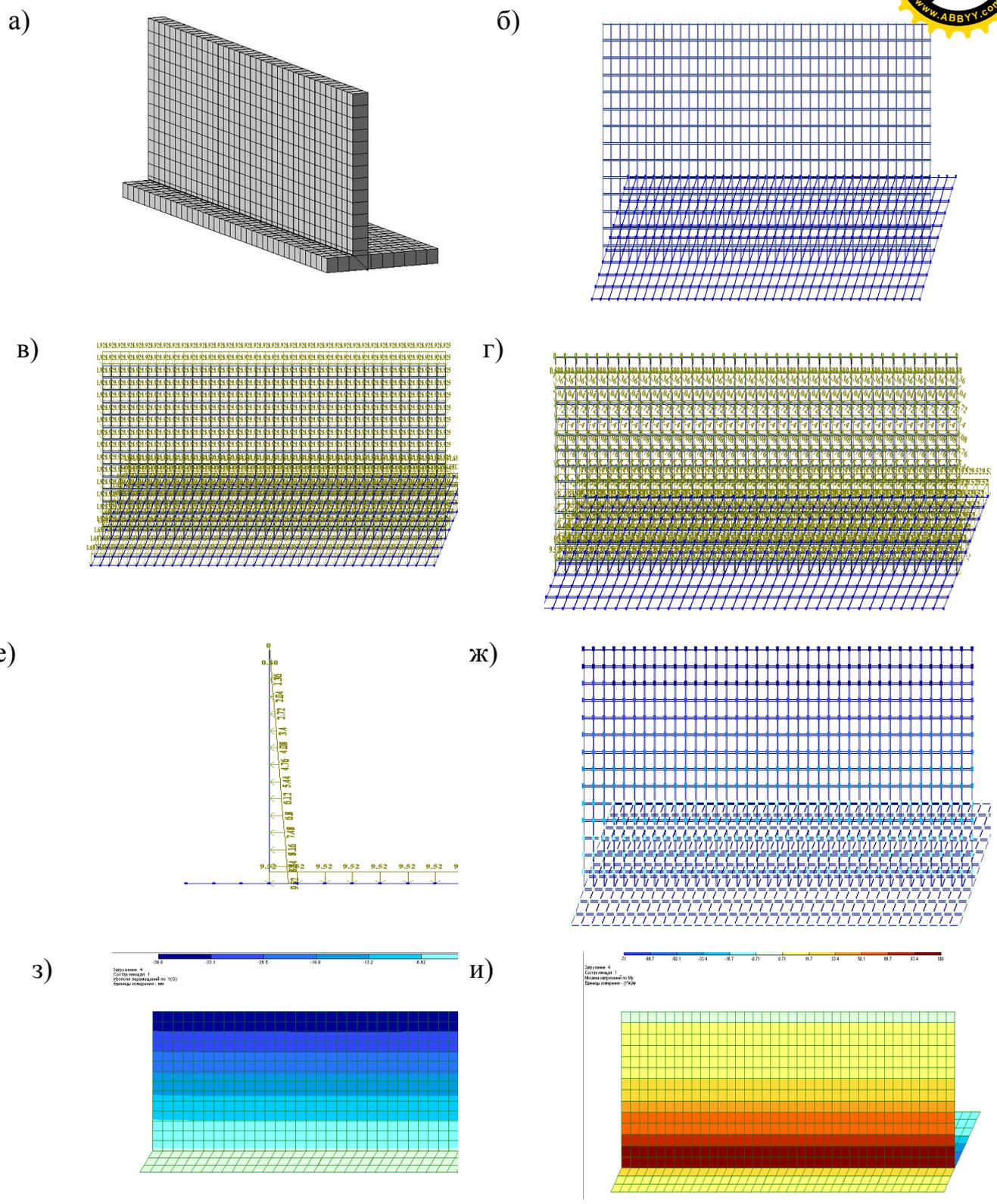


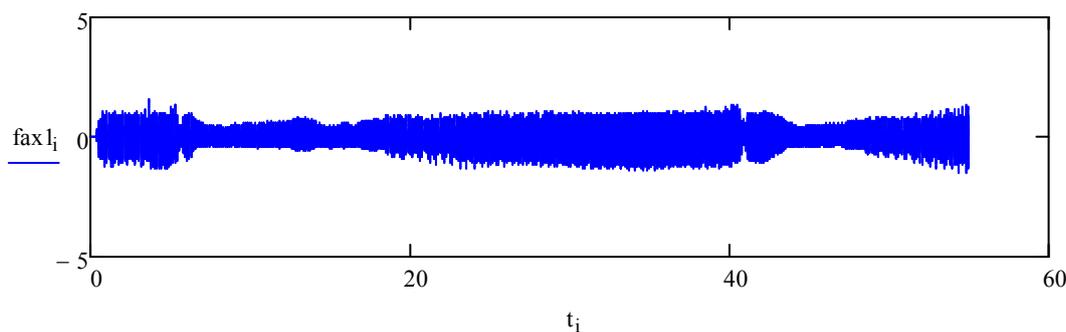
Рис. 3.7. Результаты численных экспериментов угловой подпорной стенки : а) - конечно-элементная модель; б) - сбор нагрузок на 1 м² покрытия; в) - загрузка 1- собственный вес конструкций; г) - загрузка 2- давление грунта; д) - результаты расчета



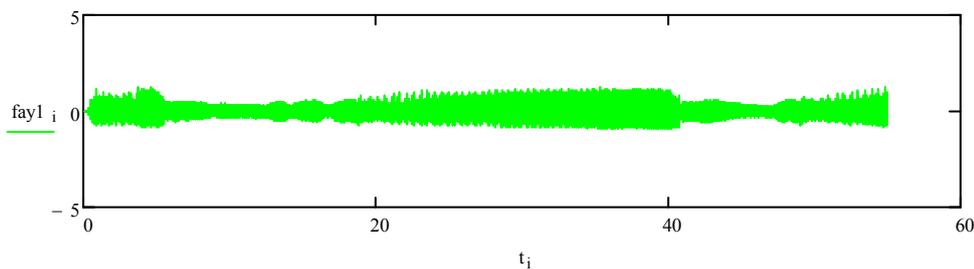
Перемещения по направлению Y; е) - загрузка 2 - перемещения по направлению X; з) - загрузка 4 - изополя перемещений по Y(G); и) - загрузка 4 - изополя перемещений по X(G)

Характеристики ускорений моделей гравитационной, уголковой и новой предлагаемой подпорных стенок показаны ниже на рис. 3.12-3.14 – результаты экспериментальных исследований.

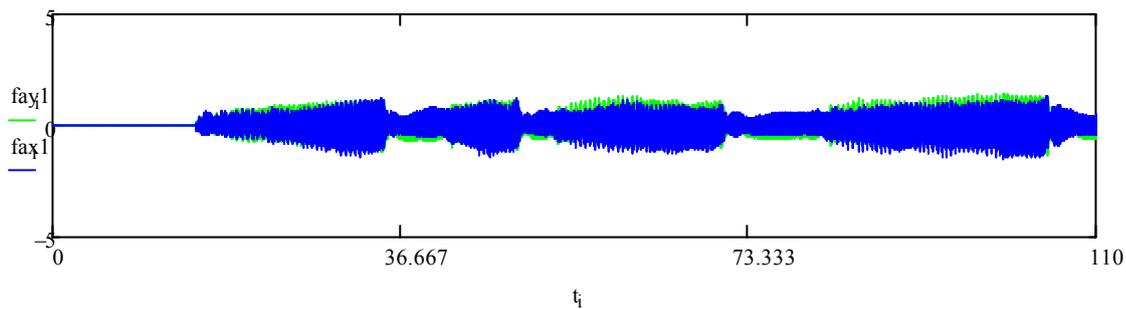
а)



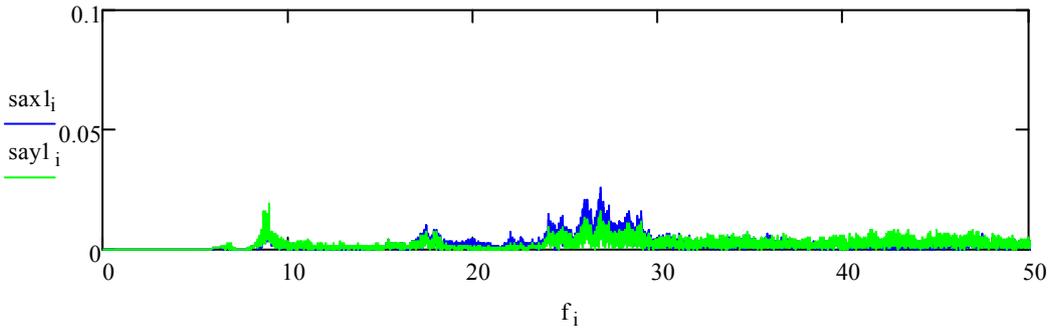
б)



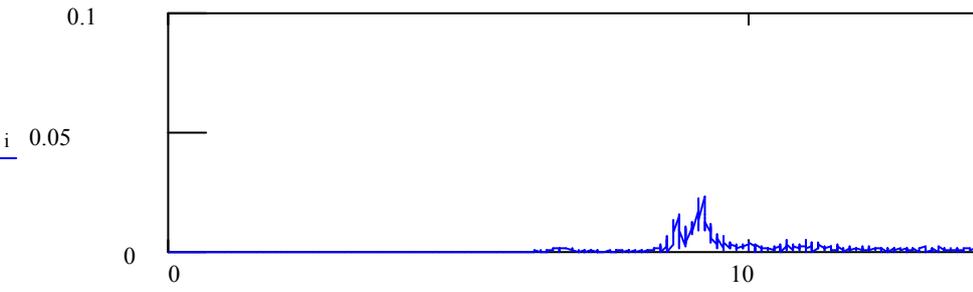
в)



Г)



Д)



е)

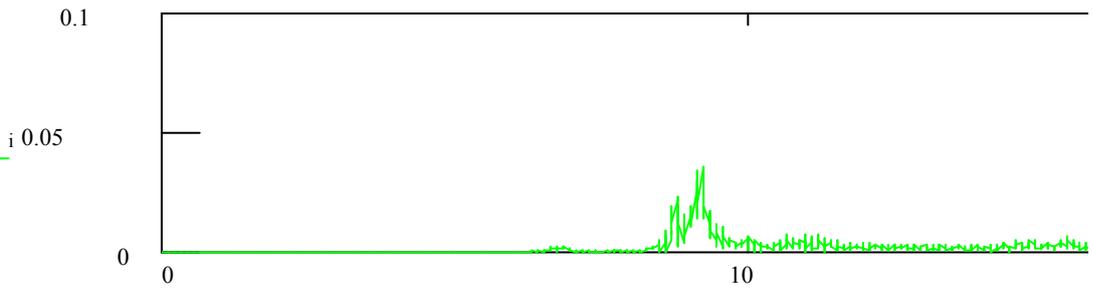
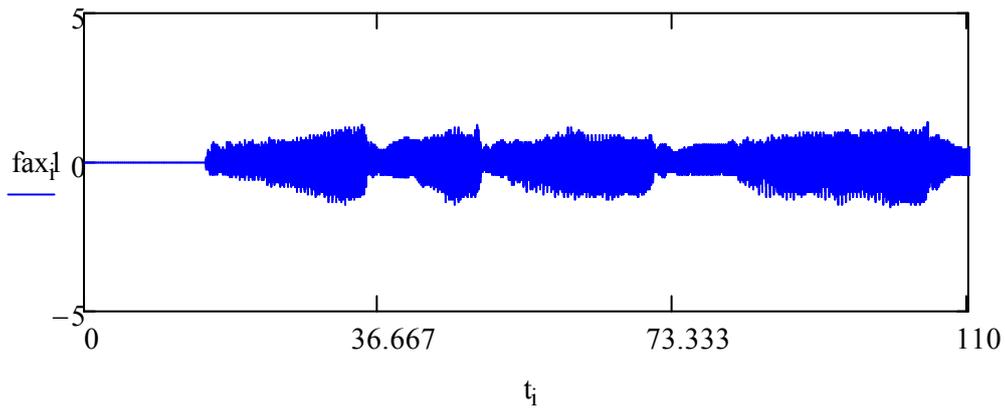


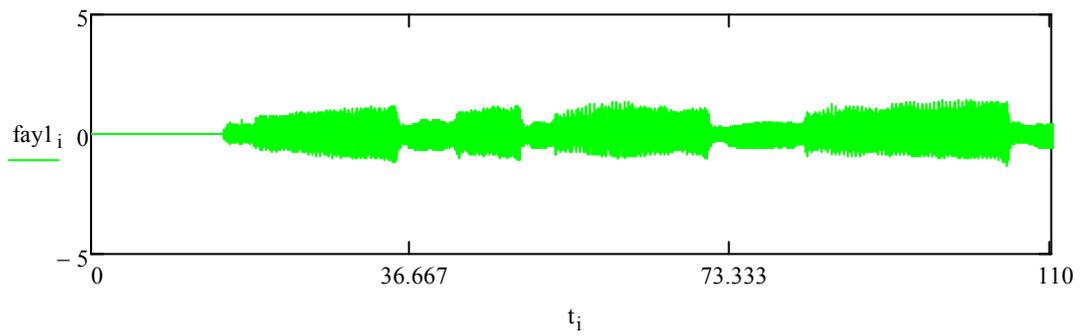
Рис. 3.8. Ускорения гравитационной подпорной стенки, экспериментальные данные, м/с², секунды, амплитуда - мах, платформа - 1,23 м/с², модель - 1,18 м/с², частота, Гц; а) – амплитуда колебаний модели гравитационной подпорной стенки; б) – амплитуда колебаний платформы; в- совмещенные амплитуды колебаний; г) – график спектров платформы; д) график спектров полурадиальной подпорной стенки с инерционными демпферами; е) – наложение спектров платформы и гравитационной подпорной стенки.



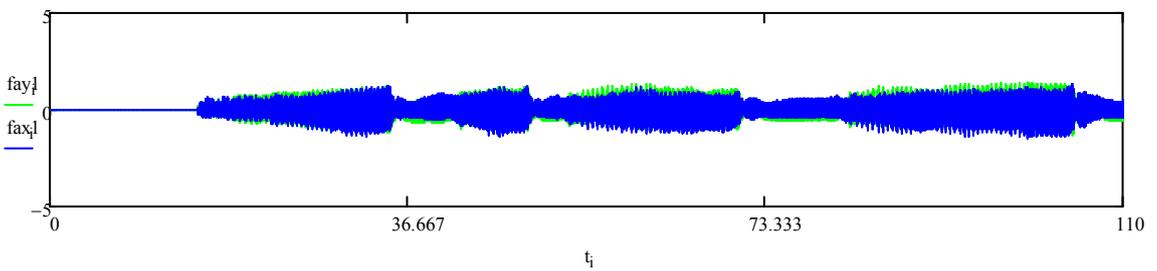
a)



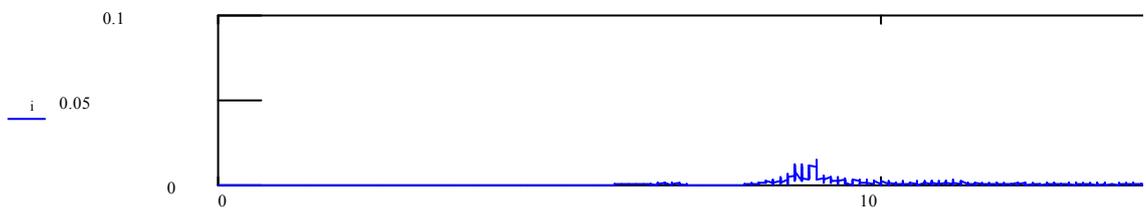
B)



B)

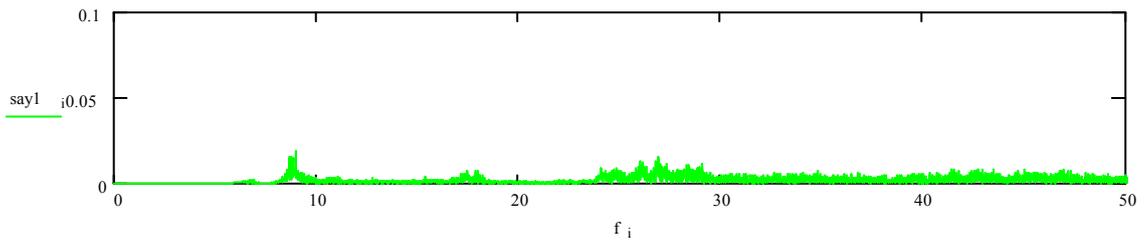


Γ)





Д)



Е)

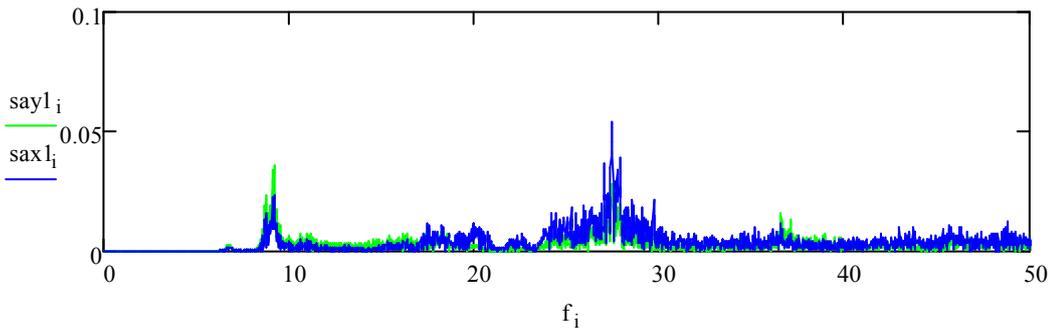
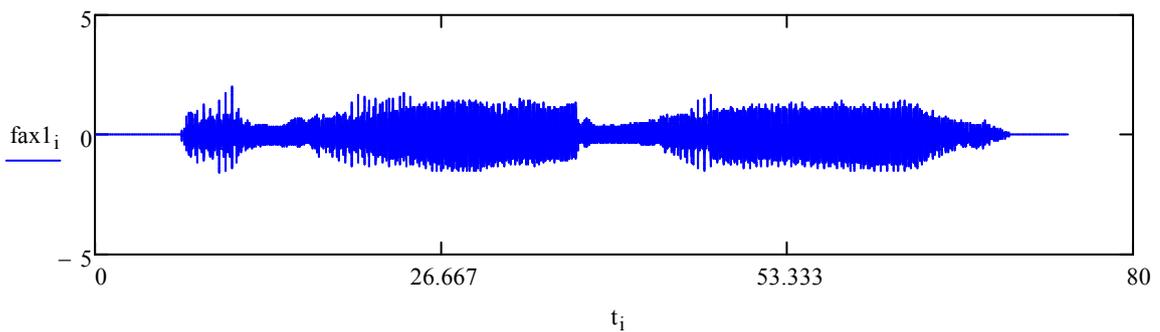


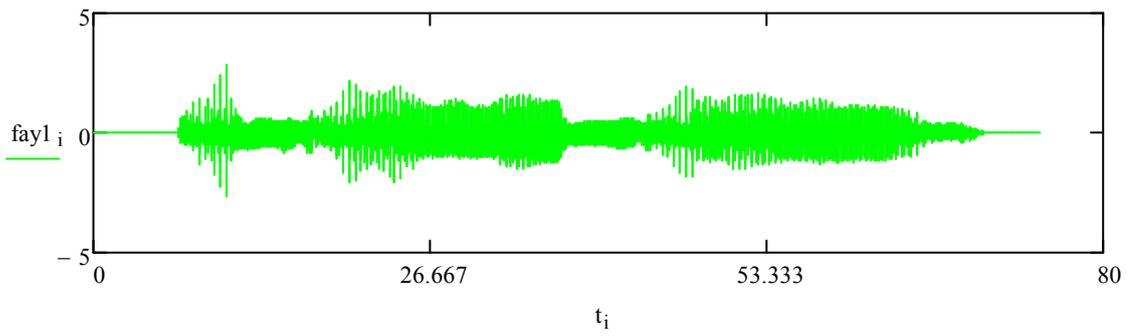
Рис. 3.9. Ускорения уголковой подпорной стенки, экспериментальные данные, м/с², секунды, амплитуда - мах, платформа - 1,23 м/с², модель - 1,18 м/с², частота, Гц; а) – амплитуда колебаний модели уголковой подпорной стенки; б) – амплитуда колебаний платформы; в- совмещенные амплитуды колебаний; г) – график спектров платформы; д) график спектров полурadiaльной подпорной стенки с инерционными демпферами; е) – наложение спектров платформы и уголковой подпорной стенки.

а)

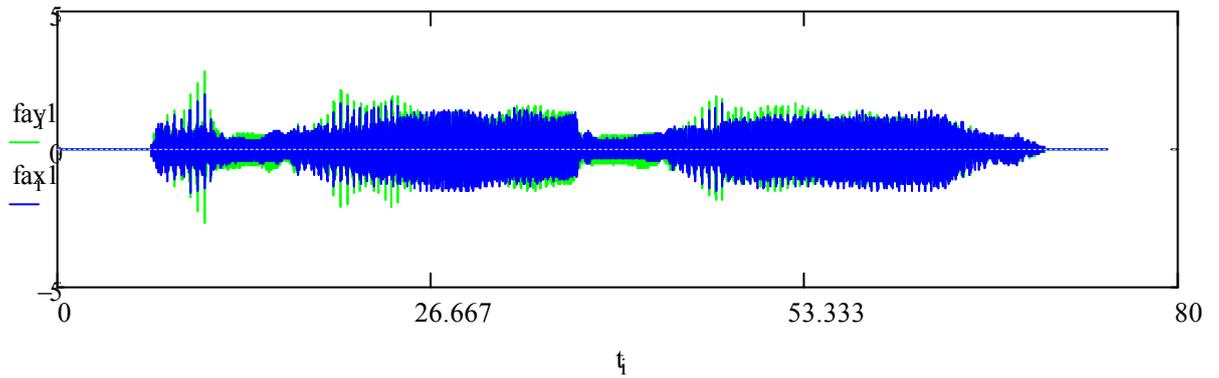




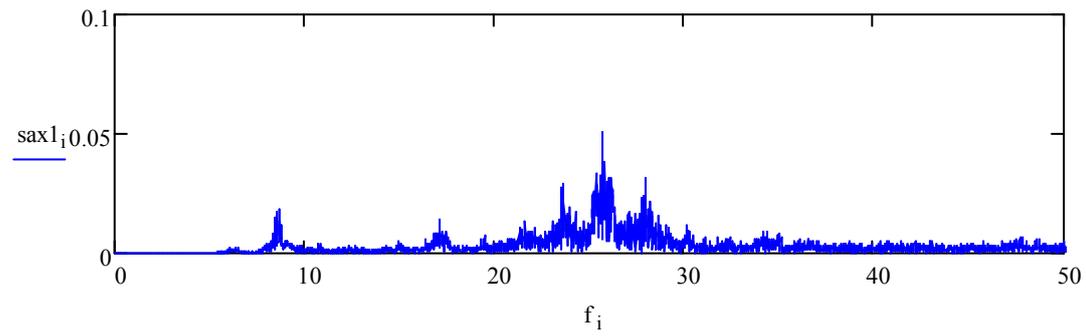
Б)



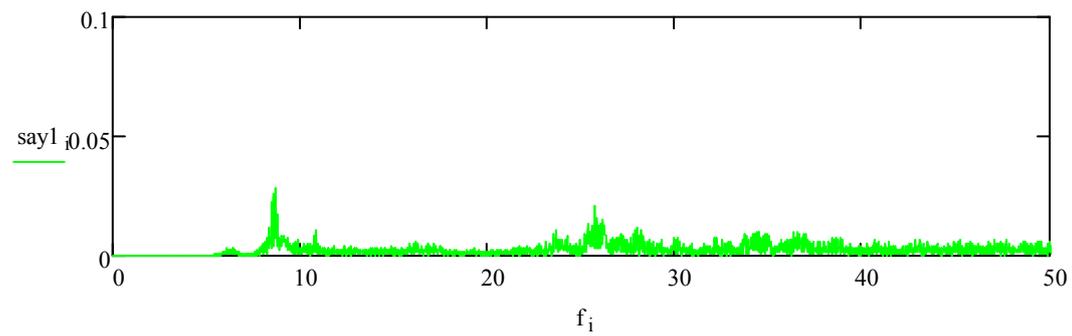
В)



Г)



Д)



е)

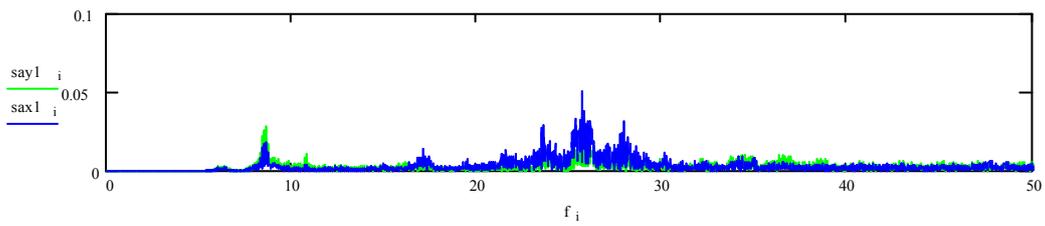




Рис. 3.10. Ускорения новой предлагаемой подпорной стенки, экспериментальные данные, амплитуда – мах, платформа - 2,006 м/с², модель – 2,81 м/с², спектры, м/с², частота, Гц; а) – амплитуда колебаний модели полурадальной подпорной стенки; б) – амплитуда колебаний платформы; в- совмещенные амплитуды колебаний; г) – график спектров платформы; д) график спектров полурадальной подпорной стенки с инерционными демпферами; е) – наложение спектров платформы и полурадальной подпорной стенки.

Таблица 3.2

Диапазон частот моделей подпорных стенок по результатам испытаний

№ Эксперимента	Объект в эксперименте	Среднее значение	Диапазон min-max
Новая предлагаемая подпорной стенки			
№ 1	Платформа, Гц	25,69	25,53- 27,97
	Модель, Гц	25,69	23,61-27,97
Гравитационная подпорная стенка			
№ 2	Платформа, Гц	9,15	27,04 27,87
	Модель, Гц	9,15	27,04-27,88
Угловая подпорная стенка			
№ 3	Платформа, Гц	9,00	25,90 26,80
	Модель, Гц	9,00	26,16-26,88-

В качестве критерия оценки эффективности использования в подпорной стенке инерционных демпферов в модели принят динамический коэффициент K_{cu} , определяемый как отношение амплитуды ускорения модели к амплитуде ускорения площадки платформы, моделирующей сейсмические колебания:



$$K_{cu} = \frac{\ddot{A}}{\ddot{A}_0}, \quad (3.4b)$$

где \ddot{A} - ускорение платформы; \ddot{A}_0 - ускорение модели.

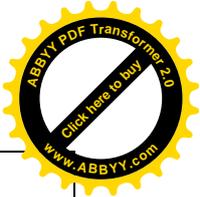
Таблица 3.3

Данные зависимости коэффициента динамичности от круговой частоты

Параметры сейсмического воздействия	7 баллов	8 баллов	9 баллов
Ускорение платформы	283	451	693
Ускорение в новой конструкции без инерционных демпферов, м/с ²	307	425,1	635
Ускорение в гравитационной подпорной стенке, м/с ²	308	424	690
Круговая частота новой конструкции без инерционных демпферов, сек	2	8	12
Круговая частота гравитационной подпорной стенки, сек	1	13	18
Перемещение платформы, мм	4	5,5	7
Коэффициент динамичности K_n	0,996753247	1,00259	0,92029
Ускорение платформы, м/с ²	283	451	693
Ускорение в новой конструкции с инерционными демпферами, м/с ²	307	425,1	635
Ускорение в гравитационной подпорной стенке, м/с ²	308	424	690

Продолжение Таблицы 3.3.

Круговая частота новой конструкции с инерционными демпферами, сек	1,8	7,6	9,4
Круговая частота гравитационной подпорной стенки	1	13	18
Перемещение платформы, мм	8	12	13,4
Коэффициент динамичности K_n	0,996753247	1,00259	0,92029
Круговая частота новой конструкции с инерционными демпферами, сек	1,8	7,6	9,4
Круговая частота гравитационной под-	1	13	18



порной стенки			
Коэффициент динамичности K_n	0,996753247	1,00259	0,92029
Коэффициент динамичности K_n	0,85	0,96	0,18

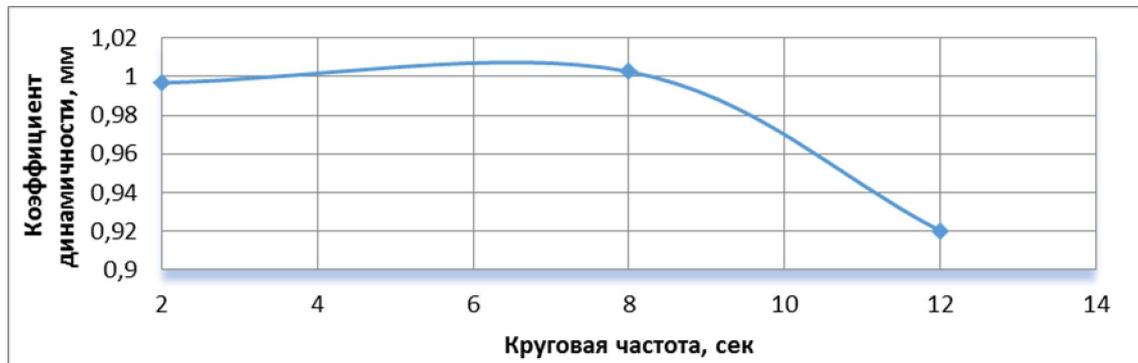


Рис. 3.11. График зависимости коэффициента динамичности от круговой частоты

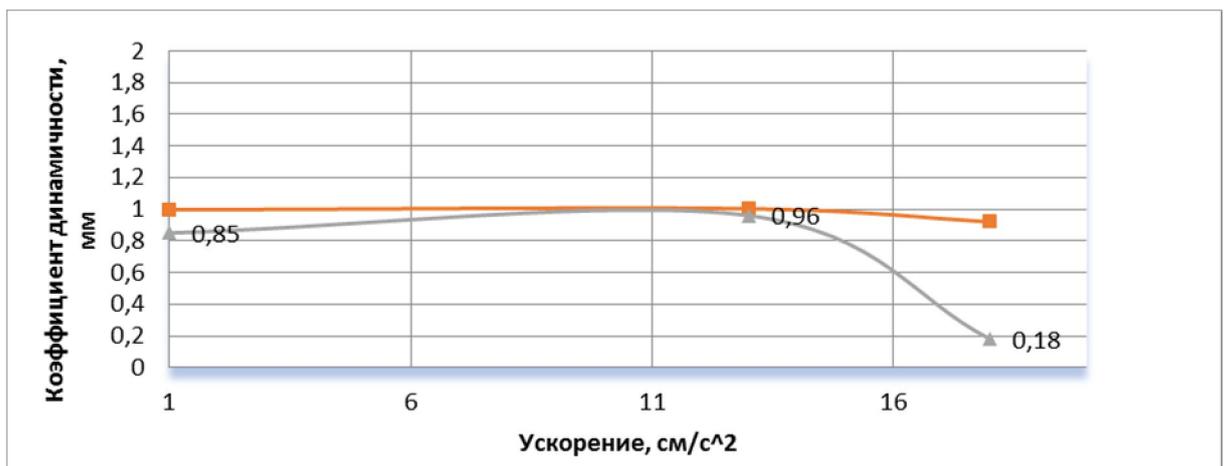


Рис. 3.12. Сравнительный график коэффициента динамичности

3.10. Заключение по главе 3

1. Разработана математическая модель и методика расчета системы «подпорная стенка с инерционными демпферами–защищаемый склон», позволяющей установить соотношение массы демпферов от геометрических параметров стенки.
2. Установлены закономерности изменения коэффициента динамичности подпорных сооружений с инерционным демпфированием при сдвиге



по подошве, позволившие установить диапазон включения инерционных демпферов от 7 до 9 баллов.

ГЛАВА 4

РЕКОМЕНДАЦИИ ПО ПРАКТИКЕ ПРИМЕНЕНИЯ И ОЖИДАЕМЫЙ ЭКОНОМИЧЕСКИЙ ЭФФЕКТ ОТ ПРЕДЛОЖЕННОЙ КОНСТРУКЦИИ ПОДПОРНОЙ СТЕНКИ

4.1. Рекомендации по проектированию подпорных стен с инерционными демпферами

В работе [4] была получена расчетная модель сейсмического воздействия из множества M_3 показанная на рисунке 4.1. Для более полной оптимизации в нашей работе учтена также возможность снижения сейсмической реакции

всех стадий вследствие использования нелинейной области деформирования упругопластических деформаций.

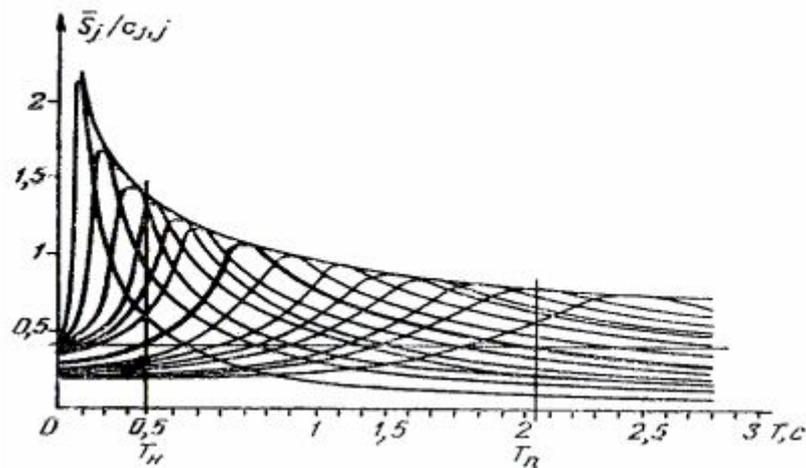


Рисунок 4.1. Ординаты огибающей максимумов спектров $S(T, T_j)$

При сейсмических колебаниях у системы, в нелинейной области, имеет некоторый уровень перемещений, превышение которого может вызвать потерю устойчивости каркасных конструкций нижнего уровня и обрушение конструкций в целом. Поэтому дополнительное ограничение по надежности будет иметь вид:

$$|\pm y| \leq y(4.1)$$

График β в нормах [106] представляет по существу огибающие максимальных ординат графиков коэффициента динамичности, отвечающих различным прогнозируемым, ожидаемым воздействиям.

Особенность этой методики расчета сооружений – использование вместо огибающей отдельных элементов расчетного множества нормированных спектров сейсмической реакции. При расчетах сооружений с системами сейсмоизоляции в рамках СНиП [106] произведем нормировку таким образом, что огибающей расчетного множества будет график коэффициента β , а каждый из множества нормированных спектров представит собой по физическому смыслу некоторую идеализацию коэффициента динамичности β_j линейных систем при j -ом сейсмическом воздействии. Такой подход позволяет использовать для определения расчетной сейсмической нагрузки на сооружения с инерционными



демпферами расчетные формулы СНиП. Расчетные спектры сейсмической реакции являются функциями двух аргументов: периода T собственных колебаний системы и доминантного периода T_j j -го воздействия. Функция $S_j=S(T, T_j)$ характеризует, во-первых, форму данного спектра реакции – элемента и, во-вторых, форму огибающей ординат спектров множества.

Учитывая вышеизложенное, а также данные экспериментальных исследований (Глава 3) коэффициент β_j представляется в виде: $\beta_j=\lambda_j \cdot \beta$ (4.4) где β – график коэффициента динамичности из норм, используемый в качестве огибающей максимумов спектров; λ_j – среднеквадратичный спектр упругой реакции, определяемый по (4.2 и 4.3) и нормированный так, что при всех j : $\max \lambda_j=1$; $\lambda(0, T_j)=0,33$.

Соответствующее значение ординаты расчетного коэффициента динамичности

$$\beta(T_n, T_j) = (q_n \cdot x_p) / K_0 \cdot K_1 \cdot Q_k \cdot A \cdot K_A \quad (4.2)$$

Расчетная сейсмическая нагрузка по (4.9) отвечает системе до начала затухания колебаний демпфера. Чтобы найти расчетную сейсмическую нагрузку на систему после затухания колебаний демпфера, необходимо выделить расчетный график β_j . Его восходящая ветвь – прямая линия – определяется двумя точками:

$$\beta_j(0, T_j) = 1; \quad (4.3)$$

$$\beta_j(T_n, T_j) = (q_n \cdot x_p) / K_0 \cdot K_1 \cdot Q_k \cdot A \cdot K_A \quad (4.4)$$

Точка пересечения этой прямой с графиком $\beta(T)$ из норм определяет период T_j , отвечающий максимальной ординате $\beta(T_j, T_j)$ расчетного графика β_j .

По формуле (4.4) вычисляем расчетное значение $\lambda(T_n, T_j)$ для системы после затухания колебаний демпфера:

$$\lambda(T_n, T_j) = T_j / T_n \quad (4.5)$$

Подставляя в (4.5) значение $\beta(T_j, T_j)$ и (4.2), получаем расчетный коэффициент $\beta(T_n, T_j)$ для системы после выключения связей. Расчетная сейсмическая нагрузка на систему после затухания колебаний демпфера определяется по (4.5).



Таким образом, найдены расчетные значения сейсмической нагрузки сооружения в двух состояниях: $S(T_n, T_j)$ – до затухания колебаний демпфера и $S(T_n, T_j)$ после затухания колебаний демпфера. Изменяя величину T_n , T_n и x_p , можно регулировать значения $S(T_n, T_j)$ и $S(T_n, T_j)$, добиваясь оптимизации нагрузки и системы.

Зависимость между целевой функцией C и величинами $S(T_n, T_j)$ и $S(T_n, T_j)$ в общем случае сложна и не может быть представлена универсальным выражением. В каждом конкретном случае инженер-проектировщик должен анализировать целевую функцию и решать частную оптимизационную задачу.

Следует иметь в виду, что при использовании в качестве расчетного, наиболее опасного для системы, пограничного воздействия и применения такого подхода система с примерно равной вероятностью может находиться в начальном и предельном состоянии, т. е. с равной вероятностью демпферы могут выключиться и не выключиться. Поэтому при определении целевой функции рекомендуется в элементах конструкций принимать более высокие усилия из двух возможных ситуаций, отвечающих начальному и предельному состоянию. Для сооружения с выключающимися связями в задача оптимизации упрощается, и удается довести до конца решение обоих этапов минимаксной задачи оптимизации – отыскания максимальной нагрузки при фиксированных параметрах и минимизации ее регулированием изменяемых параметров. Возможность упрощения определяется двумя обстоятельствами. Целевая функция может быть приближенно отождествлена с расчетной сейсмической нагрузкой, и условием экстремума – минимума является равенство:

$$S(T_n) = S(T_n) \quad (4.6)$$

Значения $S(T_n)$ и $S(T_n)$ вычисляются в соответствии с изложенной выше процедурой. Из (4.14) вытекают очевидные равенства:

$$\beta(T_n, T_j) = \beta(T_n, T_j) \quad (4.7)$$

$$\lambda(T_n) = \lambda(T_n) \quad (4.8)$$

Подставив в (4.16) выражения (4.7 и 4.8)

$$0,4 + 0,6 \cdot (T_n/T_j) = T_j/T_n \quad (4.9)$$

с учетом корректировок к графикам коэффициента динамичности
нешних норм получим уравнение для нахождения T_j :

$$T_j^2 + 0,4 \cdot T_n T_j = 0,6 \cdot T_n T_j = 0 \quad (4.10)$$

решение которого дает

$$T_j = \frac{0,4 \cdot T_n + \sqrt{(0,4 \cdot T_n)^2 - 4(0,6 \cdot T_n \cdot T_n)}}{2} = \frac{T_n}{5} \cdot \left(1 + \sqrt{1 + \frac{15}{\gamma}} \right),$$

$$\gamma = T_n / T_H.$$

После подстановки T_j в (4.13) имеем:

$$\lambda = \frac{1}{5} \cdot \left(1 + \sqrt{1 + \frac{15}{\gamma}} \right) \quad (4.11)$$

Оптимальное значение β' , отвечающее условию $\beta(T_n, T_j) = \beta(T_n, T_j)$, получаем из

$$\beta' = \lambda \cdot \beta(T_j) \quad (4.12)$$

Значение $\beta(T_j)$ вычисляем по нормам, подставляя $T = T_j$, где T_j находится из (4.11). Как видно из (4.12), значение λ определяется только изменением параметров периодов, т. е. отношением $\gamma = T_n / T_H$. Значения $\beta(T_j)$ и, следовательно β' , зависят также от абсолютных значений периодов T_n и T_H . На рисунке 4.2 приведен график β' , вычисленный для нескольких значений $\gamma = T_n / T_H$. Как видно на графике, снижение β' и, следовательно, расчетной сейсмической нагрузки тем значительнее, чем больше $\gamma = T_n / T_H$ и чем меньше величина T_H .

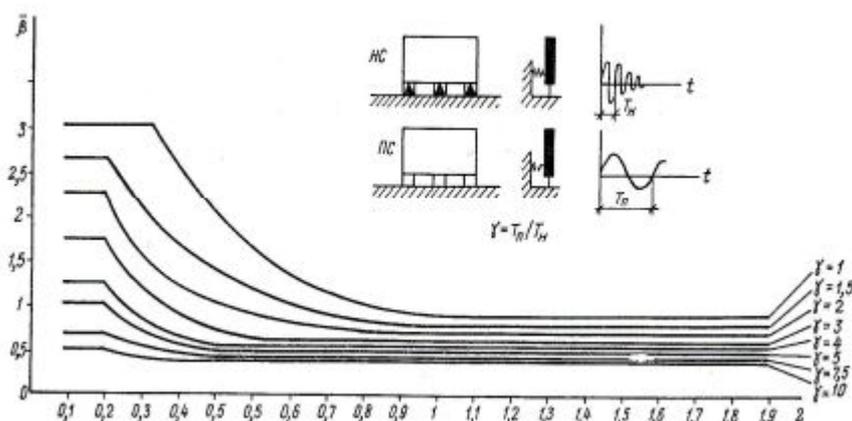


Рисунок 4.2. Определение расчетных значений коэффициента динамичности β' для сооружений с системами сейсмозащиты



В работе [4] показано, что нагрузки, отвечающие зарезонансным частотам, как правило, не влияют существенно на частоты по первой форме. В этом случае коэффициент динамичности $\beta_1 = \beta(T_1)$ рекомендуется определять в запас обычным способом по нормам.

Существует непосредственная зависимость между механическими параметрами конструкции, в частности, самими демпферами расчетной нагрузкой. Действительно, с одной стороны, значения T_n , T_p , x_p , определяющие расчетную сейсмическую нагрузку, тесно связаны с конструктивными параметрами системы (жесткость, прочность, диссипативные характеристики). С другой стороны, полученная расчетная сейсмическая нагрузка сама влияет в известной степени на геометрические и механические параметры конструкции. Поэтому оптимизацию конструкции следует производить с учетом этой взаимосвязи, в некоторых случаях приближаясь к оптимальному решению последовательными приближениями. При устройстве выключающихся связей (ВС) в нижних этажах значения β' и, следовательно, расчетные нагрузки зависят только от жесткости и диссипативных свойств конструкции, а прочность конструкции определяется после вычисления нагрузки.

Полученные формулы оптимизационного расчета подпорных стен с инерционными демпферами выведены в предположении параллельной работы демпферов.

В работе [4] рассмотрены анализы кручения здания в горизонтальной плоскости при неодновременном затухания колебаний нескольких демпферов. В результате рассмотрения получены: приближение к реальным параметрам затухания колебаний демпфера, при которой допускается не учитывать эффект поворота подпорной стенки при неодновременном затухания колебаний демпфера.

Согласно нормам [106], высшие формы колебаний учитываются только тогда, когда период основного тона превышает 0,5 с, т. е. в данном случае, если



$T_{H1} > 0,5$ с.

Почти во всех реальных гравитационных подпорных стенах период $T_{H1} \leq 0,5$ с. В этих случаях учитывается только первая форма колебаний.

Обычно же, в практических случаях $T_{H2} \leq 0,5$ с, т. е. учитывается не более двух форм колебаний.

Период T_{H2} второй формы поступательных колебаний в несколько раз ниже периода T_{H1} первой формы колебаний. Теоретически за время до успокоения демпфера могут установиться вынужденные колебания, отвечающие второй форме колебаний. Поэтому в практических расчетах рекомендуется в тех случаях, когда учитывается вторая форма колебаний начальной системы, принимать значение β_{H2} , отвечающее периоду T_{H2} по нормам.

Определение экономического эффекта связано с оценкой сейсмического риска и на их основе оптимизацией параметров инерционных демпферов. Понятие «сейсмический риск» обозначает вероятность потерь (убытков), связанных с сейсмической опасностью, за определенный интервал времени [4, 5]. Потери (убытки) могут носить чисто экономический характер – в таком случае задача относится к классу сооружений с экономической ответственностью, в которой учитывается экономия от применения антисейсмических мероприятий, определяемой соотношением между предотвращенными убытками и затратами на антисейсмические мероприятия. Потери и ущербы могут быть связаны с разрушением конструкции сооружений, опасными для жизни людей, то есть иметь неэкономические последствия – в таком случае задача относится к классу сооружений с неэкономической ответственностью, в которой кроме экономии учитываются неэкономические ущербы: гибель и травматизм людей, социальные последствия.

За экономический критерий оптимальности антисейсмических усилений сооружений примем средне вероятные полные затраты, связанные с сейсмической опасностью. Оптимальные затраты на антисейсмические мероприятия определим путем минимизации целевой функции, соответствующей критерию оптимальности:



$$R = R_a + R_{cvc} + R_{al}(I_s, T_p, R_a) = \min(\dots)$$

где R – полные затраты, связанные с сейсмической опасностью и относящиеся к данному сооружению; R_a – первоначальные затраты на антисейсмические усиления сооружений; R_{cvc} – стоимость системы выключающихся связей; $R_{al}(I_s, T_p, R_a)$ – стоимость восстановления сооружений после всех вероятных (прогнозируемых) землетрясений за расчетный срок службы сооружений.

Выражение (4.20) устанавливает необходимую и достаточную величину затрат на включение в подпорные стенки элементов сейсмической защиты. В этом случае решается задача по определению безусловного экстремума целевой функции, без учета снижения нормативной надежности и уменьшения стоимости конструкций с течением времени. Предположим, что известны R_{al} – средневероятные убытки при одном I – балльном сейсмическом сотрясении площадки строительства и среднегодовое число этих сотрясений B_I . Тогда ежегодно при I – балльных сотрясениях убытки равны $B_I \cdot R_{al}$, а при всех возможных на данной территории интенсивностях сотрясений ежегодные убытки составят

$$\sum_{I_{\min}}^{I_{\max}} B_I \cdot R_{al} \quad (4.14)$$

Приводя убытки к базисному году (году сдачи объекта в эксплуатацию), запишем:

$$R_{al}(I_s, T_p, R_a) = \sum_{I_{\min}}^{I_{\max}} K_t \cdot T_p \cdot B_I \cdot R_{al} \quad (4.15)$$

где K_t – коэффициент приведения; T_p – расчетный срок эксплуатации сооружения.

Представим выражение (4.20) в следующем виде:

$$\rho = \rho_a + \rho_{cvc} + \sum_{I_{\min}}^{I_{\max}} K_t \cdot T_p \cdot B_I \cdot \rho_{al} = \min \quad (4.16)$$

где $\rho = R/Q$; $\rho_a = R_a/Q$; $\rho_{cvc} = R_{cvc}/Q$; $\rho_{al} = R_{al}/Q$; Q – стоимость сопоставимого объекта в несейсмических условиях; I_{\min} – минимальная интенсивность землетрясений, вызывающая появление повреждений в конструкциях; I_{\max} – максимальная прогнозируемая интенсивность.



Установление оптимального уровня сейсмического воздействия, при котором происходит отключение резервных элементов, производится из условия минимума полных затрат (4.16). Снижение затрат при этом является следствием уменьшения величины сейсмического воздействия при переходе системы в предельное (конечное) состояние. Как отмечалось выше, было принято, что сейсмическая нагрузка на сооружение при выключении связей воздействием, то здание получает разрушения, соответствующие 8-балльному воздействию. Формула (4.3) принимает следующий вид:

$$\rho = \rho_a + \rho_{сис} + K_t \cdot T_p \cdot B_I \cdot \rho_{a,Ip-1} + E_{III}^{-1} \cdot \sum_{I_{min}=6}^{I-I_p} B_I \cdot \rho_{aI} = \min \quad (4.17)$$

где B_{Ip} – средневероятное число сейсмических сотрясений за год для сейсмического воздействия I_p , при котором задействованы инерционные демпферы; $\rho_{a,Ip-1}$ – относительный экономический ущерб от сейсмического воздействия на балл ниже расчетного, вызывающего активизацию демпферов. Расчетный срок эксплуатации сооружений принимается в соответствии с отраслевыми методиками, нормативами, а в случае их отсутствия срок службы рассчитывается по формуле:

$$T_p = 100 / N_{ap} \quad (4.18)$$

где N_{ap} – ежегодный процент амортизационных отчислений на полное восстановление подпорной стенки по действующим нормам амортизации основных фондов.

Приведенные в формуле (4.18) затраты на антисейсмические усиления и убытки от землетрясений обычно несопоставимы по времени, то есть с экономической точки зрения не эквивалентны. Поэтому для учета различий, вытекающих из разновременности затрат, и приведения этих затрат к одному периоду времени, в соотношении (4.21) введен коэффициент K_t , определяемый по формуле при сроке подпорной стенки $T_p \geq 35$ лет согласно работам [4, 5]:

$$K_t \cdot T_p = 1 / E \quad (4.19)$$

где E – норматив для приведения разновременных затрат, который установлен в размере 0,1.



Сейсмическая сотрясаемость V_I – долговременная средняя частота возникновения в данной точке земной поверхности сейсмических сотрясений любой данной интенсивности I . Период сотрясаемости $T=I/V_I$ – средний промежуток времени между землетрясениями данной интенсивности в данной точке.

По сотрясаемости V_I можно рассчитать вероятность того, что данная точка хотя бы раз подвергнется сейсмическому сотрясению определенной интенсивности за данное время (например, срок службы сооружений - T_p): $P=V_I \cdot T_p$ (если $T_p \ll T$).

При сравниваемых промежутках времени $T_p=T$ для определения вероятности P необходимо располагать характером распределения рассматриваемых событий во времени.

Отметим, что средневероятные относительные убытки при одном I – балльном землетрясении зависят от степени сейсмической устойчивости подпорной стенки ρ_a и интенсивности сейсмического сотрясения I_s . Характер функциональной зависимости $\rho_{aI}(\rho_a, I_s)$ мало изучен. Функциональная зависимость убытков от степени повреждения приземлетрясения ρ_{aI} зависит от математического ожидания степени повреждения m_x , которая может быть определена согласно работе [4, 5].

Определяемые из выражения (4.22) оптимальные значения затрат на антисейсмические мероприятия являются необходимыми и достаточными для сооружений с экономической ответственностью, но недостаточными для объектов с неэкономической ответственностью. Для таких сооружений при назначении первоначальных затрат на сейсмозащиту учитывается надежность сооружений.

Вероятность выхода из строя подпорной стенки при учете землетрясений различной интенсивности запишем в следующем виде:

$$R_I \{x_\phi > [x]\} = \sum_{I_{\min}}^{I_{\max}} [1 - F_{x(\rho_a)}] T_p \cdot V_I \quad (4.20)$$



где x_f – фактическая, а $[x]$ – предельно допустимая степень повреждения сооружений по шкале MSK-1964; I – расчетная интенсивность сейсмических сотрясений в данном районе.

В работах сейсмологов В. И. Кейлис-Борока, И. Л. Нерсесова, Я. М. Яглома принимается, что число сотрясений точечного объекта за время T подчиняется закону Пуассона.

В работах [4, 5] также показаны результаты, связанные с учетом ухудшения качества систем при эксплуатации из-за старения, износа строительных элементов. Применение приведенных выше выражений для определения вероятности разрушения подпорных стен, позволяющие учитывать физический износ конструкций, сопряжено с определенными сложностями, связанными с отсутствием достаточного объема статистической информации по изменению качественных свойств конструкций сооружений со временем и влияния этих изменений на степень повреждения конструкций при землетрясениях, а также с приближенностью оценки числа сейсмических сотрясений, когда среднее время между двумя последовательными сейсмическими сотрясениями $t_0=1/\mu_1$ (μ_1 – среднегодовое число сейсмических сотрясений) соизмеримо со сроком эксплуатации сооружений T_p .

В отличие от описанного выше способа определения вероятности разрушения сооружений при сейсмических воздействиях, определяется вероятность гибели человека в течение года от всех прогнозируемых землетрясения – $R\{x\}$. Эта вероятность определяется совместным наступлением следующих независимых событий: вероятностью случая сейсмического сотрясения определенной интенсивности I за год – $P\{A^I\}$, вероятностью получения конструкциями x -степени повреждения, при которой возможны человеческие жертвы – $P\{A'_x\}$, и вероятностью гибели человека при x -степени разрушения подпорной стены или другого сооружения на дороге – $P\{A_x\}$. Вероятность $P\{A^I\}$ есть среднегодовое число сейсмических сотрясений площадки строительства VI . В работах [4, 5] значения вероятности $P\{Ax\}$ – отношение между



степенью разрушения зданий и вероятностью гибели человека в результате го принимались по данным американских специалистов, так как в отечественных публикациях подобные сведения отсутствуют.

Представим $R\{x\}$ в следующем виде:

$$R_I\{x\} = \sum_{I_{\min}}^{I_{\max}} \left[P\{A^I\} \cdot \sum_{x=3}^{x=5} (R_I\{A_x^I\} \cdot P\{A_x\}) \right] \quad (4.21)$$

Как известно, защита сооружений при сейсмическом воздействии осуществляется специальными мероприятиями, включающими две группы требований. Одна из них является следствием расчета на сейсмические воздействия (ρ_{ap}), а другая группа требований – конструктивная и определяется в зависимости от расчетной сейсмичности объекта ($\rho_{ак}$). Применение инерционных демпферов в подпорных стенах существенно снижает величину сейсмической нагрузки и, следовательно, затраты на восстановление ρ_p . Относительная стоимость инерционных демпферов при различных уровнях расчетных сейсмических воздействий изменяется незначительно в пределах 0,01–0,012%. Поэтому величина $\rho_{свс}$ в (4.5) не будет влиять на выбор оптимальных параметров демпферов.

При определенном уровне сейсмического воздействия уровень устанавливается из условия оптимизации экономического эффекта, то есть получения наименьших полных потерь от всех прогнозируемых за расчетный срок эксплуатации подпорной стенки сейсмических сотрясений. При этом надежность стенки принимается не ниже того уровня, который обеспечивается действующими нормами проектирования и современной инженерной практикой. В случае эквивалентности экономических потерь рассматриваемую конструкцию следует назначать из условия обеспечения наибольшей безопасности дороги. Целевая функция экономического критерия оптимальности (соотношения (4.23) и функция надежности (4.30) могут быть использованы в различных подходах оценки оптимального уровня сейсмического воздействия $I_{s,}$ по:

- экономически оптимальным полным затратам, подсчитанным при нормативных расходах на первоначальные капитальные вложения в строительство предлагаемой конструкции $\rho_a^H : \rho^{lp} = \min_{I_s} \rho(I_s \rho_a^H)$; нормативной величине



надежности, принимаемой в качестве расчетной, установленной при норма

ных затратах на строительство $\rho_{ан}$: $R\{x\} = R\{I_s, \rho_{ан}\}$;

- расчетной вероятности гибели человека во время землетрясений за год, сопоставимой с вероятностью жертв от стихийных бедствий или несчастных случаев $R\{x\}$ (метод сбалансированного риска): $R^{п}\{x\} = R\{x\}$;

Экономический эффект от осуществления предлагаемых мероприятий может быть определен как разность между средневероятными полными затратами, связанными с сейсмической опасностью, для сооружений с постоянными динамическими характеристиками $\rho_{(пан)}^n$ и переменными, то есть при устройстве выключающихся элементов (связей), выключающихся при определенном уровне сейсмического воздействия $\rho_{(пан)}^{свс}$

$$\Delta_1 = [\rho_{(пан)}^n - \rho_{(пан)}^{свс}] \cdot C \tag{4.22}$$

где C – стоимость сооружения.

Стоимость обычных антисейсмических мероприятий, выполняемых согласно рекомендациям действующих норм, обычно $\approx 10-12\%$ в 9 бальной зоне, а в 7-балльных районах это составляет $\approx 3-4\%$ от стоимости сооружения.

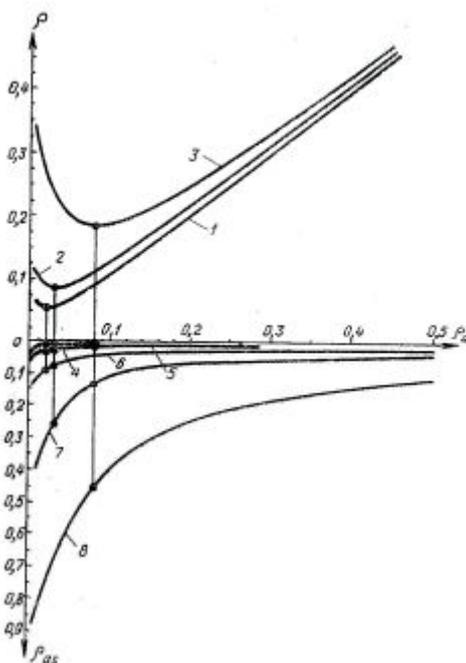


Рисунок 4.3. Графики зависимостей $\rho - \rho_a - \rho_{ас} = \rho_{ал}$



1 – при 7 баллов, 2 – при 8 баллов, 3 – при 9 баллов, 4 – при 5 баллов,
при 6 баллов, 6 – при 7 баллов

На рисунке 4.3 показаны полученные в работе [4] графики зависимостей полных затрат ρ , первоначальных затрат на антисейсмические мероприятия ρ_a и затрат на потери (ущерб) после землетрясений за расчетный срок службы сооружений ρ_{a1} . Имея оптимальные величины ρ_a , определяем соответствующие им значения ρ – полных оптимальных затрат и затем значения $\rho_{as} = \rho_{a1}$, характеризующие оптимальный объем повреждений при землетрясениях

4.2.

Расчет годового

экономического эффекта от применения полурадialьной подпорной стенки с инерционными демпферами

Определяется эффект от применения полурадialьной подпорной стенки. При внедрении в конструкцию инерционных демпферов повышается ее сметная стоимость.

Применение инерционных демпферов в фундаменте подпорной стенки позволяет повысить ее устойчивость при воздействии сейсмических сил. Уменьшается перемещение стенки, что повышает ее долговечность и срок службы в несколько раз.

Таблица 4.1

Исходные данные для расчета

Показатели	Единица измерения	Базовое проектное решение	Новое проектное решение
1. Сметная стоимость объекта	тыс. сом.	725	1200
2. Себестоимость строительно-монтажных работ	тыс. сом.	650	1250
3. Капитальные вложения в произ-			



водственные фонды строительной организации с учетом сопряженных капитальных вложений в промышленность строительных конструкций по годам строительства объекта:			
1-й	тыс. сом	901	1300
5. Годовые эксплуатационные расходы	тыс. сом	60	280
6. Продолжительность строительства моста	год	1	1
7. Сроки службы объектов	год	15	50

Расчет годового экономического эффекта

Годовой экономический эффект определяется по формуле (4.23) [26]

$$\mathcal{E} = \beta\varphi \sum_{i=1}^m \mathcal{Z}_1 \alpha_i + \mathcal{E}_0 - \sum_{i=1}^m \mathcal{Z}_2 \alpha_i. \quad (4.23)$$

β — отношение учета сейсмостойкости — $100/75=1,33$

φ — коэффициент учета изменения сроков службы — $3,33$.

Общий экономический эффект в процентном выражении $\mathcal{E}=(725-1200)1,15/2300=0,2=20\%$

4.3. Заключение по главе 4

1. Разработанная конструкция полурадимальной подпорной стенки за счет применения искривленной поверхности лицевых плит не требует развития толщины плиты по высоте, что дает снижение материалоемкости конструкции на 15 %.



2. Разработанная конструкция полурadiaльной подпорной стенки за счет вышения срока службы при устойчивости от сейсмического воздействия даст экономический эффект от повышения срока службы эксплуатации на 20 %.

ВЫВОДЫ

В результате проведенных исследований получены следующие научно обоснованные выводы:

1. На основе ретроспективного анализа в области проектирования и строительства существующих конструкций подпорных стен выявлено, что повышение сейсмической устойчивости подпорных сооружений ведется только в направлении изучения свойств грунтов засыпки и установления размеров грунтового массива, вовлеченного в работу стенки, что говорит о том, что конструктивные особенности подпорных стен и методы сейсмостойкого строительства остаются без внимания.
2. Проведенный анализ работы подпорных сооружений показывает, что использование гасителей сейсмических колебаний в их фундаментах позволяет в перспективе повысить их сейсмостойкость;



3. Теоретически обоснована и разработана конструкция сейсмостойкой подпорной стенки, способной выдерживать сейсмические нагрузки до 9 баллов и исключает увеличение сечения подпорной стенки в диапазоне от 15 % до 20 % и обоснована целесообразность применения инерционных демпферов в фундаментной части, что повышает сейсмостойкость всей конструкции на 1 балл.

4. Разработана математическая модель и методика расчета системы «подпорная стенка с инерционными демпферами–защищаемый склон», позволяющей установить соотношение массы демпферов от геометрических параметров стенки.

5. Установлены закономерности изменения коэффициента динамичности подпорных сооружений с инерционным демпфированием при сдвиге по подошве, позволившие установить диапазон включения инерционных демпферов от 7 до 9 баллов.

6. Разработанная конструкция полурадимальной подпорной стенки за счет применения искривленной поверхности лицевых плит не требует развития толщины плиты по высоте, что дает снижение материалоемкости конструкции на 15 %.

7. Применение грунта засыпки в качестве составной части конструкции также снижает материалоемкость конструкции до 15 %;

8. Материалы диссертации использованы при составлении технических условий эксплуатации противооползневых подпорных стен на железных дорогах ГП НК «Кыргыз темир жолу».



СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Абдужабаров А.Х. Сейсмостойкость автомобильных и железных дорог[Текст] /А.Х. Абдужабаров // Бишкек: КАСИ, 1996. – С. 226
2. Абдужабаров А.Х., Конструкции водопропускных транспортных сооружений в горной местности[Текст] / А.Х. Абдужабаров, Т.Б.Иманалиев, А. Бектенов//Проблемы проектирования, строительства и эксплуатации транспортных сооружений. Вып. 13. – Бишкек: КГУСТА, 2002. – С. 48-52.
3. АйтматовИ.Т., Геомеханика оползнеопасных склонов[Текст]: монография / И.Т. Айтматов, К.Ч. Кожогулов, О.В. Никольская. - Бишкек: Илим, 1999. - 208 с.
4. Айзенберг Я.М. Сооружения с выключающимися связями для сейсмических районов[Текст] / Я.М. Айзенберг // М.: Стройиздат, 1976. – С.232



5. Аубакирова Д.К. Конструкция сейсмостойкого фундамента подпорной стены с динамическим гасителем колебаний [Текст] / Д.К.Аубакирова // Естественные и технические науки. – М.:Спутник, 2016. – № 2 (92). – С.27–31.
6. Баркан Д.Д. О зависимости между упругими и прочностными характеристиками грунтов. [Текст] / Д.Д. Баркан, Ю.Г.Трофименков, М.Н. Голубцова // Основания, фундаменты и механика грунтов, - М.: 1974. - № I. - С.29-31.
7. Бахтин Б.М. Вопросы сейсмостойкости массивно-контрфорсных плотин[Текст] / Б.М. Бахтин // дис. ... канд. техн.наук. - М.: 1974. –С.200
8. Бахтин Б.М. Исследование сейсмостойкости бетонной гравитационной плотины облегченного профиля[Текст] / Б.М. Бахтин, В.И.Думенко // Гидротехническое строительство. – М.: 1979. - № 5. - С.17-20.
9. Бахтин Б.М. Об исследовании динамического давления грунтов на подпорные стенки с учетом податливости основания[Текст]: сб.научн.тр. Моск. гидромелиорат. ин-т / Б.М. Бахтин, К.А. Ксенофонтов, М. Юсупов. - М.: МГМИ, 1982. - С.30-36.
- 10.Бахтин Б.М., Определение сейсмического давления грунта на жесткую подпорную стенку[Текст] / Б.М. Бахтин, Ван ХуанНгуен // Гидротехническое строительство. М.: 1980. - № I. С 48-64.
- 11.Бахтин Б.М. Результаты экспериментальных исследований сейсмостойкости селезащитной плотины на р.Большая Алмаатинка[Текст]: сб.научн.тр. Моск.гидромелиорат. ин-т. /Б.М. Бахтин, В.П. Шарков. - М.: МГМИ, 1979, том 62, с.115-122.
- 12.Бахтин Б.М. Экспериментальное исследование на моделях сейсмостойкости уголковой подпорной стенки Нижне-Кафирниганского гидроузла[Текст]: сб.научн.тр. Тадж.сельхоз. ин-т. –Душанбе / Б.М. Бахтин, М.Юсупов. М.: 1982.- Том 42. С.98-104.



13. Гаскин В.В. Сейсмостойкость зданий и сооружений [Текст]: учебное пособие / В.В. Гаскин, А.Н. Снитко. – Иркутск: ИПИ. - 1983. – 72 с.
14. Гаскин В.В. Динамика и сейсмостойкость зданий и сооружений [Текст]: монография в трех томах. Том II / В.В. Гаскин, А.Н. Снитко, В.И. Соболев. – Иркутск: Изд-во Иркут. ун-та. -1992.- 216 с.
15. Гаскин В.В. Имитационное моделирование сейсмических процессов в протяженных сооружениях [Текст] / В.В. Гаскин, В.И. Соболев // Современные технологии. Системный анализ. Моделирование. – Иркутск: ИРГУПС, 2004.- № 2. – С. 25-33.
16. Горбунов-Посадов М.П. Расчет конструкций на упругом основании [Текст]: учебное пособие для вузов / М.П. Горбунов-Посадов. Т.А. Маликова. – М.: Стройиздат, 1973. – 450 с.
17. Гольденблат И.И., Карцивадзе Г.Н., Напетваридзе Ш.Г., Николаенко Н.А. [Текст] / [И.И. Гольденблат, Г.Н. Карцивадзе, Ш.Г. Напетваридзе и др.] // Проектирование сейсмостойких гидротехнических транспортных и специальных сооружений. – М.: Стройиздат. - 1971. – 277 с.
18. Гроссман А.Б. Экспериментальная установка для исследования сейсмических колебаний протяженных сооружений [Текст] / А.Б. Гроссман // Строительство и архитектура Средней Азии. М.: 1964. - №7. –С. 156-170.
19. Далматов Б.И. Механика грунтов, основания и фундаменты [Текст] / Б.И. Далматов // М.: Стройиздат, 1981. – С. 258-266.
20. Дроздов Ю.Н., Использование фрикционных демпферов при сейсмических воздействиях [Текст] / Ю.Н. Дроздов, В.А. Надеин, В.П. Пучков // Известия Самарского научного центра Российской академии наук, т. 13, 2011. - №4(3). – С. 65-74.
21. Динамический расчет сооружений на специальные воздействия [Текст]: справочник проектировщика / под редакцией Б.Г. Коренева. – М., 1981. – 215 с.
22. Дуброва Г.А. Методы расчета давления грунтов на транспортные сооружения [Текст] / Г.А. Дуброва. – М.: Транспорт, 1969. – С. 232.



23. Жунусов Т.Ж. Сейсмоизолирующие узлы в конструкциях мостов [Текст] / Т.Ж. Жунусов, М.Ч. Апсеметов // Вестник КГУСТА Вып.1. – Бишкек, 2002. – С. 49–54.
24. Жунусов Т.Ж. Повреждения зданий и сооружений в Джамбуле при землетрясении 10 мая 1971 года [Текст] / [Т.Ж. Жунусов, А.Т. Аубакиров, М.У. Ашимбаев и др.] – Алма-Ата: Казахстан, 1974. – 139 с.
25. Жунусов Т.Ж. Современное сейсмостойкое строительство [Текст] / Т.Ж. Жунусов, Е.Г. Бучацкий. – Алма-Ата: Казахстан, 1976. – 132 с.
26. Жунусов Т.Ж. Исследование колебаний девятиэтажного здания с первым гибким этажом [Текст] / Т.Ж. Жунусов, А.М. Парамзин // Исследования сейсмостойкости сооружений и конструкций. Вып.2 (10). – Алма-Ата: Казахстан, 1968. – С.30–34.
27. Жунусов Т.Ж. Колебания зданий при мощных взрывах в Медео [Текст] / Т.Ж. Жунусов // Колебания зданий при взрывах и землетрясениях. – Алма-Ата: Казахстан, 1972. – С.3–122.
28. Завриев К.С. Основы теории сейсмостойкости зданий и сооружений [Текст]: учебное пособие для вузов / К.С. Завриев, А.Г. Назаров, Я.М. Айзенберг. – М.: Стройиздат, 1970. – 222 с.
29. Завриев К.С. Руководство по сейсмостойкому строительству [Текст] / К.С. Завриев. – Тбилиси: Мецниереба, 1967. – С. 10.
30. Зеленский Г.А. Фундаменты зданий с сейсмоизолирующими устройствами [Текст] / Г.А. Зеленский, А.С. Катин - Ярцев // Сейсмостойкое строительство. – М.: ЦИНИС Госстроя СССР, серия Х1У, 1976. Вып.10. – С.6–9.
31. Зеленский Г.А. Оценка величины снижения сейсмической нагрузки на здания с сейсмоизолирующими устройствами [Текст] / [Г.А. Зеленский, А.С. Катин – Ярцев, В.В. Назин и др.] // Сейсмостойкое строительство. – М.: ЦИНИС Госстроя СССР, серия Х1У, 1976. Вып.10. – С.10–13.
32. Инструкция по проектированию и строительству противолавинных сооружений [Текст] / СН 517, 80. – М.: Стройиздат, 1980. – 16 с.



- 33.Игнатов В.И. О распределении давления засыпки на подпорную ку[Текст] / В.И. Игнатов // Основания, фундаменты и механика грунтов. – М.: 1973. - № 5. - С.41-43.
- 34.Ильин А.И. Экономика предприятия[Текст]: краткий курс / А.И. Ильин. – М., Новое знание, 2007. – 236 с.
- 35.Иванов П.Л. Длительные деформации песчаных грунтов[Текст] / П.Л. Иванов //Гидротехника. Бюллетень научно-технической информации. - ЛПИ. Л. 1960. № 4. -С.37-40.
- 36.Иманалиев Т.Б. Новое конструктивное решение лавинозащитных галерей для уменьшения динамических воздействий от снежных лавин[Текст] / Т.Б. Иманалиев //Материалы международной научно-практической конференции: современные проблемы и перспективы механики. – Ташкент: Институт механики и сейсмостойкости сооружений им. М.Т.Уразбаева, 2006 – С. 48-64.
- 37.Иманалиев Т.Б. Анализ землетрясений[Текст] / Т.Б. Иманалиев //Вестник КГУСТА. Вып. 2 (16). – Бишкек: КГУСТА, 2007. – С. 141-147.
- 38.Иманалиев Т.Б. Сейсмостойкость искусственных сооружений[Текст] / Т.Б. Иманалиев // Бишкек: Илим, 2010. – 210 с.
- 39.Исследования работы конструкций зданий на упругих опорах при воздействиях типа сейсмических (Великобритания, США)[Текст] /Сейсмостойкое строительство. М.: ЦИНИС Госстроя СССР, серия Х1У, 1979. - Вып.9. - С.17-20.
40. Искусственные сооружения на автомобильных дорогах[Текст] / Реферативный журнал. – М., 1982. - № 2. 112 с.
41. Искусственные сооружения на автомобильных дорогах [Текст] / Реферативный журнал. – М., 1984. - № 1. 134 с
- 42.Емельянов Л. М. Экспериментальное изучение бокового давления сыпучей среды при перемещениях ограждения[Текст] / Л.М. Емельянов, С.В. Виноградов //Труды МГМИ, том 34.- М., 1971. 256 с.



43. Емельянов Л. М. Расчет подпорных сооружений [Текст] / Л.М. Емельянов. - М.: Стройиздат, 1987. -288 с.
44. Емельянов Л.М. Расчет тонких подпорных стен [Текст]: учебное пособие / Л.М. Емельянов. - М.: Стройиздат, 1972. – 168 с.
45. Жаркова Н. Н. Расчет конструкций причальной набережной углового типа [Текст]: учебное пособие / Н.Н. Жаркова. - Владивосток: ДВПИ, 1975. — 39 с.
46. Жемочкин Б. Н. Расчет балок на упругом полупространстве [Текст] /Б.Н. Жемочкин. - М.: изд. ВИА, 1937. – С. 64-72.
47. Карцивадзе Г.Н. Сейсмостойкость дорожных искусственных сооружений [Текст]: монография / Г.Н. Карцивадзе. – М.: Транспорт, 1974. – 263 с.
48. Карцивадзе Г.Н. Сейсмостойкое строительство за рубежом [Текст] / Г.Н. Карцивадзе, С.В. Медведев, Ш.Г. Напетваридзе // Сейсмостойкое строительство. – М.: Госстройиздат, 1962. – 223 с.
49. Казарновский В.Д. Синтетические текстильные материалы в строительстве [Текст] / В.Д Казарновский // Строительство. – М.: Транспорт, 1984. – С. 10.
50. Кириков Б.А. Древнейшие и новейшие сейсмостойкие конструкции [Текст]: монография / Б.А. Кириков . – М.: Наука, 1990. – 72 с.
51. Клейн Г.К. Расчет подпорных стен [Текст] / Г.К. Клейн. – М.: Высшая школа, 1964. – С. 15.
52. Кожоголов К.Ч. Основные признаки оползневой опасности [Текст] / К.Ч. Кожоголов, О.В. Никольская // Вопросы геомеханики и разработки месторождений полезных ископаемых: Тр. Ин-та физ. и мех. горных пород НАН Кыргызской Республики. – Бишкек: Илим, 1997. – №1. – С. 60–66.
53. Коренев Б. Г. Справочник по динамике сооружений [Текст]: справочное пособие / Б.Г. Коренев, М.М. Рабинович. – М.: Стройиздат, 1972 . - 511 с.
54. Львович Ю.М. Исследование устойчивости откосов автодорожной выемки с учетом общей оползневой активности природного склона [Текст]: сб. науч. тр. /МАДИ-ТУ / Ю.М. Львович, П.А. Фонарев, Л.И. Семендяев



- //Воплощение и развитие идей Н.Н. Маслова в практике строительства
М., 1998. - С. 148-159.
- 55.Медведев С.В. Инженерная сейсмология[Текст] / С.В. Медведев. – М.: Госстройиздат, 1962. –282 с.
- 56.Мосты и строительные конструкции: сборник научных трудов [Текст]: труды МИИТ / под ред. : Г. К. Евграфова, Н. М. Митропольского. - М: Трансжелдориздат, 1952. № 3. - 246 с.
- 57.Назин В.В. Исследование гравитационной системы сейсмоизоляции с применением эллипсоидов вращения[Текст] / В.В. Назин //Сейсмостойкое строительство: Сборник рефератов. – М., 1974. № 1. – С. 38-40.
- 58.Назаров А.Г. Теория подобия твердых деформируемых тел[Текст] / А.Г. Назаров. – Ереван: АН АрмССР, 1965. – 218 с.
- 59.Николаенко Н.А. Вероятностные методы динамического расчета[Текст]: монография / Н.А. Николаенко. – М.: Машиностроение, 1967. – 366 с.
- 60.Николаенко Н.А. Динамика и сейсмостойкость пространственных конструкций и сооружений[Текст] / Н.А. Николаенко, Ю.П. Назаров //Исследование по теории сооружений. – М., 1977. - № 23. – С. 69-97.
- 61.Ничипорович А.А. Устойчивость плотин из местных материалов при динамических воздействиях[Текст] / А.А. Ничипорович, В.П. Мельник //Доклады к международному симпозиуму по динамике грунтов. – М.: 1967. – 15 с.
- 62.Нотариус Я.И. Повышение сейсмостойкости плотин из грунтовых материалов[Текст] / Я.И. Нотариус. – М.: Энергоиздат, 1984. –138 с.
- 63.Окамото Ш. Сейсмостойкость инженерных сооружений[Текст] / Ш. Окамото. –М.: Стройиздат, 1980. – 342 с.
- 64.Поляков С.В. Последствия сильных землетрясений[Текст] / С.В. Поляков. – М.: Стройиздат, 1978. – 312 с.
- 65.Переселенков Г.С. Материалы и инженерные решения сейсмологических армогрунтовых конструкций земляного полотна[Текст] /[Г.С. Переселен-



- ков, А.И. Песов, Ф.И. Целиков и др.] //Транспортное строительство. – 1990. - №4. – С. 6-8.
- 66.Ризаев Ш.Р. Теория и методы расчета устойчивости откосов земляных сооружений[Текст] / Ш.Р. Ризаев. – Ташкент: Фан, 1969. – С. 62-88.
- 67.Рухадзе А.В. Сейсмическое давление грунта на подпорную стену от полезной нагрузки, расположенной на свободной поверхности засыпки//Сейсмостойкость сооружений[Текст] / А.В. Рухадзе. – Тбилиси: Мецниереба, 1968. – С. 66-74.
- 68.Расулов Х.З. Сейсмостойкость лессовых оснований зданий и сооружений[Текст] / Х.З. Расулов. – Узбекистан, 1977. – С. 138-159.
- 69.Рашидов Т. Дороги в сейсмических районах[Текст] / Т. Рашидов, А. Абдужаббаров //Строительство и архитектура Узбекистана. – 1968. №7. – С. 9-10.
- 70.Руководство по проектированию противообвальных защитных сооружений [Текст]. – М.: ЦНИИС, 1984. – С. 5.
- 71.Рухадзе А.В. Определение интенсивности давления на подпорную стенку от сейсмического воздействия [Текст]: сб. научных трудов / А.В. Рухадзе // Сейсмостойкость сооружений. - Мецниереба. – 1965. – С. 99.
- 72.Рабинович И.М. Расчет сооружений на импульсное воздействие[Текст] / И.М. Рабинович, А.П.Синицын, О.В.Лужин, В.М.Теренин. – М.: Стройиздат, 1970. – 301 с.
- 73.Рубель А.А. Конструктивные решения подпорных стен автозаправочного комплекса на автодороге Симферополь-Алушта, км 37+050[Текст] / А.А. Рубель, Е.В. Воробьева. – М.: Строительство и техногенная безопасность. - 11 (205). – С.46-49.
- 74.Современные методы сейсмозащиты зданий и сооружений. Обзорная информация. Сер. 8. Строительные конструкции [Текст] /Вып. 7. ВНИИС Госстроя СССР. – 1987. – С. 66.
- 75.Сорокин Е.С. К теории внутреннего трения при колебаниях упругих систем[Текст] / Е.С. Сорокин. – М.: Госстройиздат, 1960. – С. 129.



76. Сорочан Е.А. Основания, фундаменты и подземные сооружения [Текст] / Е.А. Сорочан, Ю.Г. Трофименков – М.: Книга по Требованию, 2013. – 480 с.
77. Слисский С.М. Гидравлические расчеты высоконапорных гидротехнических сооружений [Текст] / С.М. Слисский. – М.: Энергия, 1979. – 335 с.
78. Силин К.С., Завриев К.С. Методы расчета фундаментов с вертикальными столбами [Текст] / К.С. Силин, К.С. Завриев // В кн.: Вопросы проектирования фундаментов искусственных сооружений. – М.: Трансжелдориздат, 1962. – С. 34-55.
79. Сеницын А.П. Практические методы расчета сооружений на сейсмические нагрузки [Текст] / А.П. Сеницын. – М.: Стройиздат, 1967. – 144 с.
80. Снитко Н.К. Статическое и динамическое давление грунтов и расчет подпорных стенок [Текст] / Н.К. Снитко. – Л.: Стройиздат, 1970. – 204 с.
81. СН 449-72 Указания по проектированию земляного полотна железных и автомобильных дорог – М.: Стройиздат, 1973, С.25-98.
82. СНиП II-7-81 Строительство в сейсмических районах [Текст]. – М.: Стройиздат, 1981. – 144 с.
83. СНиП 2.02.01-83 Основания зданий и сооружений. [Текст]. – М.: Стройиздат, 1984. – 117 с.
84. СНиП 2.01.07-85 Нагрузки и воздействия [Текст]. – М.: Стройиздат, 1985. – 174 с.
85. СНиП 2.06.01-86 Гидротехнические сооружения [Текст]. – М.: Стройиздат, 1986. – 124 с.
86. СНиП 2.01.15-90 Инженерная защита территорий зданий и сооружений от опасных геологических процессов. Основные положения проектирования [Текст]. – М.: Стройиздат, 1981. – 84 с.
87. СНиП 52-01-2003 "Бетонные и железобетонные конструкции [Текст]. – М.: Стройиздат, 2003. – 81 с.



- 88.СНиП 2.03.04-84 Бетонные и железобетонные конструкции, предназначенные для работы в условиях воздействия повышенных и высоких температур[Текст].– М.: Стройиздат, 1984. – 76 с.
- 89.СНиП 2.05.02-85 (1997, с изменен пункт 5 с 2003) Автомобильные дороги. [Текст].– М.: Стройиздат, 2004. – 84 с.
- 90.СНиП 2.06.04-82 (1989, с изм. 2 1995) Нагрузки и воздействия на гидротехнические сооружения (волновые, ледовые и от судов) [Текст].– М.: Стройиздат, 1995. – 68 с.
- 91.СНиП II-23-81 (1990) Стальные конструкции[Текст].– М.: Стройиздат, 1981. – 95 с.
- 92.СНиП 3.02.01-87 Земляные сооружения, основания и фундаменты[Текст].– М.: Стройиздат, 1987. – 54 с.
- 93.СНиП 3.07.02-87 Гидротехнические морские и речные транспортные сооружения[Текст].– М.: Стройиздат, 1987. – 134 с.
- 94.СНиП КР 20-03:2006 Системы сейсмоизоляции. Основные положения[Текст]. – Бишкек, 2006. – 13 с.
- 95.СНиП КР 20-02:2009 Сейсмостойкое строительство. Нормы проектирования[Текст]. – Бишкек, 2009. – 103 с.
- 96.Тетиор А. Н. Облегченные подпорные стены в транспортном строительстве[Текст] / А.Н. Тетиор. - М. : Транспорт, 1987. - 79 с.
97. Толмачов К.Х. Специальные сооружения на горных автомобильных дорогах[Текст] / К.Х. Толмачов. М.: Дориздат, 1960. – С. 15.
- 98.Указания по расчету гидротехнических сооружений на сейсмические воздействия[Текст]. - ИСМиС АН ГрузССР. – 1966. – С. 15-45.
- 99.Уразбаев М.Т. Сейсмостойкость упругих и гидроупругих систем[Текст] / М.Т. Уразбаев //АН УзССР. – Ташкент: Фан, 1966. – 254 с.
100. Хожметов Г. Сейсмостойкость специальных инженерных сооружений[Текст] / Г. Хожметов, А.Абдужабаров, В. Омельяненко //Строительство и архитектура Узбекистана. Ташкент, 1986. - №8. – С. 14-17.



101. Чуднецов В.П. Исследование работы резино–металлических откосных частей с цилиндрической поверхностью для балочных мостов с учетом сейсмических воздействий[Текст] / В.П. Чуднецов // дис. ... канд. техн.нак. – Фрунзе, 1971. – С.164.
102. Цагарели З. В. Новые облегченные конструкции подпорных стен[Текст] / З.В. Цагарели. - М.: Стройиздат. 1969. - 206 с.
103. Цимбельман Н.Я. Снижение материалоемкости фундаментных плит в конструкциях подпорных стен уголкового профиля[Текст] / Н.Я. Цимбельман // Сборник трудов международной научно-технической конференции «Современные проблемы фундаментостроения». Волгоград: ВолгГАСА, 2001. - С.76-78.
104. Целиков Ф.И. Исследование сейсмостойкости откосов скальных выемок с помощью взрывов[Текст] / Ф.И. Целиков, А.Н. Оболенский //Сейсмостойкость транспортных сооружений. Сборник научных трудов. – М.: Наука, 1980. – С. 121.
105. Шабалин Н.В. Методы использования инженерно-сейсмологических данных при сейсмическом районировании[Текст]: учебник для вузов / Н.В. Шабалин // Сейсмическое районирование СССР. – М.: Наука, 1968. – С. 95-111.
106. Abrahamson, N.A. and W.J. Silva [1997]. “Empirical Response Spectral Attenuation Relations for Shallow Crustal Earthquakes”, Seismological Research Letters, Vol. 68. No. 1. - 94-127.
107. Briske R.Erdbeden sickerhut von Bauwerken, Berlin,1927,p.15
108. Campbell, K.W., and Y.Bozorgnia [2008]. “NGA ground motion model for the geometric mean horizontal component of PGA, PGV, PGD and 5% damped linear elastic response spectra for periods ranging from 0.01 to 10 s”, Earthquake Spectra 24, 139– 171
109. Mononobe H. and Matcuo H. On the Determination of Earth Pressure during Earthquake. Proceeding of the engineering world congress, Tokyo.1929,p.20-30.



110. Jinsuo Nie, Richard J. Morante, Manuel Miranda and Joseph Braver
On the Correct Application of the 100-40-40 Rule for Combining Responses due to Three Directions of Earthquake Loading, Proceedings of the ASME 2010 Pressure Vessels & Piping Division / K-PVP Conference PVP2010 July 18-22, 2010, Bellevue, Washington, USA
111. Ohno, S., Takahashi, K. and M. Motosaka “Empirical estimation of Horizontal and Vertical Motions based on California Earthquake Records and its Application to Japan Inland Earthquakes”, Journal of Struct. Construct. Eng. (Transactions of AIJ), 2004. No. 544. 39-46 (in Japanese).
112. ISO 11031 Cranes - Principles for seismically resistant design, p.40,2016
113. Moufida Goucha /Claudia Maresia Section of Human Security, Democracy and Philosophy Social and Human Sciences Sector UNESCO IIRIN, 2004.
114. United States Patent N 4,644,714 Victor A.Zayas . Earthquake protective column support, 1987
115. Пат. EP № 0463925 A1 (51) E 01 F 7/04, Procédé de réalisation, a franc de montagne, dune structure semi-enterree et structure ainsi realisee.
116. Патент на изобретение RU E02D29/02, 2006.01 Железобетонная подпорная стена Воробьев- заяв. 25.04.2012; Оpubл. 31.05.2013. - Бюл. № 5 (217). - С.8
117. Пат. 1957 КР, E02D 29/02 (2017.01) Объемная железобетонная подпорная стенка / Аубакирова Д. К.- № 20160032.1, заяв. 25.04.2016; Оpubл. 31.05.2017. - Бюл. № 5 (217). - С.8



ПРИЛОЖЕНИЕ 1

Патент на изобретение



КЫРГЫЗ РЕСПУБЛИКАСЫ



КЫРГЫЗПАТЕНТ

ПАТЕНТ

1957

Ойлоп табуунун аталышы: *Көлөмдүү темирбетондон тирөөчү дубал*

Патент ээси, елкесү: *Аубакирова Д. К. (KG)*

Автору (авторлору): *Аубакирова Д. К. (KG)*

Сайрык талап № 20160032.1 **КЫРГЫЗПАТЕНТ**

Ойлоп табуунун приоритети *25-апрель, 2016-жыл*

Кыргыз Республикасынын ойлоп табуулар Мамлекеттик реестринде катталган
2017-жылдын 28-апрелинде



Ушул ойлоп табууга берилген ӨТҮНМӨ ЭЭСИ (ПАТЕНТ ЭЭСИ) ЖООПКЕР БОЛГОН ПАТЕНТ. Кыргыз Республикасынын аймагында ойлоп табууга ээлик кылууга, аны пайдаланууга, төсөөгө, ошондой эле аны башка адамдардын пайдалануусуна тыюу салууга патент ээсинин өзгөчө укугун ырастайт.

Төрага  *Эсеналиев Д.А.*



ПРИЛОЖЕНИЕ

**КЫРГЫЗ РЕСПУБЛИКАСЫНЫН БИЛИМ БЕРҮҮ ЖАНА ИЛИМ МИНИСТРЛИГИ И
МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ И НАУКИ КЫРГЫЗСКОЙ РЕСПУБЛИКИ**

**Н.ИСАНОВ АТЫНДАГЫ
КЫРГЫЗ МАМЛЕКЕТТИК
КУРУЛУШ, ТРАНСПОРТ ЖАНА
АРХИТЕКТУРА УНИВЕРСИТЕТИ**



**КЫРГЫЗСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ
УНИВЕРСИТЕТ СТРОИТЕЛЬСТВА,
ТРАНСПОРТА И АРХИТЕКТУРЫ
ИМЕНИ Н.ИСАНОВА**

№ 683/01
"18" 05 2016 г.
На № _____

720020, Кыргызская Республика
г.Бишкек, ул. Малдыбаева 34 "Б"
тел.: +996 (312) 54-35-61
факс: +996 (312) 54-51-36
web: www.ksucta.kg, e-mail: ksucta@elcat.kg



«Утверждаю»
Ректор КГУСТА им.Н.Исанова,
д.т.н., профессор
А.А.Абдыкалыков
«18» «05» 2016 г.

АКТ

о внедрении результатов диссертационной работы Аубакировой Д.К., представленной на соискание ученой степени кандидата технических наук по специальности 05.23.11 – «Проектирование и строительство дорог, метрополитенов, аэродромов, мостов и транспортных тоннелей» в учебный процесс КГУСТА им.Н.Исанова

Мы, нижеподписавшиеся, первый проректор КГУСТА им. Н. Исанова Т.Т. Саткыналиев, зав.кафедрой «Железные дороги», начальник учебно-информационного управления Р.А. Жумабаев, зав.кафедрой «Автомобильные дороги, мосты и транспортные тоннели» А.Б. Курбанбаев, ст.преп. кафедры «Железные дороги» Д.К. Аубакирова составили настоящий акт о том, что материалы кандидатской диссертации, научные положения и труды Аубакировой Динары Кыдыркуловой, направленные на повышение сейсмостойкости подпорных стенок действительно используются при обучении студентов по специальностям «Строительство железных дорог. Путь и путевое хозяйство», «Автомобильные дороги и аэродромы» при изучении ими специальных дисциплин «Изыскание и проектирование железных дорог», «Основания и фундаменты», «Здания и сооружения на железнодорожном транспорте», «Транспортные сооружения», «Изыскания и проектирование автомобильных дорог». Материалы кандидатской диссертации способствуют повышению качества обучения студентов, обучающихся по направлению транспортного строительства.

Первый проректор КГУСТА им.Н.Исанова
к.т.н., доцент

Т.Т. Саткыналиев

Зав.кафедрой «ЖД»
Начальник учебно-информационного
управления КГУСТА им.Н.Исанова,
к.т.н., доцент

Р.А. Жумабаев

Зав.кафедрой «АД, МиТ»,
к.т.н., доцент

А.Б. Курбанбаев

ст.преп. кафедры «Железные дороги»

Д.К. Аубакирова



ПРИЛОЖЕНИЕ

«КЫРГЫЗ ТЕМИР ЖОЛУ»
УЛУТТУК КОМПАНИЯСЫ»



ФИЛИАЛ ГОСУДАРСТВЕННОГО
ПРЕДПРИЯТИЯ

МАМЛЕКЕТТИК ИШКАНАСЫНЫН ЖОЛ
ЧАРБА ФИЛИАЛЫ

«НАЦИОНАЛЬНАЯ КОМПАНИЯ
«КЫРГЫЗ ТЕМИР ЖОЛУ» ПО
ПУТЕВОМУ ХОЗЯЙСТВУ

720009, Бишкек ш., Л. Толстой көч., 93а
Тел.: (+996 312) 92-74-04;
факс: (+996 312) 41-83-08;

720009, г.Бишкек, ул.Л Толстого 93а
Тел.: (+996 312) 92-74-04;
факс: (+996 312) 41-83-08;

e-mail: tehpch@railway.aknet.kg

23.03.16 № 21-205

На № _____



«Утверждаю»
Начальник Филиала по Путевому хозяйству
ГП «НК Кыргыз темир жолу»
С.М. Садыралиев
«23» «Март» 2016 г.

АКТ

о реализации результатов, полученных в диссертационной работы Аубакировой Д.К., на соискание ученой степени кандидата технических наук по специальности 05.23.11 – «Проектирование и строительство дорог, метрополитенов, аэродромов, мостов и транспортных тоннелей» на тему: «Новая конструкция полурадialной подпорной стенки в условиях высокой сейсмической активности».

Комиссия в составе, зам.начальника Филиала по Путевому хозяйству ГП «НК Кыргыз темир жолу» Дороев А.А., мастер противообвальной колонны Филиала по Путевому хозяйству ГП «НК Кыргыз темир жолу» Джолсеитова К.М., инженер – технолог I категории Филиала по Путевому хозяйству ГП «НК Кыргыз темир жолу» Нышанбаев А.Б., свидетельствует о том, что в производственной деятельности филиала по путевому хозяйству государственного предприятия НК «Кыргыз темир жолу» внедрены следующие научные результаты, полученные в кандидатской диссертации Аубакировой Д.К.:

- разработанная конструкция полурадialной подпорной стенки за счет применения искривленной поверхности лицевых плит не требует развития толщины плиты по высоте, что дает снижение материалоемкости конструкции на 15 %. Применение грунта засыпки в качестве составной части конструкции также снижает объемы строительных работ;
- проведенные исследования по возможности использования гасителей сейсмических колебаний в фундаментах подпорных сооружениях позволяет повысить сейсмостойкость подпорных сооружений на 1 балл;
- разработанная конструкция принята ГП «НК Кыргыз темир жолу» для внедрения в практику строительства подпорных стен на планируемых железнодорожных направлениях.

Реализация материалов диссертации Аубакировой Д. К. позволит:

- более обоснованно оценить реальную степень воздействия техногенной сейсмичности на скорость активизации оползнеопасных склонов;





Продолжение ПРИЛОЖЕНИЯ

- на математических моделях выполнить подбор геометрических размеров коробчатых подпорных стен и массу инерционных демпферов по результатам расчёта конструкций сейсмические нагрузки;
- обратить особое внимание на проведение регулярного научного сопровождения по замеру деформаций, прогибов и осадок подпорных стен в узлах сопряжения фундаментной и ограждающей части, при необходимости, принять меры по их усилению.

Материалы диссертации использованы в следующих документах, материалах и разработках:

- технические условия эксплуатации противооползневых подпорных стен на автомобильных и железных дорогах;
- при осуществлении мероприятий по повышению сейсмостойкости и устойчивости в динамике от подвижных нагрузок новых и эксплуатируемых подпорных стенок Филиала по Путьевому хозяйству ГП «НК Кыргыз темир жолу»;

По результатам реализации результатов диссертации в практику строительства подпорных сооружений получен социальный и экономический эффект:

- разработанная конструкция полурадialной подпорной стенки за счет применения искривленной поверхности лицевых плит не требует развития толщины плиты по высоте, что дает снижение материалоемкости конструкции на 15 %. Применение грунта засыпки в качестве составной части конструкции также снижает материалоемкость конструкции на 8,3 %;
- проведенные исследования по возможности использования гасителей сейсмических колебаний в фундаментах подпорных сооружениях позволяет повысить сейсмостойкость подпорных сооружений на 1 балл;

Председатель комиссии:

Дороев А.А.

Члены комиссии: Джолсеитова К.М.

Нышанбаев А.Б.



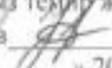


«КЫРГЫЗ ТЕМИР ЖОЛУ»
УЛУТТУК КОМПАНИЯСЫНЫН
КОПУРОЧУЛОР ОТРЯДЫ

МОСТОСТРОИТЕЛЬНЫЙ ОТРЯД
НАЦИОНАЛЬНОЙ КОМПАНИИ
«КЫРГЫЗ ТЕМИР ЖОЛУ»

Бишкек ш. 720009, лев Толстой кечесу, 93
Тел. 41-82-70, факс 41-82-70, ж.д. 62-07

г. Бишкек, 720009, ул. Льва Толстого, 93
Тел. 41-82-70, факс 41-82-70, ж.д. 62-07

«Утверждаю»
Начальник ГП "Мостостроительный отряд"
НК "Кыргыз темир жолу"
В.А. Дашков 
«___» _____ 2016 г.

АКТ

о реализации результатов, полученных в диссертационной работы Аубакировой Д.К., на соискание ученой степени кандидата технических наук по специальности 05.23.11 – «Проектирование и строительство дорог, метрополитенов, аэродромов, мостов и транспортных тоннелей» на тему: «Новая конструкция полурадимальной подпорной стенки в условиях высокой сейсмической активности».

Комиссия в составе, главного инженера ГП "Мостостроительный отряд" Юсупов Р.К., за.начальника ПТО ГП "Мостостроительный отряд" Диббаева Л.А., инженер Иванова Л.М., мастер Юсунов Ш. Р., свидетельствует о том, что в производственной деятельности филиала по путевому хозяйству государственного предприятия НК «Кыргыз темир жолу» внедрены следующие научные результаты, полученные в кандидатской диссертации Аубакировой Д.К.:

– проведенные исследования по возможности использования гасителей сейсмических колебаний в фундаментах подпорных сооружениях позволяет повысить сейсмостойкость подпорных сооружений на 1 балл;

– разработанная конструкция принята ГП "Мостостроительный отряд" для внедрения в практику строительства и реконструкции подпорных стен.

Реализация материалов диссертации Аубакировой Д. К. позволит:

– более обоснованно оценить реальную степень воздействия техногенной сейсмичности на скорость активизации оползнеопасных склонов;

– обратить особое внимание на проведение регулярного научного сопровождения по замеру деформаций, прогибов и осадок подпорных стен в узлах сопряжения фундаментной и ограждающей части, при необходимости, принять меры по их усилению.

Материалы диссертации использованы в следующих документах, материалах и разработках:

– технические условия эксплуатации противооползневых подпорных стен на автомобильных и железных дорогах;

– при осуществлении мероприятий по повышению сейсмостойкости и устойчивости в динамике от подвижных нагрузок новых и эксплуатируемых подпорных стенок ГП "Мостостроительный отряд";



Продолжение ПРИЛОЖЕНИЯ

По результатам реализации результатов диссертации в практику строительства подпорных сооружений получен социальный и экономический эффект:

– разработанная конструкция полурадialной подпорной стенки за счет применения искривленной поверхности лицевых плит не требует развития толщины плиты по высоте, что дает снижение материалоемкости конструкции на 15 %. Применение грунта засыпки в качестве составной части конструкции также снижает материалоемкость конструкции на 8,3 %;

– проведенные исследования по возможности использования гасителей сейсмических колебаний в фундаментах подпорных сооружениях позволяет повысить сейсмостойкость подпорных сооружений на 1 балл;

Председатель комиссии:



Юсупов Р.К.,

Члены комиссии :

Дибаета Л.А.,

Иванова Л.М.,

Юсупов Ш. Р.

Фотоматериалы проведения эксперимента



Рис.П.1.1. Испытание модели гравитационной стенки



Рис.П.1.2. Измерения показаний модели гравитационной стенки



Рис.П.1.3. Испытание модели полурadiaльной стенки



Рис.П.1.4. Измерения показаний модели полурadiaльной стенки