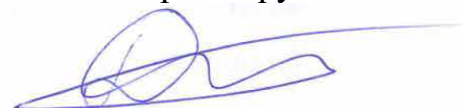


ФЕДЕРАЛЬНОЕ ГОСУДАРСТВЕННОЕ БЮДЖЕТНОЕ
ОБРАЗОВАТЕЛЬНОЕ УЧРЕЖДЕНИЕ ВЫСШЕГО ОБРАЗОВАНИЯ
«Национальный исследовательский
Московский государственный строительный университет»

На правах рукописи



Дудченко Александр Владимирович
АНАЛИЗ И ОПТИМИЗАЦИЯ ПАРАМЕТРОВ ВЕРТИКАЛЬНЫХ
СЕЙСМИЧЕСКИХ БАРЬЕРОВ ПРИ УЧЕТЕ ДИССИПАЦИИ ЭНЕРГИИ

Специальность 01.02.04 – Механика деформируемого твёрдого тела

Диссертация

на соискание учёной степени
кандидата технических наук

Научный руководитель:
д.ф.-м.н., профессор, Кузнецов С.В.

Москва 2019

ОГЛАВЛЕНИЕ

ВВЕДЕНИЕ	4
ГЛАВА 1. Обзор и анализ исследований по распространению волн в сплошных средах, их взаимодействию с препятствиями в сплошной среде или полупространстве и методам защиты против вибраций.	12
1.1 Источники колебания грунта и вибраций	12
1.2 Типы волн, генерируемые основными источниками вибраций и распределения энергии между разными типами волн для разных источников.	18
1.3 Основные принципы методов снижения вибраций, переносимых сейсмическими волнами с помощью сейсмических барьеров и свайных полей.	21
1.4 Уменьшение вибраций с помощью сейсмических барьеров.....	30
1.5 Выводы по первой главе	40
ГЛАВА 2. Основные соотношения волновой динамики гранулированных сред.....	43
2.1 Основные обозначения.....	43
2.2 Начальные и граничные условия.....	45
2.3 Гиперупругие среды	47
2.4 Пластические модели среды.	51
2.5 Поведение грунта при динамических воздействиях.	79
2.6 Выводы по второй главе.....	83

ГЛАВА 3. МОДЕЛИРОВАНИЕ И АНАЛИЗ ВЗАИМОДЕЙСТВИЯ ВЕРТИКАЛЬНЫХ СЕЙСМИЧЕСКИХ БАРЬЕРОВ С ПОВЕРХНОСТНЫМИ ВОЛНАМИ РЭЛЕЯ В УПРУГОЙ ПОСТАНОВКЕ	85
3.1 Описание методики расчёта и конечно элементные модели	85
3.2 Анализ параметров материала барьера.....	95
3.3 Анализ геометрических параметров барьера.....	100
3.4 Выводы по главе	105
ГЛАВА 4. Методика оптимизации параметров вертикального сейсмического барьера и анализ взаимодействия с поверхностными сейсмическими волнами с учётом пластических свойств грунта	107
4.1 Методика оптимизации вертикального сейсмического барьера применительно к конкретным грунтовым условиям.....	107
4.2 Анализ взаимодействия вертикальных сейсмических барьеров с учётом пластических свойств грунта	112
4.3 Выводы по главе	126
ЗАКЛЮЧЕНИЕ.....	128
СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ.....	131

ВВЕДЕНИЕ

Проблема защиты зданий и сооружений от вибраций естественной и искусственной природы является важной для современного строительства. В случае источников вибрации искусственной природы, например, надземных и подземных линий железнодорожного транспорта, автомобильных дорог, тяжёлого вибронагруженного оборудования и др. в условиях плотной городской застройки часто бывает невозможно построить новое жилое либо производственное здание вдали от существующих источников вибрации. Это так же справедливо при прокладке новых линий надземного и подземного транспорта, а также строительстве нового производства с динамическим оборудованием в случае наличия вблизи существующих зданий и сооружений. Для естественных источников вибраций, а также искусственных источников, генерирующих вибрации высокой интенсивности (взрывы), важность разработки новых средств и методов защиты связана с необходимостью сохранить несущую способность конструкций зданий и сооружений при воздействиях данного рода.

При распространении волн от искусственных источников вибрации, за исключением взрывов, деформации в грунте не превышают 10^{-4} [1] (далее такие типы вибраций будут отнесены к низкоамплитудным), на основании чего пластическим характером деформирования грунта и изменением модуля сдвига можно пренебречь. При этом, рассеяние волновой энергии в грунте может быть учтено за счёт использования вязкоупругих моделей. При распространении сейсмических волн от землетрясений и взрывов сдвиговые деформации в грунте могут достигать 0.002 и 0.01 соответственно [1] (*Замечание.* Здесь речь идёт о зонах достаточно удалённых от источника вибраций, где могут быть расположены здания и сооружения, так как в эпицентре взрыва либо землетрясения деформации могут достигать и больших величин). При таком уровне сдвиговых деформаций характер деформирования грунта – строго

нелинейный и требуется применение пластических моделей грунта, а в некоторых случаях пластических моделей с возможностью учёта его разрушения. Кроме того, модуль сдвига может изменяться более чем в два раза. Таким образом, для подобных воздействий (далее данный тип воздействия будет обозначен как высокоамплитудный) необходимо учитывать нелинейный характер зависимости между напряжениями и деформациями при высоком уровне сдвиговых деформаций в процессе деформирования грунта.

В данной работе рассматривается возможность защиты от вибраций, имеющих естественную и искусственную природу с помощью вертикальных волновых барьеров с учётом нелинейного характера деформирования грунта при динамических воздействиях разного уровня.

Актуальность проблемы

Актуальность темы обусловлена несовершенством современных средств и методов защиты против вибрации. Например, при проектировании систем виброизоляции для обеспечения требуемого уровня шума и вибрации в жилых и производственных зданиях, а также изоляции динамического оборудования, основным недостатком будет более высокая итоговая сложность конструкции проектируемого объекта. Это приведёт к повышению стоимости проектирования и строительства. Ещё большую сложность представляет монтаж системы виброизоляции в существующие несущие конструкции зданий и сооружений. Системы и методы защиты от высокоамплитудных естественных и искусственных вибраций, таких как землетрясения и взрывы, должны обеспечивать сохранность самих несущих конструкций при подобном динамическом воздействии. Как показывает практика, они справляются с подобной задачей и обеспечивают требуемый уровень несущей способности конструкции. Тем не менее, в некоторых случаях они оказываются недостаточно эффективными даже при динамических воздействиях расчётного уровня. В качестве примера стоит привести землетрясение в Порт-о-Пренс (Гаити) в 2010 г., одним из последствий которого было разрушение президентского дворца, оборудованного современными системами сейсмозащиты.

Общим недостатком описанных выше систем защиты от вибраций является то, что они не защищают от вибраций подземные части конструкций, на которые непосредственно передаются вибрации от грунта. При этом, даже правильно выполненный расчёт не гарантирует полную сохранность этих элементов. Примером этого является землетрясение в Японии в 2011 году, при котором была повреждена фундаментная плита АЭС Фукусима-1.

Таким образом, разработка альтернативных средств защиты от вибраций, позволяющих решать описанные выше проблемы, является важной задачей современного строительства. К таким средствам защиты относятся сейсмические барьеры, защищающие территории от поверхностных волн, являющихся одним из основных компонентов вибрационного воздействия в случае поверхностных источников, а также важным компонентом вибрационного воздействия от подземных источников вибрации.

Состояние вопроса

Обзор исследований по методам защиты от вибраций с помощью сейсмических барьеров, а также текущая степень разработанности данной проблемы приведены в первой главе настоящей диссертации. Здесь важно отметить, что проведённые теоретические и экспериментальные исследования, демонстрируют возможность использования данного метода для снижения уровня вибрации в защищаемой зоне. Тем не менее, во всех рассмотренных работах не дана комплексная оценка параметров подобных сейсмических барьеров и не предложена методика оптимизации барьера для конкретных инженерно-геологических условий и заданного расчётного вибрационного воздействия. Кроме того, не проведено исследование влияние пластических свойств грунта на снижение вибраций с помощью сейсмических барьеров при разных уровнях сдвиговых деформаций. При этом, если при распространении вибрационного воздействия в грунте, деформации сдвига не превышают 10^{-4} , то изменением модуля сдвига, а также пластическими свойствами грунта можно пренебречь. Однако при больших значениях сдвиговых деформаций, соответствующих землетрясениям и взрывам, это недопустимо, так как модуль

сдвига может уменьшаться более чем в два раза и поведение грунта будет строго нелинейным.

Научная идея

Основной научной идеей данной работы, формирующей дальнейший ход исследования, является: сейсмические барьеры могут быть использованы в качестве средства снижения вибрации в защищаемой зоне за счёт рассеяния и отражения энергии поверхностных сейсмических волн при их взаимодействии с барьером, а также образования пластических зон в районе этих барьеров при высоких уровнях остаточных и сдвиговых деформаций.

Цель работы

Цель данной работы - определение оптимальных геометрических параметров барьера и механических параметров его материала, обеспечивающих максимальное снижение вибраций в защищаемой зоне с учётом возможных ограничений на объём материала барьера либо допустимый уровень вибраций в защищаемой зоне, а также определить уровень сдвиговых деформаций при котором барьер наиболее эффективен.

Задачи работы

В рамках поставленной цели решены следующие задачи:

- рассмотрены и изучены особенности работы моделей пластичности, применяемых в механике грунтов для описания статического и динамического поведения грунта, и выбрана наиболее подходящая модель с точки зрения имеющихся экспериментальных данных и требуемой точности описания напряжённо-деформируемого состояния грунта;
- проведено численное моделирование взаимодействия поверхностных сейсмических волн с вертикальным сейсмическим барьером без учёта пластических свойств грунта, на основании которого выявлены факторы, определяющие снижение вибрационной энергии, поступающей в защищаемую зону;
- выбрана и реализована в конечно-разностной форме методика оптимизации вертикального сейсмического барьера, позволяющая определить

его оптимальные параметры при возможных ограничениях на объём его материала либо требуемый уровень вибрации в защищаемой зоне для заданных грунтовых условий и расчётного вибрационного воздействия;

- на основании конфигураций барьера, полученных в результате решения задачи оптимизации, проведено численное моделирование взаимодействия вертикальных сейсмических барьеров с учётом пластических свойств грунта для сыпучих и связных грунтов (глин и песков) при разных уровнях сдвиговых деформаций, на основании которого выделены наиболее благоприятные условия применения барьеров данного вида.

Объект и предмет исследования

Объектом данного исследования является волновая динамика сплошных и гранулированных сред. При этом, распространение сейсмических волн в грунтах, как гранулированной среде, а также их взаимодействие с вертикальными барьерами в грунте с учётом упругопластических свойств грунта – основной предмет данной работы.

Научная новизна работы

Научная новизна проведённых исследований заключается в следующем:

- проведён анализ влияния численных параметров, вводимых в существующие модели упруго пластических сред для обеспечения сходимости процедуры решения, на результаты решения, а также выполнена оценка точности описания диссипации энергии в грунте и деградации модуля сдвига грунта при увеличении сдвиговых деформаций при использовании данных моделей;
- проведено численное моделирование взаимодействия вертикальных сейсмических барьеров с поверхностными сейсмическими волнами с использованием явной разностной схемы интегрирования во временной области и пространственной дискретизации с помощью метода конечных элементов, на основании которого выявлены и проанализированы основные параметры вертикального сейсмического барьера, определяющие снижение вибраций в защищаемой зоне;

- предложена и реализована в конечно-разностной форме методика оптимизации вертикального сейсмического барьера для практического проектирования при заданных ограничениях на объём материала барьера либо допустимый уровень вибраций в защищаемой зоне для конкретных инженерно-геологических условий и расчётного вибрационного воздействия;
- проведён анализ взаимодействия вертикального сейсмического барьера с поверхностными сейсмическими волнами с учётом пластических свойств грунта при разных уровнях сдвиговых деформаций и определён диапазон его применимости для источников разных типов.

Достоверность результатов исследования

Достоверность полученных результатов определяется следующими факторами:

- постановка задачи на основании фундаментальных положений механики сплошной среды и механики грунтов;
- использование верифицированного и апробированного в других задачах механики программного комплекса SIMULIA Abaqus FEA, реализующего МКЭ с явной и неявной схемами интегрирования во временной области;
- верификация расчётных моделей на имеющихся экспериментальных данных и зависимостях, полученных в рамках полевых и лабораторных испытаний, а также теоретических результатах, полученных решением сходных задач аналитически либо другими численными подходами.

Теоретическая и практическая ценность работы

В результате данного исследования разработаны рекомендации по проектированию и реализована численная методика оптимизации параметров вертикального сейсмического барьера для использования в качестве средства вибрационной защиты от вибраций естественной и искусственной природы. Это позволит разрабатывать более эффективные средства защиты от вибраций искусственной природы (автомобильный и железнодорожный транспорт, оборудование и др.) без значительного усложнения проектных решений нового строительства, а также без изменения несущих конструкций в случае

существующих строений, таким образом, сокращая экономические и временные затраты.

В случае землетрясений, использование данных методов позволит защитить конструкции от поверхностных волн, в некоторых случаях несущих основную энергию землетрясения, снижая тем самым экономический ущерб и предотвращая человеческие жертвы.

На публичную защиту выносятся:

1. результаты сравнительного анализа существующих упругопластических моделей и оценка их применимости к задачам о распространении сейсмических волн и их взаимодействии с подземными конструкциями;
2. результаты численного моделирования взаимодействия поверхностных сейсмических волн с вертикальными барьерами в рамках упругого характера деформирования среды и барьера, а также оценка влияния геометрических параметров барьера и механических параметров его материала на снижение вибрации в защищаемой зоне;
3. методика оптимизации вертикального сейсмического барьера и её конечно разностная реализация для практического применения при заданных инженерно-геологических условиях и расчётном вибрационном воздействии, учитывающая возможные ограничения на допустимый уровень вибрации в защищаемой зоне либо объём материала барьера;
4. результаты численного моделирования взаимодействия поверхностных сейсмических волн с вертикальными барьерами с учётом пластических свойств грунта при разных уровнях деформации сдвига в грунте при распространении сейсмических волн;
5. рекомендации по применению и проектированию вертикальных сейсмических барьеров в качестве средства защиты от поверхностных сейсмических волн для различных источников вибрации.

Структура и объём диссертации

Диссертационная работа состоит из введения, 4 глав, заключения и библиографического списка. Общий объём диссертации составляет 144 страницы, в него входят 74 рисунка и 6 таблиц. Библиографический список состоит из 136 наименований.

Апробация результатов исследования

Основные результаты, полученные в ходе выполнения диссертационного исследования докладывались, обсуждались и были опубликованы на следующих научных мероприятиях:

- X международная научно-практическая конференция «Научно-техническое творчество молодёжи - путь к обществу, основанному на знаниях», г. Москва, 2013 г.;
- XI международная научно-практическая конференция «Научно-техническое творчество молодёжи - путь к обществу, основанному на знаниях», г. Москва, 2014 г.;
- Международная научная конференция студентов, аспирантов и молодых учёных «Ломоносов-2015», г. Москва, 2015 г.;
- Международная научная конференция «Прочность конструкций, сейсמודинамика зданий и сооружений», г. Ташкент, Р-ка Узбекистан, 2016 г.;
- XII Российская Национальная Конференция «Ялта-2017» по сейсмостойкому строительству и сейсмическому районированию», г. Ялта, 2017 г.;
- Международная конференция по архитектуре и геотехнике Технического Комитета 207 ISSMGE «ПОДЗЕМНАЯ УРБАНИСТИКА: АРХИТЕКТУРА И ГЕОТЕХНИКА», г. Санкт-Петербург, 2018 г.

Публикации

Результаты выполненного исследования опубликованы в 10 статьях, из них 2 напечатаны в журналах из перечня ВАК и 1 в журнале, входящем в базу данных Web of Science.

ГЛАВА 1. Обзор и анализ исследований по распространению волн в сплошных средах, их взаимодействию с препятствиями в сплошной среде или полупространстве и методам защиты против вибраций.

В данной главе выполнен обзор источников вибраций с точки зрения их динамических характеристик и характера вызываемых колебаний и проведён анализ теоретических исследований по дифракции и рассеянию энергии объёмных и поверхностных упругих волн на препятствиях и неоднородностях в сплошной среде (в том числе на поверхности полупространства); также выполнен обзор экспериментальных и теоретических исследований по защите от вибраций, переносимых поверхностными волнами, с помощью вертикальных барьеров разного вида.

1.1 Источники колебания грунта и вибраций

1.1.1 Основные типы вибраций и методы их оценки.

Структурные вибрации в зданиях и сооружениях могут быть вызваны как внешними, так и внутренними источниками. Ко внутренним источникам вибрации относятся тяжёлое оборудование, установленное в зданиях для различных целей; взрывы внутри здания и т.д. Землетрясения, транспортные средства, такие как автомобили и высокоскоростные поезда, динамическое оборудование на строительных площадках и взрывы относятся к внешним источникам вибрации. Важно отметить что все вышеописанные источники вибрации возбуждают колебания разного характера, продолжительности и с разными амплитудами ускорений, скоростей и перемещений. При этом, землетрясения и взрывы относятся к наиболее опасным типам вибрационного воздействия для конструкций в связи с тем, что они создают вибрации высокой амплитуды и непериодического трудно прогнозируемого характера. В

дальнейшем в работе будут рассмотрены внешние источники вибраций разной амплитуды.

В соответствии с характером, вибрации могут быть разделены на следующие группы [2]:

- продолжительные вибрации (длительная продолжительность, иногда достигающая нескольких часов; наличие определённых устойчивых частотных характеристик);
- импульсные вибрации (короткая продолжительность, высокая начальная амплитуда воздействия, быстрое затухание);
- прерывистая вибрация (дискретные периоды продолжительной вибрации с перерывами между ними; повторяющиеся импульсные колебания).

Продолжительная вибрация (а), как правило, бывает вызвана транспортными средствами (автомобили, поезда, линии подземного и надземного метро), динамическим оборудованием или машинами, включая строительную технику. Данный тип вибрации может быть оценён с точки зрения взвешенных значений среднеквадратического ускорения, которые могут быть указаны в нормативных документах для разных областей [2]. В соответствии с российскими нормами [3-11] для оценки уровня продолжительных низкоамплитудных вибраций (а) вводятся величины L_a , L_v и L_u , называемые уровнями виброускорений, виброскоростей и виброперемещений соответственно, измеряемые в децибелах (Дб). Формула для определения виброускорения имеет вид:

$$L_a = 20 * \lg \frac{a}{a_0}, \quad (1.1)$$

где a - амплитуда виброускорения ($м/с^2$), $a_0 = 3 * 10^{-4} м / с^2$ - опорное виброускорение. Аналогичным образом вводятся выражения для расчёта виброскорости и виброперемещения:

$$L_v = 20 * \lg \frac{v}{v_0}, \quad (1.2)$$

$$L_u = 20 * \lg \frac{u}{u_0}, \quad (1.3)$$

где v и u амплитуды виброскорости и виброперемещения соответственно, а $v_0 = 5 * 10^{-8}$ м/с и $u_0 = 8 * 10^{-14}$ м опорные виброскорость и виброперемещение соответственно. Этот тип вибрации может быть оценён с точки зрения возникающего ускорения [2].

Импульсная вибрация, в том числе взрывное воздействие (b), чаще всего связана с взрывами, падением тяжёлого оборудования и ударом, например, при столкновении транспортного средства с конструкцией. В отличие от продолжительной вибрации, существует немного нормативных документов для оценки импульсной или взрывной вибрации, например, [12]. Данный вид вибрации оценивается максимальным значением ускорения.

Важно заметить, что несущие конструкции зданий и сооружений повышенного уровня ответственности (мосты, высотные комплексы, тоннели и пр.) рассчитываются на подобный вид воздействия и само воздействие задаётся в виде эквивалентной статической нагрузки, либо проводится динамический расчёт во временной области методом прямого интегрирования уравнений движения. В качестве примера можно привести расчет на прогрессирующее разрушение конструкций высотных зданий при взрыве или столкновении транспортного средства со стеной тоннеля.

К прерывистой вибрации (с) относятся забивка свай, надземные и подземные поезда (этот тип вибрации может быть отнесён так же и в эту группу, поскольку возможно выделение дискретных участков вибрации, соответствующих прохождению 1 поезда) и др. Для данного типа вибраций вводятся различные критерии, в том числе доза вибрации (VDV, [м/с^{1.75}]) [2]:

$$VDV = \left(\int_0^T a^4(t) dt \right)^{0.25}, \quad (1.4)$$

где $a(t)$ – средневзвешенное по частотам ускорение и T – период действия вибрации. Также, в некоторых нормативных документах вводится почасовой эквивалентный уровень шума [13]:

$$L_{eq}(\text{hour}) = 10 \log_{10} \left(\frac{1}{T} \int_{t_1}^{t_2} 10^{L_A(t)} dt \right), \quad (1.5)$$

где выражение под знаком логарифма соответствует полной звуковой энергии в течение 1 часа. Для оценки среднесуточных вибраций вводятся аналогичные величины [13].

1.1.2 Основные источники вибраций.

Далее рассмотрены 3 основных источника вибраций, рассматриваемые в данной работе: транспорт, производственное оборудование, строительные работы и землетрясение.

Транспортные средства генерируют вибрации, при которых сдвиговые деформации грунта не превышают 10^{-5} , на основании чего характер деформирования грунта остаётся практически линейным. При этом, частота и амплитуда воздействия зависит от следующих параметров:

- скорость транспортного средства;
- масса транспортного средства;
- соотношения между скоростью транспортного средства и скоростью волны Рэлея в грунте [14,15];
- грунтовых условий.

Тем не менее, для некоторых видов вибрации существуют нормативные документы, регламентирующие частотный диапазон и методы расчёта для разных дистанций от источника вибрации, например, нормы США для расчёта шума и вибраций от поездов [13] и строительные правила РФ для оценки шума и вибраций от метро [16].

Как правило, данный тип вибраций оказывает наибольший эффект на комфорт в помещениях в диапазоне высоких частот (> 10 Гц), таким образом, длины рассматриваемых волн не превосходят 10-20 м для слабых грунтов.

Производственное оборудование. Вибрации, генерируемые производственным оборудованием, зависят от типа оборудования, но в целом величина сдвиговых деформаций так же, как и в случае с вибрациями от транспорта не превосходит $<10^{-5}$ и деформирование грунта можно считать линейным. Чаще всего, рассматриваются высокочастотные колебания, которые приводят к значительному шуму и вибрациям, нарушающим комфорт и производственные условия в соседних зданиях.

Строительные работы. К строительным работам, вызывающим вибрации и шум, относятся туннельные машины, забивка свай, динамическое уплотнение грунта и пр. В зоне производства данных работ грунт может испытывать большие деформации вследствие данного воздействия, однако, когда вибрации достигают жилых зданий или производственных помещений, они уже становятся незначительными и не превышают 10^{-5} , таким образом, основным эффектом этих вибраций будет нарушения комфорта или условий труда.

Отдельно стоит выделить **взрывное воздействие**, которое может привести к разрушению всей конструкции. При взрывном воздействии возможный диапазон сдвиговых деформаций в грунте может достигать 10^{-3} - 10^{-2} . Таким образом, поведение грунта строго нелинейно и требуются пластические модели грунта и в некоторых случаях необходимо учитывать возможность разрушения грунта для корректного описания его деформирования при взрывных воздействиях.

Землетрясение является, пожалуй, одним из самых опасных источников движения грунта для зданий и сооружений. Это связано с тем, что оно вызывает вибрации грунта с ускорением до $2g$ (PGA). Кроме того, землетрясение влияет на структуру грунта и может привести к его разжижению, в результате которого фундамент конструкции может быть разрушен. Поэтому последствия

землетрясения могут быть катастрофическими, в его результате могут быть разрушены здания, деревни, города и повреждена городская инфраструктура.

Диапазон сдвиговых деформаций в грунте при землетрясении составляет $10^{-4} - 2 \cdot 10^{-3}$, при этом наиболее опасные частоты для конструкций зданий и сооружений находятся в диапазоне 0.1-20Гц [1]. Таким образом, землетрясение влияет непосредственно на несущие конструкции зданий и сооружений, приводя к их разрушению в случае сильных колебаний почвы.

В таблице 1.1 показаны основные типы источников, их характерные диапазоны частот, а также диапазон сдвиговых деформаций в грунте при распространении волн от этих источников в грунте. Все вибрации, вызываемые этими источниками можно разделить на 2 группы:

- вибрации, влияющие на оборудование и людей, находящихся в зданиях и сооружениях, но не влияющие либо влияющие незначительно на несущие конструкции;
- вибрации влияющие на несущие конструкции зданий и сооружений.

Таблица 1.1 – Основные характеристики вибрационного воздействия [1].

Источник вибраций	Величины сдвиговых деформаций в грунте, м/м	Частоты, Гц
Землетрясение	$10^{-4} - 2 \cdot 10^{-3}$	0.1-20*
Транспортные средства**	$<10^{-5}$	2-125
Тяжелое оборудование (промышленные вибрации)	$<10^{-5}$	>10
Взрывы (в том числе при строительных работах)	$10^{-3}-10^{-2}$	-
Строительные работы	$<10^{-5}$	-

* - приведены частоты наиболее опасные для несущих конструкций и учитываемые при проектировании;

** - приведены данные в соответствии с [16] для поездов метрополитена.

В первую группу входят все источники, вызывающие вибрации с деформациями сдвига в грунте, не превышающими 10^{-5} , т.е. вибрации от

транспорта, строительных работ и производственного оборудования. В случае распространения вибраций этого рода, грунт деформируется практически по линейному закону и учёт пластических свойств не требуется.

Во вторую группу входят вибрации, вызывающие значительные сдвиговые деформации в грунте, то есть, землетрясение и взрыв. При распространении таких вибраций сдвиговые деформации в грунте могут достигать 10^{-2} , то есть грунт начинает испытывать значительные пластические деформации и модуль сдвига грунта будет определяться величиной этих деформаций. Очевидно, что в данном случае, нельзя пренебрегать как зависимостью модуля сдвига грунта от величины сдвиговых деформаций, так и пластическим характером деформирования грунта, и его разрушением при большой величине сдвиговых деформаций.

1.2 Типы волн, генерируемые основными источниками вибраций и распределения энергии между разными типами волн для разных источников.

Все источники вибраций можно разделить на внешние и внутренние, в соответствии с их расположением. К внешним источникам вибраций относятся высокоскоростные поезда, поверхностные и приповерхностные строительные работы, тяжёлое оборудование в промышленных зданиях и др., т.е. те источники, которые действуют на поверхности земли либо в приповерхностной зоне. К внутренним источникам вибрации относится метро, подземное строительство, подземные взрывы, землетрясения и др., действие которых происходит значительно ниже свободной поверхности земли.

В случае поверхностных (внешних) источников вибрации поверхностные волны Рэлея переносят основную часть вибрационной энергии и их амплитуда затухает с расстоянием обратно пропорционально корню из расстояния до

источника вибраций - $\frac{1}{\sqrt{|rx|}}$ в случае пространственной задачи и гармонического источника вибраций [17] (здесь k - волновое число, а x - расстояние до источника вибраций). Во отличие от поверхностных волн, объёмные волны затухают гораздо быстрее, их амплитуда уменьшается обратно пропорционально расстоянию до источника колебаний $\frac{1}{|rx|}$. Работа [18] обобщает «Задачу Лэмба» на случай подвижных нагрузок. В дальнейшем, было показано, что волны Рэлея переносят до 67% вибрационной энергии, тогда как поперечные и продольные волны переносят 26% и 7% энергии соответственно [19].

В отличие от внешних (поверхностных) источников, распространение вибраций от внутренних источников, носит гораздо более сложный характер. Это особенно усложняется слоистой структурой среды, в которой распространяется это вибрационное воздействие. Тем не менее, на основании асимптотических оценок, выполненных в [20] удалось получить некоторые соотношения для расстояний от эпицентра, при которых поверхностные волны могут наблюдаться. Для расстояний, удовлетворяющий условию:

$$d_1 < \frac{c_R H}{\sqrt{c_p^2 - c_R^2}} \quad (1.6)$$

волна Рэлея не наблюдается. В уравнении (1.6) c_p и c_R - скорости продольных объёмных волн и волн Рэлея соответственно, H - глубина источника. При этом на расстояниях $d \in (d_1, d_2)$, где d_2 определяется по формуле:

$$d_2 < \frac{c_R H}{\sqrt{c_s^2 - c_R^2}}, \quad (1.7)$$

появляются поверхностные волны Рэлея, но тем не менее объёмные волны продолжают доминировать. В формуле (1.7) c_S - скорость объёмных сдвиговых волн. Конечно-элементное моделирование, выполненное в работе [21] показало достаточно хорошее совпадение с асимптотическими оценками, выполненными в [20]. На основании [21], поверхностная волна появляется на расстояниях $d_3 \approx 2.25H$ от эпицентра. Кроме того, в случае задания источника вибраций в виде точечной силы с зависимостью амплитуды по времени в виде импульсной δ функции Дирака, поверхностные волны Рэлея начинают доминировать на расстояниях от эпицентра, больших $3H$. При этом, важно заметить, что поверхностные волны Рэлея затухают с расстоянием пропорционально $\frac{1}{\sqrt{|rx|}}$, тогда как объёмные волны - пропорционально $-\frac{1}{|rx|}$ в пространственных задачах с гармоническим источником вибраций [17].

Кроме того, некоторые источники, в частности [24], указывают что на поверхностные волны может тратиться до 60% энергии очага приповерхностных (глубина очага до 20-30 км) землетрясений. На основании этого, а также скорости затухания объёмных и поверхностных волн, можно сделать вывод о том, что в некоторых случаях, определённых на основании микро сейсморайонирования, поверхностные волны могут являться одним из самых опасных компонентов сейсмического и вибрационного воздействия. В частности, в [25] указывается, что на расстояниях от эпицентра, превышающих удвоенную толщину земной коры, поверхностные волны (волны Рэлея и Лява) вносят наибольший вклад в движение грунта.

1.3 Основные принципы методов снижения вибраций, переносимых сейсмическими волнами с помощью сейсмических барьеров и свайных полей.

1.3.1 Общие принципы работы сейсмических барьеров

Современные методы и системы вибро и сейсмозащиты можно разделить на две основные группы [26]:

- методы, направленные на создание сейсмически устойчивых конструктивных схем, элементов и узлов, в том числе включающие установку специальных демпфирующих или виброгасящих устройств в несущие конструкции, для диссипации вибрационной энергии;
- методы, направленные на создание барьера в грунте, препятствующего распространению или снижающего энергию сейсмических волн, переносящих вибрационную энергию (такие волны могут генерироваться как землетрясениями, так и искусственными источниками вибрации, например, поездами).

Основные принципы работы вертикального и горизонтального сейсмических барьеров, в качестве средства защиты от вибраций, переносимых волнами Рэлея, уставлены в работах [26,27]. Данная работа посвящена прежде всего защите от поверхностных волн Рэлея, поэтому вертикальные и горизонтальные барьеры рассмотрены именно в контексте защиты от волн данного типа.

Принцип вибрационной защиты с помощью вертикального сейсмического барьера (свайное поле можно отнести к сейсмическому барьеру вертикального типа) основывается на отражении, дифракции и рассеивании поверхностных волн на препятствиях и неоднородностях в полупространстве и на его поверхности. К таким неоднородностям относятся стены в грунте, пустые траншеи или траншеи, заполненные каким-либо материалом. Например, в работе [28] рассмотрена возможность заполнения таких траншей мета материалами, реализующими идею «негативного» модуля сдвига и представляющие собой

разновидность резонатора Гельмгольца. Внешний вид подобных заполнителей и схема их расположения показаны на Рисунке 1.1. Основной принцип работы подобного барьера заключается в изменении действительной части волнового вектора. Численное моделирование в работе [28] показало, что в зоне тени колебания затухают практически до нуля и эффективность подобного барьера значительно превосходит барьер, заполненный обычным материалом.

Другим необычным вариантом заполнителя может служить заполненный газом баллон [29], с давлением газа, уравнивающим внешнее давление грунта. Таким образом, в среде создаётся резкое изменение жёсткости, благодаря подобной газовой подушке. Именно за счёт этого происходит снижение амплитуды вибраций в защищаемой зоне. При этом, проведённые измерения показали, что подобное средство виброзащиты позволяет снижать амплитуды вибраций в защищаемой зоне на 70% [29]. На рисунке 1.2 показана примерная схема устройства подобного газового баллона, используемого для снижения вибраций. Кроме того, в работе [29] приведены непосредственные примеры реализации данной схемы.

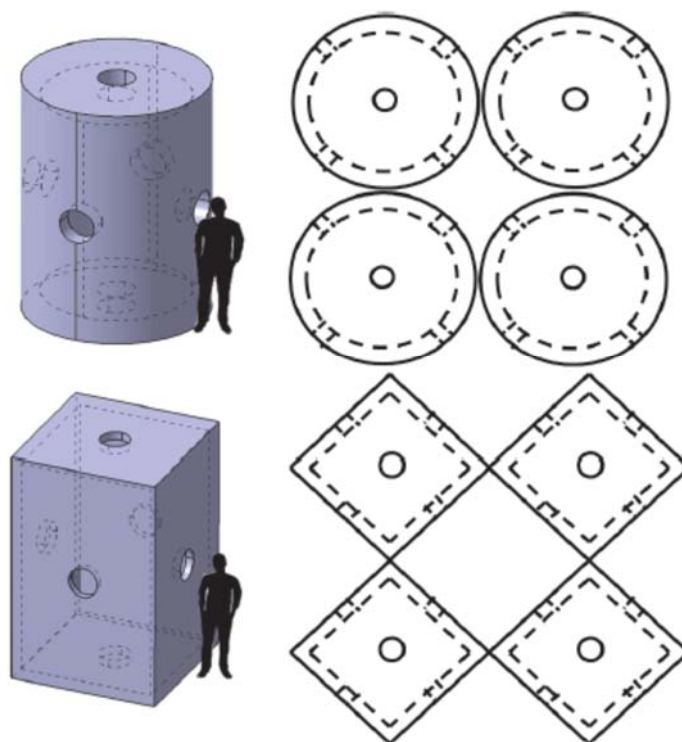


Рисунок 1.1. – Элементы мета материала заполнителя и схема их расположения [28].

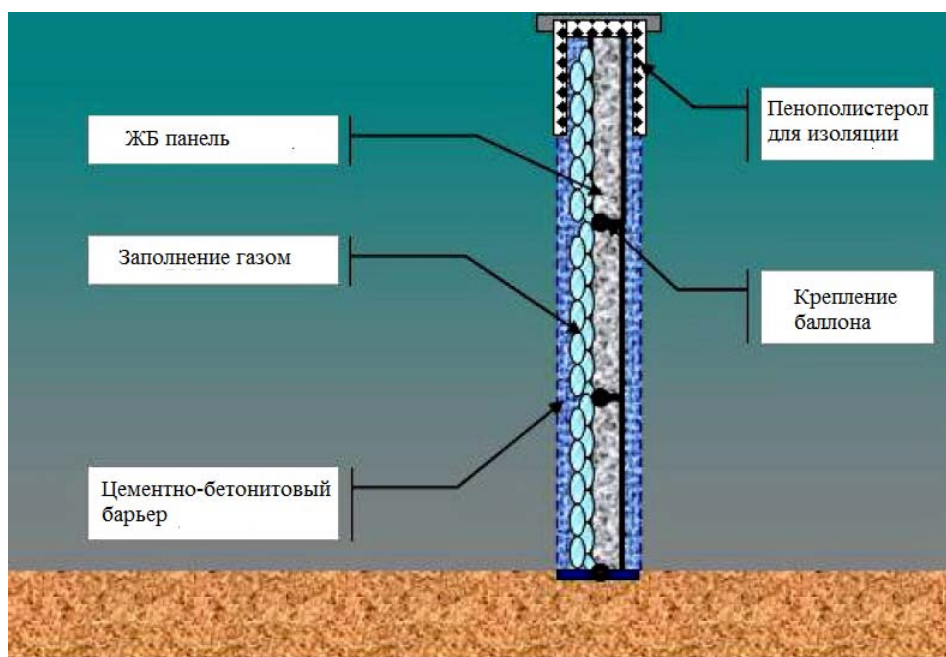


Рисунок 1.2. – Один из вариантов устройства газовой подушки [29].

Принцип действия горизонтального сейсмического барьера от поверхностных волн Рэлея отличается от принципа действия вертикального и основан, прежде всего, на теореме Чедвика и Смита [30], постулирующей невозможность распространения поверхностных волн Рэлея по защемлённой границе полупространства. Таким образом, основная идея горизонтального сейсмического барьера заключается в модификации поверхностного слоя с целью приблизить его свойства к свойствам закреплённого полупространства. Кроме того, существует возможность создания горизонтального барьера против волн Лява, принцип действия которого основан уже на результатах полученных в [31].

Одним из способов модификации поверхностного слоя для защиты от поверхностных волн Рэлея является создание шероховатых границ. Рассеяние и затухание волн Рэлея на таких поверхностях со случайной шероховатостью изучено в работах [32-34]. В результате данных исследований было получено, что для эффективного использования данного метода требуется, чтобы период и вертикальные размеры поверхностных неровностей были соизмеримы с длиной волны. При этом, барьер подобного рода действует на поверхностные волны, движущиеся в направлении перпендикулярном шероховатостям и достаточно

чувствителен к частоте волны. Таким образом, данный метод имеет серьёзные ограничения, не позволяющие его широкое использование.

Одним из эффектов распространения поверхностной волны по шероховатой поверхности является изменение её скорости [35]. Для действительных частот были получены значения скорости и её затухание в зависимости от частоты [36]. Влияние масштаба неровности для больших длин волн было изучено в [37] для волн Рэлея, Шолте и Стоунли.

Горизонтальные барьеры достаточно хорошо изучены в работе [38]. На основании численного анализа показано, что подобного рода барьер может значительно снижать вибрации на защищаемой территории, переносимые поверхностными волнами Рэлея. При этом, основными параметрами барьера, определяющими его эффективность, являются плотность барьера, модуль деформации барьера, геометрические размеры и глубина заложения верхней границы барьера. На основании численного моделирования авторами даны рекомендации по оптимальным размерам барьера по отношению к длине волны Рэлея в рассматриваемом грунте, а также жёсткости и плотности барьера по отношению к жёсткости и плотности грунта. Важно заметить, что по результатам расчёта авторы обнаружили, что коэффициент Пуассона не оказывает значительного влияния на снижение вибраций в защищаемой зоне. Существенный недостаток данного метода защиты от поверхностных волн связан с требуемыми характеристиками материала. Данный барьер должен быть выполнен из материала с малой жёсткостью и высокой плотностью, что практически невозможно реализовать на практике. Например, бетоны высокой плотности ($\rho > 5000 \text{ кг/м}^3$) имеют высокую жёсткость и наоборот материалы с небольшой жёсткостью как правило имеют и маленькую плотность. Таким образом, применение горизонтальных сейсмических барьеров на практике крайне затруднено.

Далее в тексте работы будут подробнее рассмотрены аналитические, экспериментальные и численные исследования по взаимодействию сейсмических волн с вертикальными барьерами и неоднородностями в среде.

1.3.2 Аналитические исследования по дифракции волн на неоднородностях в сплошной среде

Теоретические исследования по взаимодействию объёмных и поверхностных волн с препятствиями в сплошной среде связано с решением задач о дифракции и рассеянии упругих волн на различного рода неоднородностях, в том числе поверхностных. Большинство применяемых методов достаточно хорошо описано в работе [39], включая методы, использующие интегральные преобразования, а также метод возмущений для упругих волн.

Одними из первых работ по рассеянию энергии объёмных волн на препятствиях были работы Кнопоффа [40,41]. В них автор рассматривал рассеяние энергии на жёстком сферическом препятствии для продольных [40] и поперечных [41] волн. При этом, размер сферы варьировался от очень маленького по сравнению с длинами рассматриваемых волн до большого, сравнимого с длиной волны. Для шара конечной жёсткости и массы, в частности пустой или заполненной жидкостью полости, решение было получено Пао и Мо для объёмных волн с плоским фронтом [42].

Коэффициенты передачи и отражения и при распространении поверхностных волн в угловых зонах, при наклоне свободной поверхности (рисунок 1.3) были получены теоретически с использованием функций Грина в [43]. В данной работе авторы получили численные значения коэффициентов передачи в зависимости от угла между свободными поверхностями и коэффициента Пуассона. В дальнейшем значение этих коэффициентов было получено экспериментально для плоского случая распространения поверхностных волн [44]. Схема экспериментальной установки приведена на рисунке 1.4. Важно заметить, что теоретические результаты хорошо согласуются с экспериментальными для углов $110^{\circ} \leq \theta \leq 180^{\circ}$, для меньших углов наблюдается расхождение теоретических и экспериментальных результатов

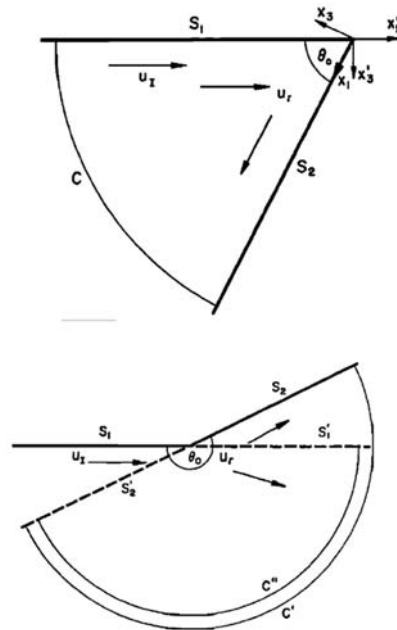


Рисунок 1.3. – Геометрия задачи по поведению поверхностных волн в угловых зонах [43].
 u_I, u_r - направления движения исходной и отражённой волн соответственно;
 S_1, S_2 - свободные поверхности и S'_1, S'_2 их достроенные продолжения;

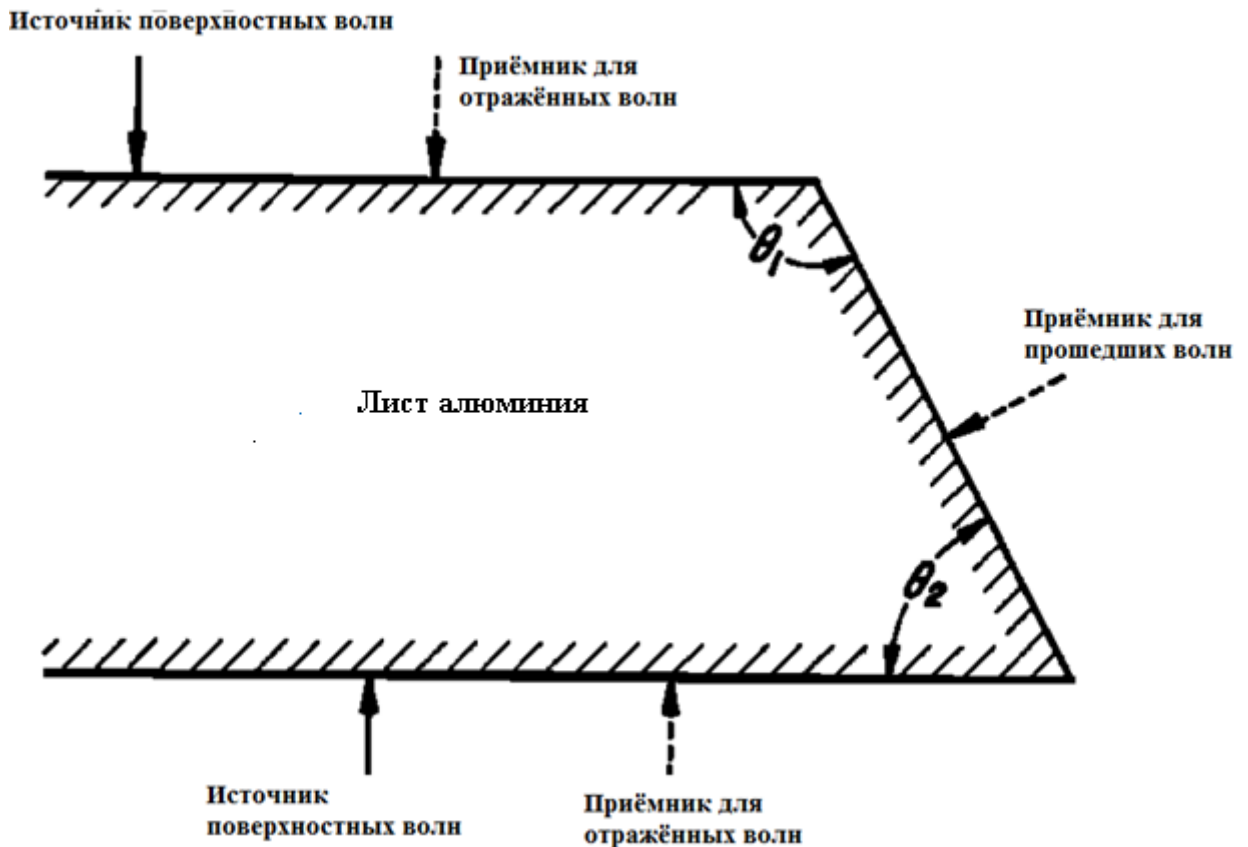


Рисунок 1.4. – Схема устройства для изучения отражения прохождения и отражения волн в угловых зонах [44].

Поведение объёмных волн в зоне поверхностных и приповерхностных неоднородностей таких как каньоны изучено в [45-46]. В результате было

получено решение для задачи рассеяния сдвиговых волн с плоским фронтом на каньонах полукруглого и полуэллиптического поперечного сечений. Аналогичная задача для продольных волн решалась в работе [47]. Полученные результаты свидетельствуют о возможном усилении амплитуды колебаний в зоне подобных неоднородностей.

Рассеяние объёмных и поверхностных волн в зоне поверхностной трещины (рисунок 1.5) изучено в работах [48,49] с помощью интегральных уравнений. В результате получены значения коэффициентов рассеяния и поле перемещений в зоне трещины для различных типов упругих волн и углов падения волн на трещину. Важным результатом данных работ являются полученные коэффициенты передачи, отражения и рассеяния для разных углов падения поверхностных волн (в данном случае угол между направлением движения волны и направлением перпендикулярным к поперечному сечению трещины) и разных глубинах трещины [49], а также поле перемещений в окрестности трещины при различных углах падения объёмных волн [48].

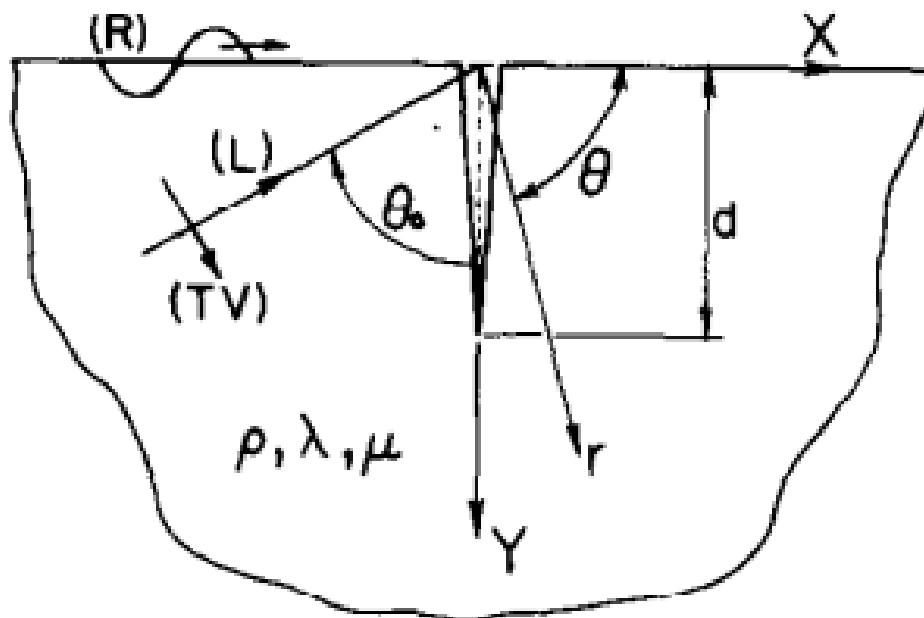


Рисунок 1.5. Схема к задаче о дифракции и рассеянии упругих волн на поверхностной трещине [48].

- (R) –поверхностная волна Рэлея;
- (L) и (TV) – продольная и поперечная волны;
- (r) – вектор, показывающий направления движения отражённых волн;
- (θ) и (θ_0)– углы падения и отражения волн соответственно;
- (d) – глубина трещины.

Приведённые выше исследования по дифракции и рассеянию объёмных и поверхностных волн на неоднородностях в сплошной среде и на поверхности упругого полупространства не исчерпывают весь перечень работ по данному направлению. Однако эти исследования рассматривают исключительно частные случаи взаимодействия упругих волн с неоднородностями (каньоны, трещины, угловые зоны и пр.) и приведены в тексте для демонстрации эффектов рассеяния и дифракции, а также теоретического обоснования концепции вертикальных сейсмических барьеров.

Общее решение задачи о взаимодействии сейсмических барьеров и свайных полей аналитическими методами крайне сложно, тем не менее для частных случаев взаимодействия удаётся получить аналитическое решение.

Например, в [50] с помощью функций Грина были получены результаты взаимодействия вертикального композитного барьера с поверхностной волной Рэлея для некоторых комбинаций его слоёв. Полученные авторами результаты показали, что барьеры, выполненные из материала с более низкой скоростью волны Рэлея чем скорость этой волны в материале полупространства, имеют несколько большие экранирующие свойства, чем препятствия из материала с более высокой скоростью волны чем в материале полупространства. В то же время рассеивающий эффект барьера из материала с высокой и низкой скоростями Рэлея зависит от угла между нормалью к плоскости барьера и направлением движения волны. Причём для жёстких барьеров коэффициент рассеивания растёт с увеличением угла падения, тогда как для «низкоскоростных» препятствий он уменьшается и наблюдается минимум в окрестности 60° и дальнейшее увеличение угла приводит к резкому росту коэффициента рассеивания. При этом, композитный барьер, составленный из одного «высокоскоростного» слоя, расположенного между двумя «низкоскоростными» слоями, демонстрировал наиболее высокие рассеивающие свойства при малых углах падения на плоскость барьера и этот эффект не уменьшался при увеличении угла.

В [51] авторы исследовали снижение вибраций, возникающих при движении высокоскоростных поездов, с помощью траншей, установленных вдоль рельсов. Данная задача была решена аналитически с использованием рядов Фурье и преобразования Фурье для фиксированной глубины траншеи и разных частотных диапазонов. Например, для сверхкритических скоростей порядка 200 км/ч, наиболее важные частоты определены в диапазоне 2-8 Гц, тогда как, для скоростей порядка 70 км/ч наиболее важные частоты лежат в диапазоне 0-1.1 Гц. В результате было получено, что для частоты 4 Гц траншея может снизить вибрации на 90%. Также траншея показывает достаточно хорошую эффективность при частотах от 1.1 до 4 Гц, однако для частот ниже 1.1 Гц траншея практически не снижает вибрации и может их даже усиливать. Важным замечанием авторов являлось то, что траншея может быть использована в качестве средства защиты только от вибрации, переносимой поверхностными волнами.

Теоретическое исследование взаимодействия сейсмических волн со свайными полями так же, как и в случае с вертикальными сейсмическими барьерами, преимущественно связано с численными методами. Однако существуют теоретические работы, посвящённые данному вопросу, в которых решение было получено аналитическими методами. К подобным работам относятся [52] и [53], в которых было получено решение задачи о взаимодействии свай с объёмными [52] и поверхностными волнами [53]. При этом, для плоской задачи в [53] получено точное решение.

Несмотря на то, что вышеперечисленные работы рассматривают частные случаи дифракции и рассеяния энергии сейсмических волн на сейсмических барьерах и неоднородностях в сплошной среде, они теоретически подтверждают возможность использования вертикального волнового барьера и свайного поля для защиты от поверхностных волн. Далее будут рассмотрены и экспериментальные работы по данной тематике.

1.4 Уменьшение вибраций с помощью сейсмических барьеров.

1.4.1 Экспериментальные исследования

Одной из первых работ по защите от поверхностных волн с помощью траншей и подземных экранов была работа [54], в которой были получены результаты для высокочастотных источников вибраций. Так же вводятся термины «пассивная виброизоляция» и «активная виброизоляция» как средства снижения вибрации, передаваемой источником колебаний и средство защиты конкретной территории от приходящих вибраций. Схема эксперимента по активной, а также пример применения пассивной изоляции, применённые в работе [54] для защиты от вибраций, вызванных транспортом, показаны на рисунках 1.5 и 1.6 соответственно. Автором была, по-видимому, одним из первых описана зона тени непосредственно за барьером и показано влияние соотношения между глубиной экрана и длиной волны. В соответствии с полученными результатами было установлено, что барьер (траншея или экран) создаёт за собой зону тени, в которой снижение амплитуды вибрации максимально. При отдалении от зоны тени эффект подобного барьера снижается. Также, были приведены несколько примеров использования подобного метода для снижения вибраций, в частности показанный на рисунке 1.7. Однако, как показано автором, в некоторых случаях, например, приведённом на рисунке 1.7, установка экрана для защиты от вибраций не приносила желаемого эффекта, что автор связывал с недостаточным пониманием механизма дифракции волн на подобных экранах и малым размером экрана по сравнению с длиной волны. Тем не менее, была указана возможность использования подобных методов для защиты от высокочастотных вибраций.

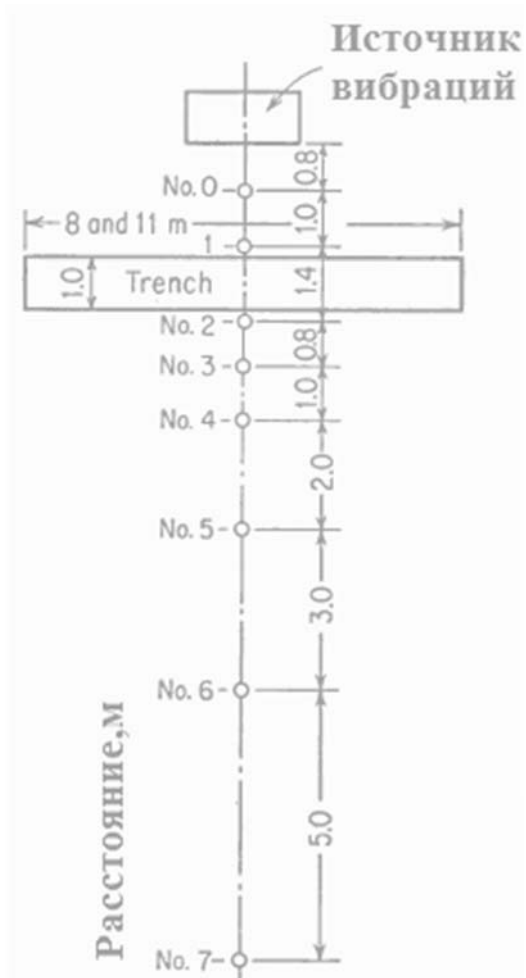


Рисунок 1.6. Схема эксперимента по активной виброзащите [54].

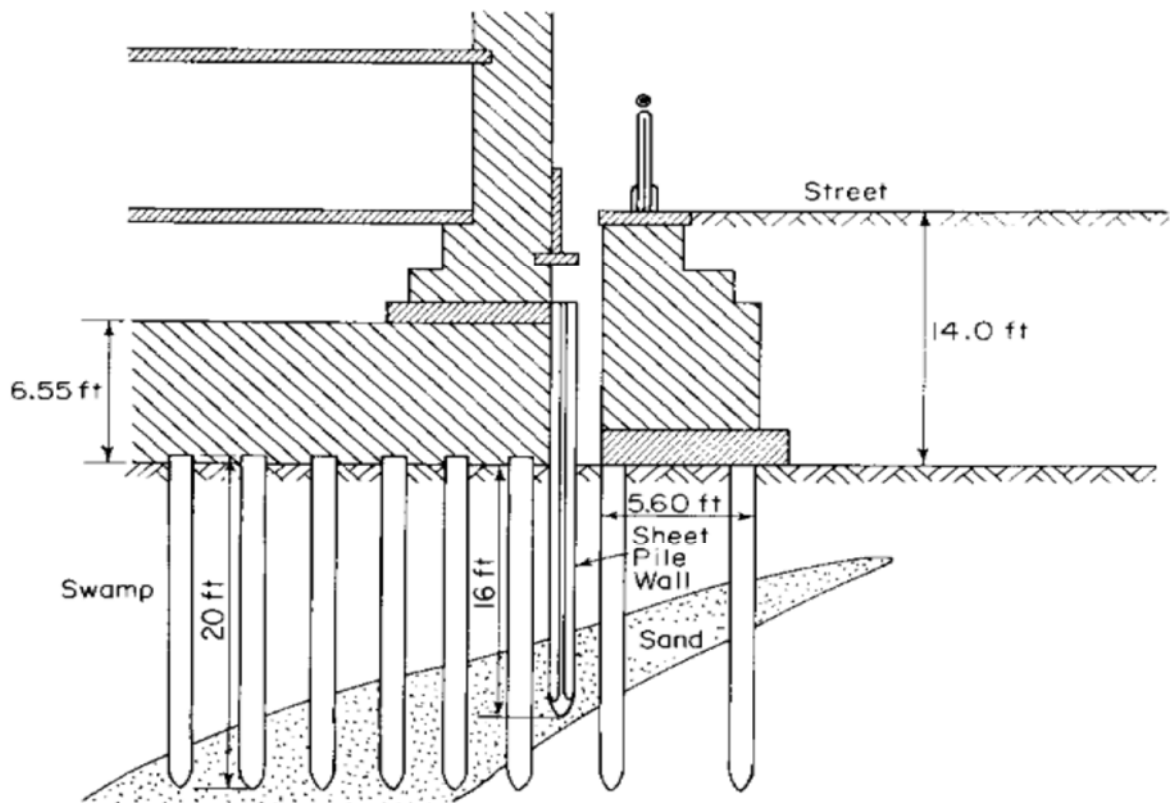


Рисунок 1.7. Пример пассивной изоляции от вибраций, вызванных транспортом, с помощью экрана [54].

Опыт успешного применения волновых барьеров описан в работах [55-57]. Схема применения барьера в работах [55,56] приведена на рисунке 1.8. В результате установки подобного барьера авторам удалось получить двукратное снижение амплитуды вибрации в результате использования траншеи, заполненной бетонитом. В работе [57] использовался комбинированный метод защиты от вибраций для лаборатории с точным оборудованием, показанный на рисунке 1.9. В качестве средства защиты была использована траншея с крепление стен сваями со стороны источника вибрация и фундаментной плитой со стороны здания. Кроме того, фундаментная плита была установлена на основание из лёгкого материала. Между фундаментом и полом, на который было установлено оборудование, устанавливались дополнительные виброизоляционные прослойки. В результате использования данной конструктивной схемы, вибрации на уровне пола оборудования были значительно снижены и соответствовали требованиям заказчика. В данном случае сложно судить о количественном влиянии траншеи и стены из свай на снижении вибраций, тем не менее, совокупность мер в комплексе дала требуемый эффект.

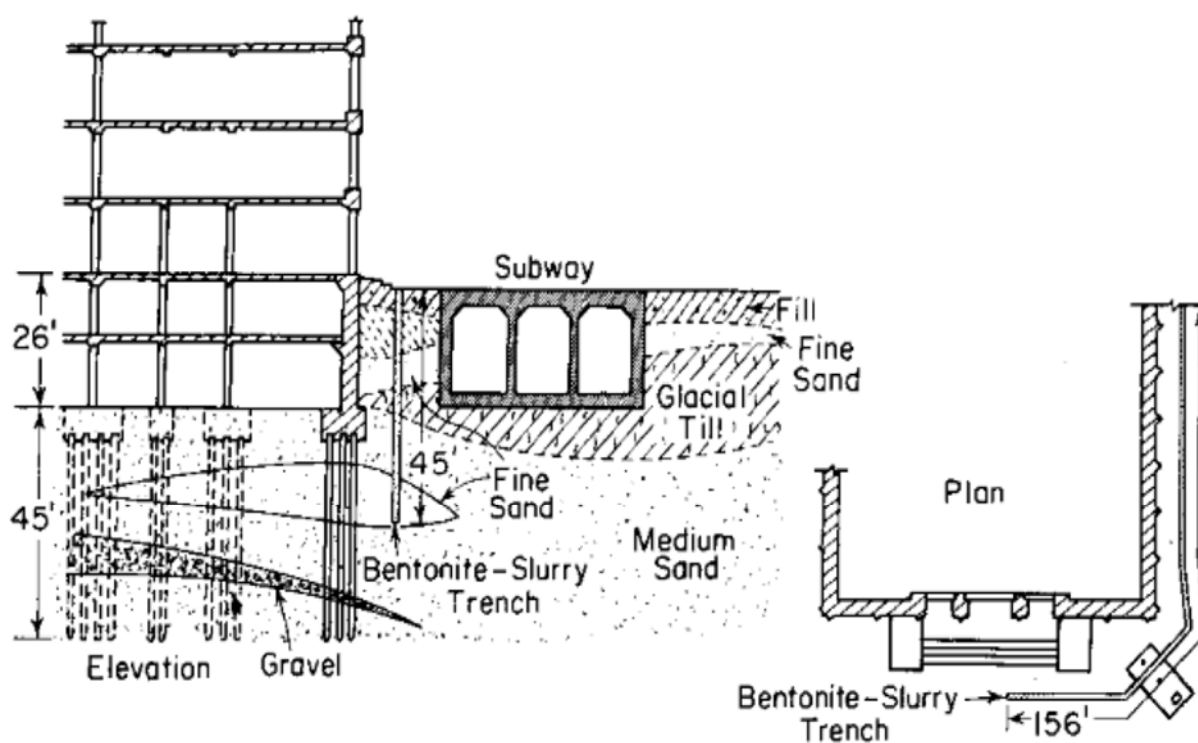


Рисунок 1.8. Применение барьер для защиты от вибраций от метро [55].

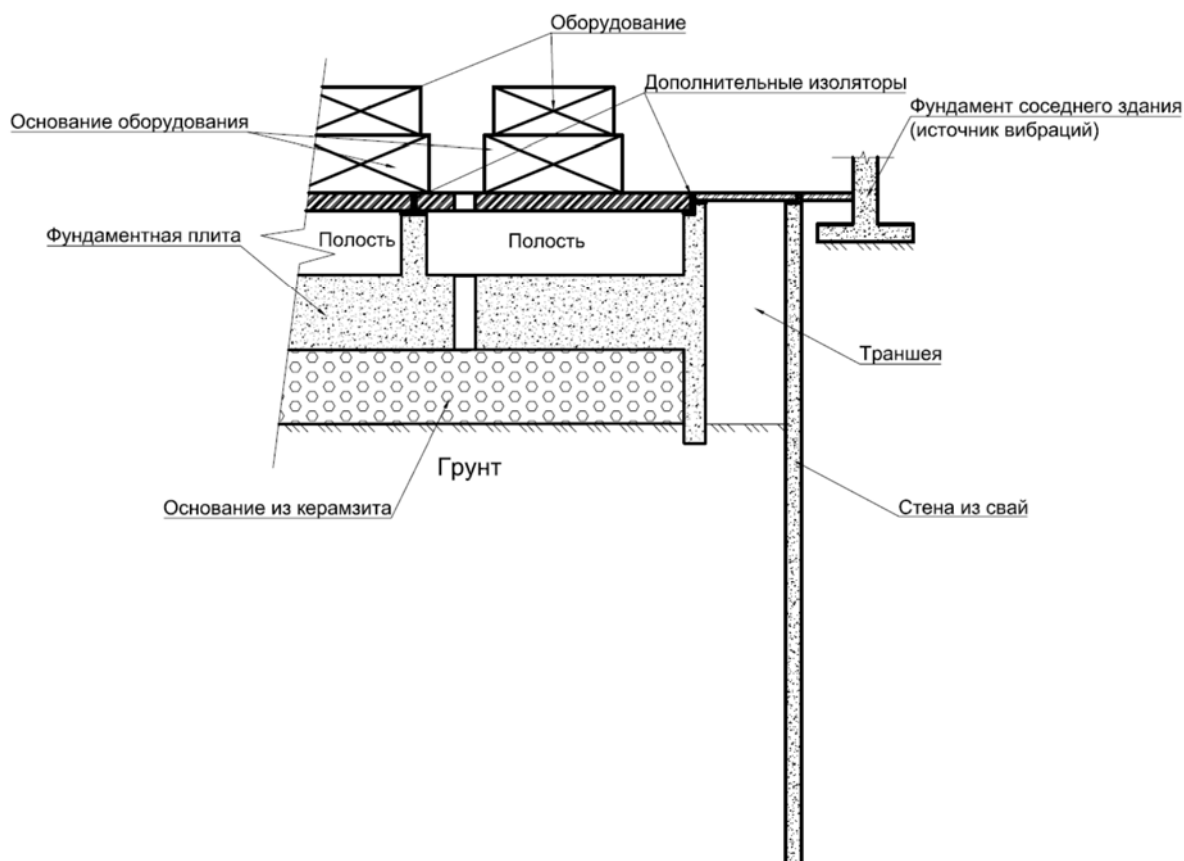


Рисунок 1.9. Изоляция точного оборудования с помощью стены в грунте из свай [57].

Более детальные исследования влияния глубины барьера были проведены в [58,59]. На основании полученных результатов были даны рекомендации по оптимальной глубине и ширине барьера. При этом авторы указали, что эти величины должны зависеть от длины поверхностной волны в рассматриваемом грунте. Кроме того, были даны значения коэффициентов снижения вибраций, при которых данный барьер может считаться эффективным.

В [60] проводились эксперименты по снижению вибраций с помощью траншей, заполненной разными материалами. Было проведено исследование как активной, так и пассивной виброизоляции. Барьер показал наилучшую эффективность для случая пассивной виброизоляции, при этом наилучшим вариантом являлась пустая траншея. Тем не менее, в связи конструктивными трудностями при устройстве глубоких траншей данный вариант нереализуем для траншей большой глубины. В связи с этим были изучены варианты заполнения траншей более мягкими чем грунт (бentonитовый раствор) и более жёсткими (бетон) чем грунт материалами. Так же рассматривался вариант заполнения

траншеи водой. В результате было получено, что траншея, заполненная лёгким и нежестким материалом, демонстрирует лучшее снижение вибраций чем траншея, заполненная жестким материалом. Похожие эксперименты были выполнены для барьера из экстрадированного пенополистерола и пустой траншеи в [61]. Затем, было проведено численное моделирование в программном комплексе Abaqus, которое показало хорошее совпадение с результатами эксперимента.

Дальнейшая верификация компьютерных расчётов на результатах натуральных исследований была выполнена в [62] для жестких барьеров, установленных для защиты от вибраций, вызванных проезжающими поездами. Численное моделирование было выполнено с помощью комбинации метода конечных элементов с методом граничных элементов. Перед расчётом были определены динамические характеристики грунта для построения слоистой модели почвы, а затем было выполнено измерение уровня вибраций до установки барьера. После выполнения первых измерений уровня вибраций производилось строительство барьера вдоль путей по технологии jet-grouting и проводились измерения после его установки. Длина, высота и толщина барьера были равны 55 м, 7.5 м и 1 м соответственно. В результате было установлено, что барьер является хорошим способом снижения уровня вибрации. При этом, наибольшее снижение вибрации можно наблюдать непосредственно за барьером, а затем его эффект падает, оставаясь при этом достаточно значительным.

1.4.2 Численные исследования

Наряду с развитием компьютеров и численных методов стало возможным решать проблему взаимодействия сейсмических волн с сейсмическими барьерами с помощью численных методов. Эти методы позволяют создавать более реалистичные модели и грунтовые условия, включающие нелинейный характер деформирования грунта и материала барьера, а также возможность учёта конечных деформаций.

В [63,64] рассмотрена задача дифракции и рассеяния энергии упругих волн, генерируемых импульсной нагрузкой, на поверхностных препятствиях и тонких вертикальных барьерах с помощью комбинации метода конечных разностей и метода конечных элементов. Полученные результаты свидетельствуют о том, что наличие поверхностного препятствия может оказывать значительное влияние на падающие волны Рэлея, а также на волны, отражённые от препятствия. На основании этого авторы сделали вывод, что подобные препятствия могут быть использованы для защиты от поверхностных волн [63]. Также, авторами приведены условия рассеяния волновой энергии на тонком барьере [64].

В [65] авторами применён метод конечных разностей и рассеивающие границы для анализа рассеяния поверхностных волн на траншеях. Комплексные коэффициенты передачи и рассеяния получены для определённых моментов времени. Затем было проведено сравнение данных значений с экспериментальными результатами.

В некоторых случаях метод граничных элементов оказывается более эффективным чем другие методы, в том числе и метод конечных элементов. Это связано прежде всего с тем, что он не требует специальных поглощающих граничных условий или увеличения размеров модели, чтобы избежать попадания отражённых от границ волн в зону наблюдения. В работах [66-68] был проведён анализ эффективности траншей в качестве средства активной и пассивной виброизоляции с помощью метода граничных элементов. В [66] решение данной задачи было осуществлено с использованием плоских моделей. В результате авторами было получено, что траншеи могут быть использованы в качестве метода виброизоляции. При этом показано что пустая траншея более эффективна чем заполненная железобетоном. В [67] эта задача была рассмотрена в пространственной постановке для однородного полупространства, а в [68] рассмотрена траншея в условиях плоской деформации для слоистого упругого или вязкоупругого полупространства. Важным результатом является то, что требуемая глубина траншеи или железобетонного барьера будет определяться

механическими характеристиками и толщиной наиболее жёсткого слоя полупространства.

В [69] был проведён анализ эффективности виброизоляции с помощью траншей с использованием метода граничных элементов в случае многослойного полупространства. Как и в [68] авторы использовали линейно упругую либо вязкую модель грунта. При этом решение было получено для двухслойной среды.

Одними из первых работ, в которых было изучено снижение вибраций с помощью траншей методом конечных элементов, были [70,71]. Результаты, полученные авторами в [71] свидетельствуют о том, что коэффициент снижения вибраций в зоне за траншеей является функцией отношения глубины траншеи к длине волны и при глубине траншеи выше чем 0.6 длины волны удаётся добиться значительного снижения вибрации в защищаемой зоне. При этом, как и в работах, [66-68] незаполненная траншея демонстрировала лучший эффект по снижению вибраций в защищаемой зоне, чем заполненная. Важно заметить, что полученные результаты находятся в соответствии с экспериментальными результатами, приведёнными в п. 1.4.1. В [71] рассмотрено взаимодействие траншеи с объёмными продольными, а также сдвиговыми SH и SV волнами, распространяющихся в вязкоупругом слое, лежащем на полуплоскости. Для оценки снижения вибрации за траншеей сравнивалась спектральная энергия в зоне за траншеей до её установки и после. Уменьшение энергии было получено для частотного диапазона 4-6 Гц, тогда как для более низких частот наблюдалось усиление горизонтальной компоненты колебаний при некоторых размерах траншеи.

Снижение вибраций с помощью железобетонных стен в грунте было исследовано в [72] с использованием метода конечных элементов. В [73] выполнено исследование снижения колебаний от проходящих поездов с помощью траншей, подтверждающее зависимость снижения вибраций от глубины траншеи.

В [74] проведено исследование защиты от вызванных проездом поездов вибраций с помощью пустых и заполненных траншей, а также массивных фундаментов с использованием метода конечных элементов в условиях плоской деформации. Воздействие поезда смоделировано с помощью гармонической нагрузки на поверхности полуплоскости. Для полуплоскости был рассмотрен вязкоупругий материал, моделирующий рассеяние энергии по гистерезису. Авторами показано, что для пустой траншеи основным параметром является её глубина, тогда как для траншеи, заполненной материалом, её ширина так же играет важную роль. На основании проведённого анализа были рекомендованы следующие параметры для глубины h и ширины d заполненной траншеи:

$$h > \lambda, d > 0.6\lambda, \quad (1.8)$$

где λ - длина волны. При этом траншеи, заполненные менее жёстким чем грунт материалом, оказались менее эффективны чем заполненные более жёстким. Однако это, а также утверждение авторов о существенном влиянии коэффициента Пуассона и незначительном эффекте плотности барьера на снижение вибрации, находится в противоречии с предыдущими работами. Это может быть связано, прежде всего, с ограниченным диапазоном материалов, рассматриваемых в работе, поскольку прочие результаты не противоречат экспериментальным и теоретическим результатам, полученным ранее.

В [75] рассмотрены пустые, а также заполненные материалами такими как вода и экстрадированный пенополистерол траншеи. Исследование снижения вибраций с помощью траншей проведено с помощью метода конечных элементов с использованием явной разностной схемы. Верификация расчётных моделей проведена на основании экспериментальных данных, полученных в [61]. Для моделирования экстрадированного пенополистерола была использована модель Друкера-Прагера. Поведение заполнителя – воды было смоделировано с помощью уравнений состояния Mie-Grüneisen, реализованного в программном комплексе Abaqus [91]. В соответствии с полученными результатами, эффективность барьера из экстрадированного пенополистерола близка к эффективности незаполненной траншеи и даёт больший эффект

снижения вибраций чем траншея, заполненная водой. Однако при увеличении ширины траншеи, заполнитель в виде воды может дать большее снижение вибраций чем пенополистерол. Кроме того, важно заметить, что в этом и предыдущих исследованиях показано, что такой барьер гораздо эффективнее как средство пассивной виброизоляции чем активной.

Влияние геометрической конфигурации траншеи при её расположении в песчаных грунтах было исследовано в [76]. Авторами определён оптимальный угол между откосом траншеи и свободной поверхностью, равняющийся 150° . Кроме того, это, по-видимому, одна из первых работ в которых было учтены пластические свойства грунта, смоделированного с помощью упруго – пластической билинейной модели. Так же, результаты свидетельствуют о локальном увеличении вибрации в зоне рядом с траншеей.

Важным недостатком метода конечных элементов для решения подобных задач является необходимость увеличения размеров модели, чтобы исключить влияние на результаты отражённых от её границ волн. Одним из методов, позволяющих уменьшить размеры расчётной области, является так называемые неотражающие границы (в [66] используется термин «бесконечный элемент»). В [77] проведено параметрическое исследование волновых барьеров вдоль железнодорожных путей с использованием неотражающих границ (бесконечных элементов). Верификация моделей проведена на основании экспериментов в центрифуге. Затем, на основании результатов верификации авторы проанализировали влияние жёсткости и геометрических параметров на снижение вибраций. Полученные результаты свидетельствовали об улучшении защитных свойств барьера при увеличении жёсткости его материала и увеличении его глубины. При этом, исследование показало, что ширина барьера оказывает влияние на снижение вибрация только для барьера из мягких материалов.

Защита от вибраций, вызванных взрывом, с помощью мягкого слоя была рассмотрена в [78] с использованием метода конечных элементов в программном комплексе LS-Dyna. Для моделирования грунта и экстрадированного

пенополистерола была рассмотрена модель, предложенная в [79]. Полученные результаты свидетельствовали о том, что для защиты от импульсных вибраций траншеи наиболее эффективны, как и в случае с продолжительными вибрациями. При этом отмечено что для подобных вибраций возможно обрушение стенок траншей, в связи с чем рассмотрено их заполнение пенополистеролом или железобетоном, которое показало, что экстрадированный пенополистерол является оптимальным заполнителем для подобного рода барьера. Это связано с тем, что, хотя железобетонные барьеры могли противостоять инерционным нагрузкам, они давали меньшее снижение ударной энергии в защищаемой зоне, чем барьер из пенополистерола.

Исследование защиты от вибрации с помощью нескольких заполненных различными материалами траншей было проведено в [80]. В результате авторами было установлено, что несколько траншей меньшей глубины дают то же снижение вибраций, как и одна более глубокая траншея. Однако авторы, не дают диапазон размеров траншей, для которого данные результаты справедливы. Кроме того, авторами исследовалось влияние отношения скорости поперечных волн в материале барьера к скорости поперечных волн в грунте на снижение вибраций в защищаемой зоне. Было получено, что уменьшение этой величины увеличивает эффективность барьера с точки зрения снижения вибраций в защищаемой зоне, однако при достижении определённой величины соотношения скоростей волн дальнейшее её уменьшение влияет на снижение вибраций незначительно. Оптимальные значения отношения скоростей поперечных волн в материале барьера к скоростям поперечных волн в грунте были вычислены авторами для некоторых геометрических размеров барьера.

Одно из наиболее полных исследований вертикальных сейсмических барьеров было проведено в [81], где показано влияние жёсткости материала барьера, его плотности и глубины барьера на снижение вибрационной энергии в защищаемой зоне, а также исследована возможность защиты от взрывов с помощью вертикальных барьеров. Основным недостатком данной работы является сложность реализации на практике некоторых конструктивных

решений, предложенных в ходе исследования, и не учёт упругопластических свойств грунта в случае взрывного воздействия.

Исследование траншей и волновых барьеров для защиты от вибраций, вызванных проезжающим поездом, а также активная виброзащита с помощью барьеров, расположенных под источником вибраций, были исследованы в [82] и [83] соответственно с помощью комбинации метода конечных элементов и метода граничных элементов. Однако принципиально новых результатов по взаимодействию поверхностных волн с траншеями и барьерами в грунте получено не было. Так же, исследование механизма возникновения вибраций от железнодорожного транспорта, а также анализ возможных мер защиты были проведены в [84,85].

Важно отметить, что ни в одной из вышеперечисленных работ не предложен оптимизационный алгоритм для подбора конструкции барьера для конкретных грунтовых и вибрационных условий, позволяющий подобрать конфигурацию барьера, обеспечивающую минимальный уровень вибраций в защищаемой зоне. Одним из немногих исключений является работа [86], где для оптимизации геометрических параметров подземной траншеи (угол наклона откоса траншеи, ширина, вертикальный размер и толщина стенок ограждения) был предложен подход Тагучи [87]. В результате авторами была получена конфигурация, обеспечивающая коэффициент передачи волновой энергии через траншею, равный 0.306.

1.5 Выводы по первой главе

На основании проведённого анализа международных и отечественных стандартов по вибрации и виброзащите, а также изучения научных работ по распространению сейсмических волн и их взаимодействию с препятствиями, неоднородностям и сейсмическими барьерами можно сделать следующие выводы:

1. Существующие международные нормы и стандарты регламентируют допустимые уровни вибраций в жилых и производственных

помещениях, при превышении которых требуются специальные мероприятия по снижению уровня вибраций до допустимого. В случае землетрясений нормируются ускорения, скорости и перемещения для различной балльности площадки строительства [88].

2. Волны Рэлея переносят основную часть вибрационной энергии в случае внешних источников колебаний и могут переносить существенную долю вибрационной энергии при распространении вибрации от подземных источников (возможность возникновения волн Рэлея и их доля в распространении энергии от подземных источников должны быть определены на основании микросейсмического районирования). На основании этого разработка методов защиты от поверхностных волн данного типа является важной задачей для современного строительства.

3. Основной идеей использования вертикальных сейсмических барьеров в качестве средства защиты от поверхностных волн является рассеяние волновой энергии на таком барьере, ведущее к снижению вибрационной энергии, поступающей в защищаемую зону и, как следствие, уменьшению перемещений, скоростей и ускорений точек в защищаемой зоне. Эта возможность теоретически обоснована с помощью исследований по рассеянию упругих волн на препятствиях и неоднородностях в упругом полупространстве.

4. Существующие экспериментальные и численные исследования по взаимодействию поверхностных сейсмических волн с траншеями и волновыми барьерами разного вида подтверждают возможность использования данного метода в качестве средства пассивной защиты от вибраций, переносимых поверхностными волнами. Активная защита от вибраций с помощью барьеров в грунте менее эффективна в связи с тем, что волны огибают данное препятствие и за «зоной тени» следует восстановление уровня колебаний.

5. Несмотря на то, что проведённые исследования дают оценку снижению вибраций в защищаемой зоне за барьером при различных геометрических размерах барьера и механических параметрах его материала, полная картина влияния параметров его материала, а также геометрии до сих пор

не выполнена. Так же, не предложен удобный алгоритм оптимизации барьера для конкретных грунтовых условий и не учтено пластическое поведение грунта при высоком уровне сдвиговых и остаточных деформаций.

ГЛАВА 2. Основные соотношения волновой динамики гранулированных сред

2.1 Основные обозначения

Здесь будет введён необходимый формализм для дальнейшего использования в работе. Рассмотрим симметричный тензор напряжений, имеющий следующий вид:

$$\boldsymbol{\sigma} = \begin{pmatrix} \sigma_{11} & \sigma_{12} & \sigma_{13} \\ \sigma_{21} & \sigma_{22} & \sigma_{23} \\ \sigma_{31} & \sigma_{32} & \sigma_{33} \end{pmatrix}, \quad (2.1)$$

$\sigma = \sigma_{ij}$, при $i = j$ получаем нормальные напряжения, тогда при $i \neq j$ σ_{ij} представляют собой касательные напряжения (очевидно, что при $i, j = x, y, z$, $\sigma_{ii} = \sigma_i$ и $\sigma_{ij} = \tau_{ij} = \tau_{ji}$ ($i \neq j$)) мы перейдём к более традиционной форме обозначения напряжений [89]). Далее рассмотрим инварианты тензора напряжений:

$$\begin{aligned} I_{\boldsymbol{\sigma}} &= \text{tr}(\boldsymbol{\sigma}), \\ II_{\boldsymbol{\sigma}} &= -\sigma_{11}\sigma_{22} - \sigma_{22}\sigma_{33} - \sigma_{33}\sigma_{11} + \sigma_{12}^2 + \sigma_{23}^2 + \sigma_{31}^2, \\ III_{\boldsymbol{\sigma}} &= \det(\boldsymbol{\sigma}) \end{aligned} \quad (2.2)$$

Обозначим гидростатическое давление как:

$$p = -\frac{1}{3}I_{\boldsymbol{\sigma}}, \quad (2.3)$$

тогда девиатор напряжений можно представить в виде:

$$S = \begin{pmatrix} \sigma_{11} + p & \sigma_{12} & \sigma_{13} \\ \sigma_{21} & \sigma_{22} + p & \sigma_{23} \\ \sigma_{31} & \sigma_{32} & \sigma_{33} + p \end{pmatrix}. \quad (2.4)$$

В дополнении к инвариантам тензора напряжений (2.2) могут быть введены следующие меры девиатора напряжений:

$$q = \sqrt{\frac{3}{2}(S:S)}, \quad (2.5)$$

$$r = \left(\frac{9}{2} S \cdot S : S \right)^{\frac{1}{3}}, \quad (2.6)$$

где q - эквивалентные напряжения по Мизесу r - третий инвариант девиатора напряжений. Кроме того, в некоторых источниках [90] вводят так называемый девиаторный полярный угол между меридиональной плоскостью и одной из осей главных напряжений:

$$\Theta = \frac{1}{3} \arcsin \left(\frac{r}{q} \right)^3, \quad (2.7)$$

данная величина часто используется при замене поверхностей пластического течения с сингулярными зонами, например, пирамиды Мора-Кулона, шестигранной призмы Треска и др., на эквивалентные аналоги со сглаживаем в зонах сингулярности (в углах пирамиды и шестигранной призмы для Мора-Кулона и Треска соответственно) [90].

Аналогичным образом вводится симметричный тензор деформации:

$$\boldsymbol{\varepsilon} = \begin{pmatrix} \varepsilon_{11} & \varepsilon_{12} & \varepsilon_{13} \\ \varepsilon_{21} & \varepsilon_{22} & \varepsilon_{23} \\ \varepsilon_{31} & \varepsilon_{32} & \varepsilon_{33} \end{pmatrix}, \quad (2.8)$$

со следующими инвариантами:

$$\begin{aligned} I_{\boldsymbol{\varepsilon}} &= \text{tr}(\boldsymbol{\varepsilon}), \\ II_{\boldsymbol{\varepsilon}} &= -\varepsilon_{11}\varepsilon_{22} - \varepsilon_{22}\varepsilon_{33} - \varepsilon_{33}\varepsilon_{11} + \varepsilon_{12}^2 + \varepsilon_{23}^2 + \varepsilon_{31}^2, \\ III_{\boldsymbol{\varepsilon}} &= \det(\boldsymbol{\varepsilon}) \end{aligned} \quad (2.9)$$

здесь аналогично тензору напряжений, при $i = j$ получаем нормальные деформации, тогда при $i \neq j$ ε_{ij} представляют собой сдвиговые деформации

(очевидно, что при $i, j = x, y, z$, $\varepsilon_{ii} = \varepsilon_i$ и $\varepsilon_{ij} = \frac{\gamma_{ij}}{2} = \frac{\gamma_{ji}}{2}$ ($i \neq j$) мы перейдем к более традиционной форме обозначения деформаций [89]). Здесь и далее рассматривается форма тензора деформаций, используемая для хранения инкрементального тензора деформаций в программном комплексе Abaqus/Explicit [91].

2.2 Начальные и граничные условия

2.2.1 Начальные условия

В качестве начальных условий приняты однородные условия следующего вида:

$$\mathbf{u}(\mathbf{x}, t)|_{t=0} = 0, \quad \partial_t \mathbf{u}(\mathbf{x}, t)|_{t=0} = 0, \quad (2.10)$$

при этом, важно заметить, что для линейно-упругого расчёта первого этапа начальные напряжения в полупространстве (полуплоскости) принимаются равными 0. Это связано прежде всего с тем, что начальное распределения напряжений не оказывает влияние на амплитуды скоростей, перемещений и ускорений точек в защищаемой зоне при упругом характере деформирования грунта.

В случае расчёта с учётом пластического характера деформирования грунта (в этом случае необходим учёт начального напряжённого состояния в грунте, для корректного описания его поведения) вместо начальных условий (2.10) на полупространство накладываются начальные условия для напряжений и ускорений:

$$\boldsymbol{\sigma}(\mathbf{x}, t)|_{t=0} = \boldsymbol{\sigma}_0(\mathbf{x}), \quad \partial_t \mathbf{u}(\mathbf{x}, t)|_{t=0} = 0, \quad (2.11)$$

где $\boldsymbol{\sigma}_0(\mathbf{x})$ - начальные напряжения от собственного веса грунта, определяемые из решения статической задачи.

2.2.2 Граничные условия

На свободной поверхности Π_V задаётся условие отсутствия напряжений:

$$\mathbf{t}_\xi \equiv \boldsymbol{\sigma} \cdot \boldsymbol{\xi} = 0, \quad \mathbf{x}' \in \Pi_\xi, \quad (2.12)$$

где $\boldsymbol{\xi}$ - нормаль к свободной поверхности Π_ξ , $\boldsymbol{\sigma}$ - тензор напряжений. В случае малых деформаций и линейно упругой изотропной среды уравнение (2.12) принимает вид:

$$\mathbf{t}_\xi \equiv (\lambda \operatorname{tr}(\boldsymbol{\varepsilon})\mathbf{I} + 2\mu\boldsymbol{\varepsilon})\boldsymbol{\xi} = 0, \quad \mathbf{x}' \in \Pi_\xi, \quad (2.13)$$

где \mathbf{I} - единичная матрица, $\boldsymbol{\varepsilon}$ - тензор малых деформаций, $\boldsymbol{\xi}$ - вектор единичной нормали к свободной поверхности.

При наличии в среде волнового барьера (рисунок 2.1) на контактной поверхности между барьером и грунтом, Π_η задаются следующие граничные условия для напряжений \mathbf{t} и перемещений \mathbf{u} :

$$\begin{aligned} \mathbf{t}_{bar}|_{\mathbf{x} \cdot \boldsymbol{\eta} \in \Pi_\eta} &= \mathbf{t}_{soil}|_{\mathbf{x} \cdot \boldsymbol{\eta} \in \Pi_\eta}, \\ \mathbf{u}_{bar}|_{\mathbf{x} \cdot \boldsymbol{\eta} \in \Pi_\eta} &= \mathbf{u}_{soil}|_{\mathbf{x} \cdot \boldsymbol{\eta} \in \Pi_\eta}, \end{aligned} \quad (2.14)$$

где индексы *bar* и *soil* соответствуют материалу барьера и грунта соответственно.

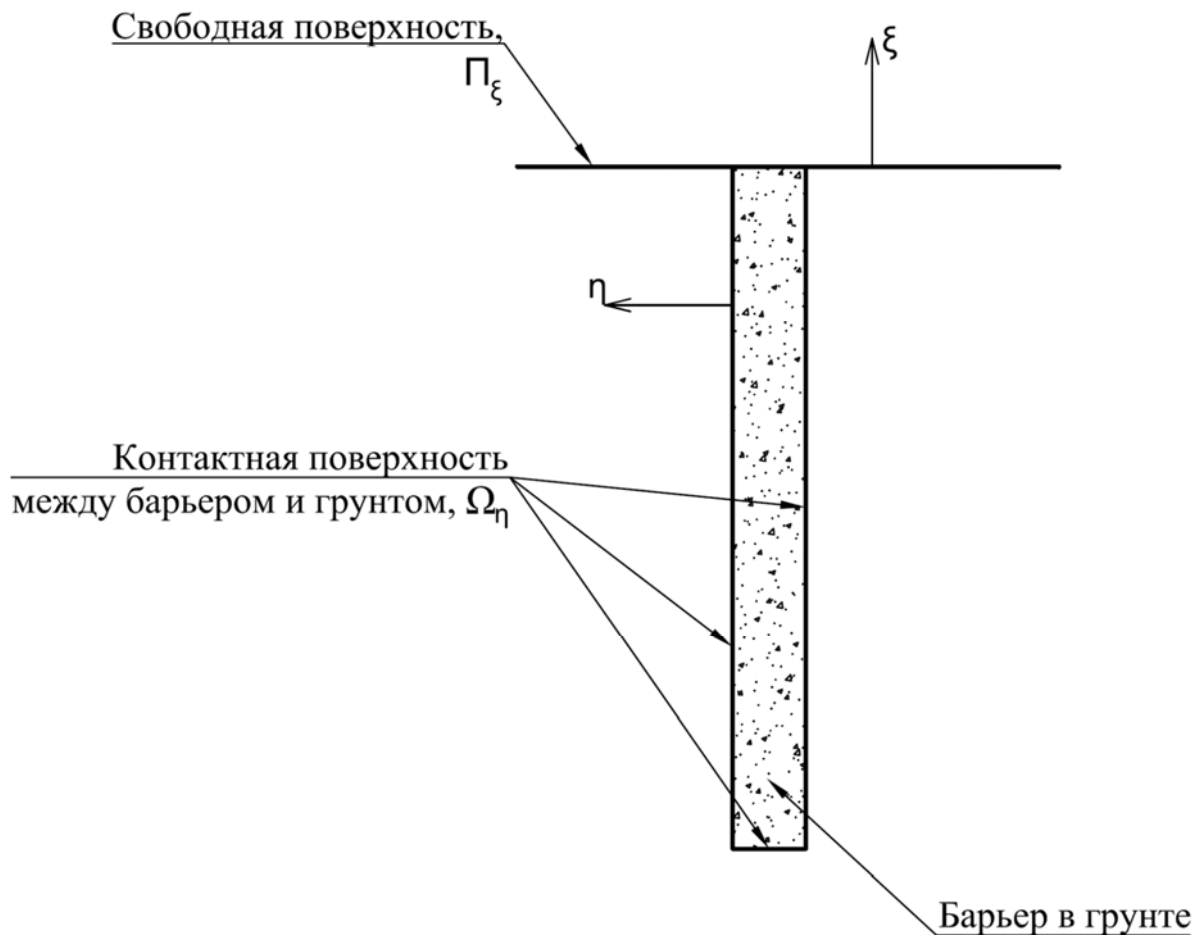


Рисунок 2.1. – Схема для определения контактных условий между барьером и грунтом.

2.3 Гиперупругие среды

2.3.1 Определяющие соотношения для гиперупругих сред

Так как первым шагом в данной работе является нахождение оптимальной конфигурации волнового барьера (размеров барьера и механических характеристик его материала), обеспечивающих максимальное снижение вибраций в защищаемой зоне при линейно упругом деформировании грунта, то необходимо ввести определяющие соотношения для гиперупругих сред. Гиперупругой является среда, для которой можно ввести упругий потенциал вида [92]:

$$\Psi = \Psi(I_{\boldsymbol{\varepsilon}}, II_{\boldsymbol{\varepsilon}}, III_{\boldsymbol{\varepsilon}}), \quad (2.15)$$

где $I_{\boldsymbol{\varepsilon}}, II_{\boldsymbol{\varepsilon}}, III_{\boldsymbol{\varepsilon}}$ - инварианты тензора деформаций, определяемые согласно (2.9).

В таком случае напряжения в среде будут определяться в соответствии с:

$$\boldsymbol{\sigma} = \nabla_{\boldsymbol{\varepsilon}} \Psi(I_{\boldsymbol{\varepsilon}}, II_{\boldsymbol{\varepsilon}}, III_{\boldsymbol{\varepsilon}}), \quad (2.16)$$

либо:

$$\boldsymbol{\sigma} = \lambda(I_{\boldsymbol{\varepsilon}}, II_{\boldsymbol{\varepsilon}}, III_{\boldsymbol{\varepsilon}}) I_{\boldsymbol{\varepsilon}} \mathbf{I} + 2\mu(I_{\boldsymbol{\varepsilon}}, II_{\boldsymbol{\varepsilon}}, III_{\boldsymbol{\varepsilon}}) \cdot \boldsymbol{\varepsilon}, \quad (2.17)$$

при этом, на постоянные Ламе накладываются следующие требования из условия того, что энергия деформаций положительная [93]:

$$3\lambda + 2\mu > 0, \mu > 0. \quad (2.18)$$

В случае однородной физически нелинейной сплошной среды для случая малых деформаций и отсутствия объёмных сил, уравнение движения будет иметь следующий вид:

$$\operatorname{div}_{\mathbf{x}} \boldsymbol{\sigma}(\boldsymbol{\varepsilon}(\mathbf{x}, t)) = \rho \ddot{\mathbf{u}}(\mathbf{x}, t), \quad (2.19)$$

здесь $\mathbf{u}(\mathbf{x}, t)$ - поле перемещений, ρ - плотность среды, \mathbf{x} - координатный вектор;

$\operatorname{div}_{\mathbf{x}}$ - дивергенция в пространстве координат. В уравнении (2.18) $\nabla_{\boldsymbol{\varepsilon}}$ - вектор градиента в пространстве деформаций, определяемый как

$$\nabla_{\boldsymbol{\varepsilon}} = \left\{ \frac{\partial}{\partial \varepsilon_{11}}, \frac{\partial}{\partial \varepsilon_{22}}, \frac{\partial}{\partial \varepsilon_{33}}, \frac{\partial}{\partial \varepsilon_{12}}, \frac{\partial}{\partial \varepsilon_{23}}, \frac{\partial}{\partial \varepsilon_{13}} \right\}.$$

Для однородной изотропной линейно-упругой среды, уравнение (2.19) преобразуется к форме Навье-Клапейрона:

$$(\lambda + 2\mu)\nabla\text{div}\mathbf{u} - \mu\text{rot rot}\mathbf{u} + f = \rho\ddot{\mathbf{u}}, \quad (2.20)$$

где f - поле массовых сил. Вводя выражения для скоростей продольных и поперечных волн c_p и c_s соответственно:

$$c_p = \sqrt{\frac{\lambda + 2\mu}{\rho}}, c_s = \sqrt{\frac{\mu}{\rho}}, \quad (2.21)$$

преобразуем уравнение (2.20) к виду:

$$c_p\nabla\text{div}\mathbf{u} - c_s\text{rot rot}\mathbf{u} + \frac{f}{\rho} = \ddot{\mathbf{u}}, \quad (2.22)$$

2.3.2 Представления для основных типов волн

Основными типами волн, генерируемыми внешними и внутренними источниками вибраций, являются объёмные и поверхностные волны. К объёмным волнам относятся продольные и сдвиговые волны. К поверхностным волнам относятся волны Рэлея, Стоунли, Лява и Лэмба. В данной диссертации основное внимание уделено поверхностным волнам Рэлея, поэтому далее рассмотрим представление для данного типа волн.

2.3.2.1. Поверхностные волны

На основании подхода, использованного в [94,95] уравнение поверхностной волны, которая распространяется в полупространстве или слое с произвольной анизотропией, может быть записано в следующем виде:

$$\mathbf{u}(\mathbf{x}, t) \equiv \mathbf{f}(x'') e^{ir(\mathbf{n}\cdot\mathbf{x} - ct)}. \quad (2.23)$$

В уравнении (2.24) $x'' = ir(\mathbf{v} \cdot \mathbf{x})$ - безразмерная комплексная переменная; $\mathbf{f}(x'')$ - неизвестная векторная функция, определяющая значение амплитуды на фронте волны; \mathbf{n} - единичный вектор, определяющий направление распространения волны. Подстановка этого уравнения в уравнение (2.21) даёт уравнение Кристоффеля для анизотропной среды:

$$-r^2 \left(\mathbf{A} \partial_{x''}^2 + \mathbf{B} \partial_{x''} + \mathbf{D} \right) \cdot \mathbf{f} = 0, \quad (2.24)$$

где \mathbf{A} , \mathbf{B} , \mathbf{D} определяются по формулам ниже, а \mathbf{I} - единичная матрица 3 ранга.

$$\mathbf{A} = \mathbf{v} \cdot \mathbf{C} \cdot \mathbf{v}, \quad \mathbf{B} = \mathbf{v} \cdot \mathbf{C} \cdot \mathbf{n} + \mathbf{n} \cdot \mathbf{C} \cdot \mathbf{v}, \quad \mathbf{D} = \mathbf{n} \cdot \mathbf{C} \cdot \mathbf{n} - \rho c^2 \mathbf{I}. \quad (2.25)$$

С помощью вспомогательной функции вида - $\mathbf{w} = \partial_{x''} \mathbf{f}$ уравнение (2.25)

приводится к виду:

$$\partial_{x''} \begin{pmatrix} \mathbf{f} \\ \mathbf{w} \end{pmatrix} = \mathbf{G} \cdot \begin{pmatrix} \mathbf{f} \\ \mathbf{w} \end{pmatrix}, \quad (2.26)$$

здесь \mathbf{G} - якобиан, имеющий вид:

$$\mathbf{G} = \begin{pmatrix} \mathbf{0} & \mathbf{I} \\ -\mathbf{A}^{-1} \cdot \mathbf{D} & -\mathbf{A}^{-1} \cdot \mathbf{B} \end{pmatrix}, \quad (2.27)$$

где $\mathbf{0}$ - нулевая матрица 3x3. С учётом этого, общее решение уравнения (2.25) может быть представлено в виде:

$$\begin{pmatrix} \mathbf{u}(\mathbf{x}, t) \\ \mathbf{z}(\mathbf{x}, t) \end{pmatrix} = \left(e^{x'' \mathbf{G}} \cdot \mathbf{C} \right) e^{ir(\mathbf{n} \cdot \mathbf{x} - ct)}, \quad (2.28)$$

где $\mathbf{z}(\mathbf{x}, t) = \mathbf{w}(x'') e^{ir(\mathbf{n} \cdot \mathbf{x} - ct)}$. Здесь важно отметить, что последнее выражение остаётся справедливым даже при наличии у матрицы \mathbf{G} Жордановых блоков в каноническом разложении.

2.3.2.2. Волна Рэлея в анизотропном упругом полупространстве

Выражение для плоской волны Рэлея в упругой анизотропной среде имеет следующий вид:

$$\mathbf{u}(\mathbf{x}, t) = \mathbf{m}(ir \mathbf{v} \cdot \mathbf{x}) \exp(ir(\mathbf{n} \cdot \mathbf{x} - ct)). \quad (2.29)$$

В данном уравнении поляризация волны \mathbf{m} зависит от глубины и волнового числа r . При этом, необходимо заметить, что для полупространства, где распространяется волна Рэлея накладывается дополнительное условие на комплексную координату - $\text{Im}(x'') < 0$. Остальные переменные задаются, как и в уравнении (2.24). Подстановка данного уравнения в уравнение (2.21) даёт

уравнение Кристоффеля для волны Рэлея в анизотропном упругом полупространстве:

$$\left(\mathbf{v} \cdot \mathbf{C} \cdot \mathbf{v} \frac{\partial^2}{\partial x''^2} + (\mathbf{v} \cdot \mathbf{C} \cdot \mathbf{n} + \mathbf{n} \cdot \mathbf{C} \cdot \mathbf{v}) \frac{\partial}{\partial x''} + \mathbf{n} \cdot \mathbf{C} \cdot \mathbf{n} - \rho c^2 \mathbf{I} \right) \cdot \mathbf{m}(x'') = 0. \quad (2.30)$$

Далее, введя новую переменную $\mathbf{v}(x'') = \frac{\partial}{\partial x''} \mathbf{m}(x'')$ получим выражение:

$$\mathbf{A}_1 \cdot \frac{\partial}{\partial x''} \mathbf{v}(x'') + \mathbf{A}_2 \cdot \mathbf{v}(x'') + \mathbf{A}_3 \cdot \mathbf{m}(x'') = 0, \quad (2.31)$$

где \mathbf{I} - единичная матрица 3 ранга, а \mathbf{A}_1 , \mathbf{A}_2 , \mathbf{A}_3 определяются как:

$$\mathbf{A}_1 = \mathbf{v} \cdot \mathbf{C} \cdot \mathbf{v}, \quad \mathbf{A}_2 = \mathbf{v} \cdot \mathbf{C} \cdot \mathbf{n} + \mathbf{n} \cdot \mathbf{C} \cdot \mathbf{v}, \quad \mathbf{A}_3 = \mathbf{n} \cdot \mathbf{C} \cdot \mathbf{n} - \rho c^2 \mathbf{I}. \quad (2.32)$$

В результате, как и в общем виде (2.29), получается система уравнений первого порядка:

$$\frac{\partial}{\partial x''} \vec{X} = \mathbf{G} \cdot \vec{X}, \quad (2.33)$$

здесь $\vec{X} = \begin{pmatrix} \mathbf{m} \\ \mathbf{v} \end{pmatrix}$, $\mathbf{G} = \begin{pmatrix} \mathbf{0} & \mathbf{I} \\ -\mathbf{A}_1^{-1} \cdot \mathbf{A}_2 & -\mathbf{A}_1^{-1} \cdot \mathbf{A}_3 \end{pmatrix}$.

Для формирования замкнутой системы уравнений, позволяющей определить скорость волны Рэлея необходимо использование граничных условий (2.12) и условие Зоммерфельда (условия отсутствия экспоненциально растущих в глубь решений при $\text{Im}(x'') \rightarrow -\infty$). Одним из наиболее важных направлений исследований распространения волны Рэлея в упругом анизотропном полупространстве являлся поиск «запрещённых» направлений распространения данных волн. Однако, в работах [30, 95-101] показано, что таких направлений не существует. Таким образом, снижение вибраций, переносимых данными волнами, возможно только частично за счёт рассеяния волн Рэлея на неоднородностях и препятствиях, а также за счёт пластических свойств грунта.

2.3.2.3. Волна Рэлея в изотропном упругом полупространстве

В случае изотропного упругого полупространства представление (2.30) для волны Рэлея приводится к следующему виду [95]:

$$\mathbf{u}(\mathbf{x}, t) = \sum_{k=1}^2 \mathbf{m}_k \exp\left(ir\left(\gamma_k \mathbf{v} \cdot \mathbf{x} + \mathbf{n} \cdot \mathbf{x} - ct\right)\right), \quad (2.34)$$

где \mathbf{m}_k определяют поляризацию парциальных волн. Остальные переменные в соответствии с уравнениями (2.25), (2.32). Подстановка этого уравнение в (2.22) даёт уравнение Кристоффеля для волны Рэлея, распространяющейся в изотропном упругом полупространстве:

$$\left(\begin{aligned} &\gamma_k^2 ((\lambda + 2\mu)\mathbf{v} \otimes \mathbf{v} + \mu\mathbf{n} \otimes \mathbf{n}) + \gamma_k ((\lambda + \mu)(\mathbf{v} \otimes \mathbf{n} + \mathbf{n} \otimes \mathbf{v})) + \\ &+ (\lambda + 2\mu)\mathbf{n} \otimes \mathbf{n} + \mu\mathbf{v} \otimes \mathbf{v} - \rho c^2 \mathbf{I} \end{aligned} \right) \cdot \mathbf{m}_k = 0, \quad (2.35)$$

где γ_k может быть определено из условия равенства нулю определителя:

$$\det \left(\begin{aligned} &\gamma_k^2 ((\lambda + 2\mu)\mathbf{v} \otimes \mathbf{v} + \mu\mathbf{n} \otimes \mathbf{n}) + \gamma_k ((\lambda + \mu)(\mathbf{v} \otimes \mathbf{n} + \mathbf{n} \otimes \mathbf{v})) + \\ &+ (\lambda + 2\mu)\mathbf{n} \otimes \mathbf{n} + \mu\mathbf{v} \otimes \mathbf{v} - \rho c^2 \mathbf{I} \end{aligned} \right) = 0. \quad (2.36)$$

Использование граничных условий (2.11) позволяет получить скорость Волны Рэлея. Однако, это приводит к достаточно сложному уравнению, вследствие чего для определения скорости волны Рэлея чаще всего используется формула Бергмана-Викторова [102]:

$$c_R = \frac{0.87 + 1.12\nu}{1 + \nu} c_s, \quad (2.37)$$

где c_R и c_s скорости волны Рэлея и поперечных волн, ν - коэффициент Пуассона.

2.4 Пластические модели среды.

2.4.1 Основные соотношения.

Здесь и далее будут рассмотрены малые деформации (это связано с тем, что при даже при сильных землетрясениях уровень остаточных и сдвиговых

деформаций не превышает $2 \cdot 10^{-3}$, на основании чего данный подход является справедливым), поэтому тензор деформаций Коши-Грина:

$$\varepsilon_{ij} = \frac{1}{2} \left(\frac{\partial u_i}{\partial x_j} + \frac{\partial u_j}{\partial x_i} + \sum_k \frac{\partial u_k}{\partial x_i} \frac{\partial u_k}{\partial x_j} \right) \quad (2.38)$$

преобразуется к форме (2.43):

$$\varepsilon_{ij} = \frac{1}{2} \left(\frac{\partial u_i}{\partial x_j} + \frac{\partial u_j}{\partial x_i} \right), \quad (2.39)$$

где u_i компоненты вектора перемещений точек среды $\mathbf{u}(x)$, dx_j расстояние до близких точек по которым вычисляется $\mathbf{u}(x)$.

Замечание. Здесь необходимо отметить, что данный подход с использованием малых деформаций недопустим для окрестности источника вибрации, в особенности, для таких источников как землетрясение и взрыв. Однако на некотором расстоянии от очага данный подход обоснован, поскольку значения деформаций уменьшаются из-за диссипации энергии в грунте и затухания волн, переносящих колебания, с расстоянием.

В основе интегрирования уравнений состояния упругопластических сред с пластическим потенциалом по времени лежит разделение деформации на пластическую (ε_{ij}^{pl}) и упругую (ε_{ij}^{el}) составляющие:

$$\varepsilon_{ij} = \varepsilon_{ij}^{pl} + \varepsilon_{ij}^{el}. \quad (2.40)$$

При этом для определения напряжённо деформированного состояния тела вводится гладкая поверхность пластичности вида [103]:

$$f \left(I_\sigma, II_\sigma, III_\sigma, I_{\varepsilon_{pl}}, II_{\varepsilon_{pl}}, III_{\varepsilon_{pl}} \right). \quad (2.41)$$

Если $f < 0$, то состояние тела описывается уравнениями упругости, тогда как при $f = 0$ тело находится в пластическом состоянии.

Решение нелинейных уравнений состояния тела (пластичность, нелинейная упругость) осуществляется приближёнными методами, например, методом Ньютона. При этом нагружение тела и расчёт его напряжённо

деформированного состояния происходит за несколько шагов (инкрементов). То есть всё рассматриваемое время нагружения (в случае статических задач рассматриваемый промежуток времени носит условный характер) разбивается на шаги, на каждом из которых происходит вычисление напряжённо деформированного состояния тела. Численные аспекты реализации данных методов в рамках пространственной дискретизации с помощью метода конечных элементов для динамических и статических задач приведено в [104-106]. Здесь же важно заметить, что эти подходы требуют инкрементальных форм записи уравнений состояния и, как правило, рассматриваются скорости напряжений и деформаций для каждого шага, по которым затем выполняется интегрирование по времени. В качестве примера можно привести форму Яумана для связи скоростей напряжений и деформаций, используя которую, закон Гука для линейной упругости можно записать в виде:

$$\dot{\sigma}_{ij}^J = \lambda \delta_{ij} \dot{\varepsilon}_{kk} + 2\mu \dot{\varepsilon}_{ij}, \quad (2.42)$$

где $\dot{\sigma}_{ij}^J$ и $\dot{\varepsilon}_{ij}$ - тензоры скоростей напряжений и деформаций, $\dot{\varepsilon}_{kk}$ - первый инвариант тензора скорости изменения деформаций; λ, μ постоянные Ламе. Далее для соответствия заложенным в используемой программе численными схемами все определяющие соотношения будут записаны в инкрементальной форме.

2.4.1.1. Идеально пластические среды.

Для идеально пластических сред (упрочнение отсутствует и соответствующий участок кривой $\sigma - \varepsilon$ представляет собой прямую параллельную оси σ) напряжённое состояние тела определяется исключительно упругой составляющей деформаций (ε_{ij}^{el}).

Введём функцию пластического потенциала для среды:

$$G\left(I_{\sigma}, II_{\sigma}, III_{\sigma}, I_{\varepsilon_{pl}}, II_{\varepsilon_{pl}}, III_{\varepsilon_{pl}}\right). \quad (2.43)$$

В случае ассоциативного закона пластического течения G совпадает с функцией, определяющей поверхность пластичности f (2.42). В случае неассоциированного пластического течения G будет отличаться от f . Далее приведён более общий случай неассоциированного пластического течения, являющийся наиболее важным для механики грунтов. В этом случае пластические деформации будут определяться уравнением:

$$\dot{\boldsymbol{\varepsilon}}_{pl} = d\lambda \frac{\partial G}{\partial \boldsymbol{\sigma}_{ij}} \quad (2.44)$$

где $d\lambda$ - положительно определённый скаляр, оператор $\frac{\partial G}{\partial \boldsymbol{\sigma}_{ij}}$ представляет собой

вектор градиента пластического потенциала по пространству напряжений $\left(\frac{\partial G}{\partial \sigma_{xx}}, \frac{\partial G}{\partial \sigma_{yy}}, \frac{\partial G}{\partial \sigma_{zz}}, \frac{\partial G}{\partial \sigma_{xy}}, \frac{\partial G}{\partial \sigma_{yz}}, \frac{\partial G}{\partial \sigma_{zx}} \right)$, так же обозначаемого как $\nabla_{\boldsymbol{\sigma}}$. Для

нахождения положительного скаляра $d\lambda$ используется условие Гейрингер [103], заключающееся в требовании принадлежности напряжения на каждом последующем шаге к поверхности пластичности и записываемое в виде:

$$\nabla_{\boldsymbol{\sigma}} G \cdot \dot{\boldsymbol{\sigma}} = 0 \quad (2.45)$$

Исходя из того, что напряжения определяются исключительно упругой частью деформаций:

$$\dot{\boldsymbol{\varepsilon}}_{el} = \dot{\boldsymbol{\varepsilon}} - d\lambda \frac{\partial G}{\partial \boldsymbol{\sigma}_{ij}} \quad (2.46)$$

и учитывая закон Гука для напряжений:

$$\boldsymbol{\sigma} = C^E \boldsymbol{\varepsilon}, \quad (2.47)$$

получим выражения для определения скаляра $d\lambda$:

$$\{\nabla_{\boldsymbol{\sigma}} G\}^T \cdot (C^E \cdot \dot{\boldsymbol{\varepsilon}}) - d\lambda \{\nabla_{\boldsymbol{\sigma}} G\}^T \cdot (C^E \cdot \nabla_{\boldsymbol{\sigma}} G) = 0, \quad (2.48)$$

откуда $d\lambda$ равно:

$$d\lambda = \frac{\{\nabla_{\boldsymbol{\sigma}} G\}^T \cdot (C^E \cdot \dot{\boldsymbol{\varepsilon}})}{\{\nabla_{\boldsymbol{\sigma}} G\}^T \cdot (C^E \cdot \nabla_{\boldsymbol{\sigma}} G)}. \quad (2.49)$$

В уравнениях (2.48)-(2.50) C^E - тензор упругости, $\{\nabla_\sigma G\}^T$ - транспонированная матрица градиента пластического потенциала по пространству напряжений, $\dot{\epsilon}$ - тензор скоростей деформации. На основании этого алгоритм вычисления напряжений для каждого шага расчёта при заданных шагах по деформациям $d\epsilon_{ij}$ и при заданной точности (tol) будет иметь следующий вид:

1. На основании инкремента деформаций вычислить упругие напряжения:

$$\sigma_{ij}^{tr} = \lambda \delta_{ij} d\epsilon_{kk} + 2\mu \epsilon_{ij}^{el};$$

2. На основании заданной поверхности пластичности вычислить значения

$$f\left(I_\sigma, II_\sigma, III_\sigma, I_{\epsilon_{pl}}, II_{\epsilon_{pl}}, III_{\epsilon_{pl}}\right) \text{ и выполнить для неё проверку:}$$

- a. Если $f < tol$, то тело находится в упругом состоянии и расчёт напряжений для данного шага закончен и $\sigma_{ij} = \sigma_{ij}^{tr}$;
 - b. Если $f \geq tol$, переходим к 3;
3. Выполнить расчёт напряжений в соответствии с (2.48)- (2.50):

$$\sigma_{ij} = C^E \left(d\epsilon_{ij} - \frac{\{\nabla_\sigma G\}^T \cdot (C^E \cdot \dot{\epsilon})}{\{\nabla_\sigma G\}^T \cdot (C^E \cdot \nabla_\sigma G)} \cdot \nabla_\sigma G \right); \quad (2.50)$$

4. Выполнить перерасчёт f и проверку для неё:

- a. Если $f \leq tol$, расчёт напряжений закончен σ_{ij} определены из 3;
- b. Если $f > tol$, выполняем пункты 3 и 4 пока условие $f \leq tol$ не будет достигнуто.

2.4.1.2. Пластические среды с упрочнением.

Выделяют три основных типа упрочнения: (1) изотропное; (2) кинематическое и (3) смешанное. При изотропном упрочнении поверхность пластичности расширяется одинаково во всех направлениях, увеличивая таким образом зону упругих деформаций и если начальный предел пластичности был равен σ_{Y_0} то после разгрузки новый предел пластичности будет равен $\sigma_Y \geq \sigma_{Y_0}$,

рисунок 2.2 [107]. В случае же кинематического упрочнения поверхность пластичности смещается (рисунок 2.2). Смешанный тип упрочнения представляет собой комбинации изотропного и кинематического. Кроме того, существуют другие типы упрочнения [90,107-110].

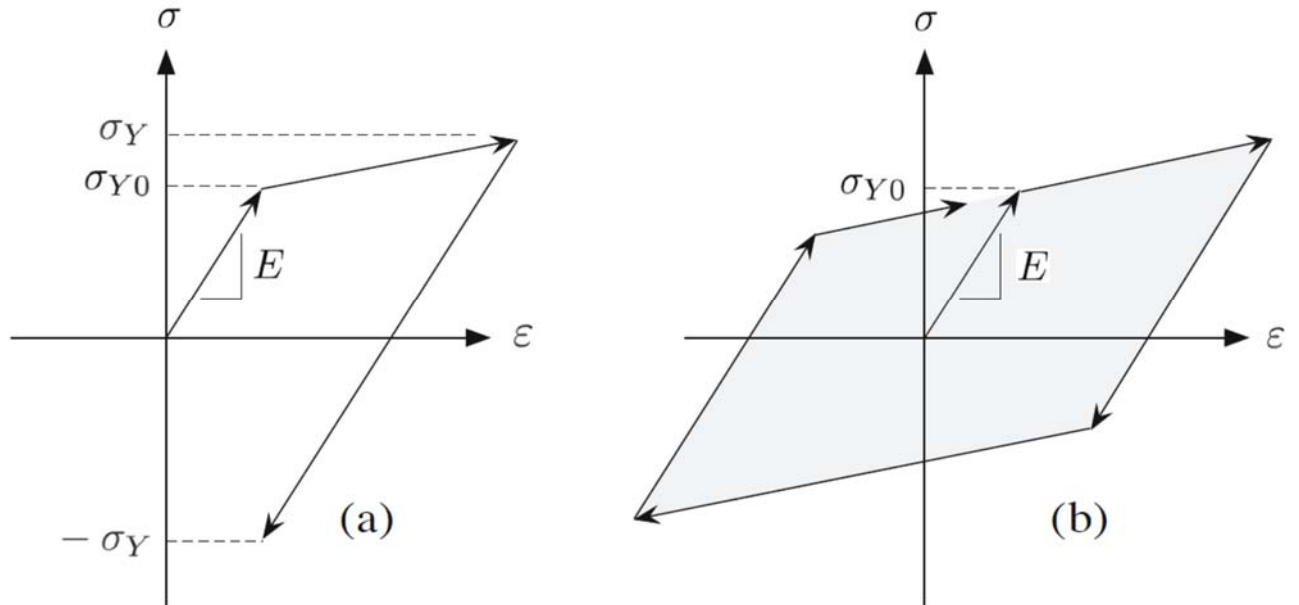


Рисунок 2.2. – Изотропное(а) и кинематическое(б) упрочнение [107].

В случае пластической среды с упрочнением задаётся модуль упрочнения k , на основании которого вычисляется зависимость между пластическими деформациями и напряжениями и размер поверхности пластичности [90,93]:

$$\dot{\sigma} = k\dot{\epsilon}. \quad (2.51)$$

Здесь необходимо заметить, что возможны как линейный, так и нелинейные механизмы упрочнения (при нелинейном механизме упрочнения k может зависеть от выбранной меры деформаций или напряжений). Положительный скаляр $d\lambda$ находится из условия принадлежности точки новой поверхности пластичности, полученной в результате упрочнения:

$$d\lambda = \frac{1}{k} \frac{\{\nabla_{\sigma} G\}^T \cdot (C^E \cdot \dot{\epsilon})}{\{\nabla_{\sigma} G\}^T \cdot (C^E \cdot \nabla_{\sigma} G)}. \quad (2.52)$$

При этом, уравнения состояния при расчёте напряжений часто дополняют постулатом Друкера [93]:

$$\dot{\sigma} \cdot \dot{\epsilon} \geq 0 \quad (2.53)$$

В случае изотропного упрочнения размер поверхности пластичности зависит от параметра k и заранее выбранной меры пластической деформации. Очевидно, что данный подход имеет серию недостатков в том числе отсутствие учёта эффекта Баушингера и возможное «исчерпание» пластичности при большом числе циклов [93]. Однако данный вид упрочнения наиболее широко используем для описания поведения грунтов при небольшом количестве циклов разгрузки и нагрузки.

При кинематическом упрочнении происходит сдвиг поверхности пластичности, вследствие чего данный тип упрочнения является наиболее подходящим для моделирования Гистерезиса при циклических нагрузках. Математически данное правило упрочнения может быть записано как:

$$|f - c(k)| = f_0, \quad (2.54)$$

где $c(k)$ - некоторая функция от параметра упрочнения, а f_0 исходная поверхность пластичности [90].

В данной работе рассмотрено незначительное линейное изотропное упрочнение, так как учитываемое число циклов не превышает 20 и значение коэффициента упрочнения выбрано малым - $k \leq 0.001$. Таким образом, данный подход позволяет моделировать Гистерезис при циклическом нагружении грунта. Однако остальные эффекты такие как правила Мазинга и различный модуль деформации для первичного и вторичного нагружения грунта (включая разгрузку) не учтены [112].

2.4.2 Модели на основании подхода Мора-Кулона и Друкера-Прагера.

Модели Мора-Кулона и Друкера-Прагера относятся к критериям перехода в пластическое состояние зависящие от первого инварианта тензора напряжений ($p = \frac{1}{3} I_\sigma$) или гидростатического давления. Далее будет дана математическая формулировка данных критериев и соответствующие пластические потенциалы. Кроме того, будет показано влияние параметров данных моделей на петли Гистерезиса и их сравнение.

2.4.2.1. Модель Мора-Кулона.

Критерий Мора-Кулона имеет следующий вид:

$$\tau_{\max} = \frac{\sigma_{\max} - \sigma_{\min}}{2} \leq f(I_{\sigma}, II_{\sigma}), \quad (2.55)$$

где σ_{\max} и σ_{\min} максимальные и минимальные главные напряжения. Поверхность пластичности, удовлетворяющая данному критерию, представляет собой шестигранную пирамиду в пространстве главных напряжений. Основная идея данного подхода заключается в том, что среда переходит в пластическое состояние при превышении сдвиговыми напряжениями величины $f(I_{\sigma}, II_{\sigma})$, которая может быть определена как:

$$f(I_{\sigma}, II_{\sigma}) = c - p \tan \varphi, \quad (2.56)$$

где c - сцепление, φ - угол внутреннего трения, p - гидростатическое давление. Графически этот критерий представлен на рисунке 2.3 для меридиональной и девиаторной плоскостей.

В подходах на основании данной модели рассматривается как пластичность без упрочнения, так и с изотропным упрочнением. Данная модель является одной из наиболее часто используемых в механике грунтов и строительстве. Это связано с преимущественно сдвиговым характером разрушения грунтов. Тем не менее, данная модель имеет ряд недостатков, основным из которых потеря гладкости в зоне вершины и углов пирамиды, который осложняют численное интегрирование уравнений пластичности на основании данной модели.

Для решения данной проблемы используется сглаживающая аппроксимирующая поверхность, рисунок 2.4 [107], описываемая следующим уравнением [91]:

$$f(p, q, \|\boldsymbol{\varepsilon}_{pl}\|) \equiv R_{mc}(\Theta, \varphi)q - c(\|\boldsymbol{\varepsilon}_{pl}\|) - p \tan \varphi = 0, \quad (2.57)$$

где величины Θ , q и p определены в уравнениях (2.5), (2.7) и (2.3) соответственно; $\|\boldsymbol{\varepsilon}_{pl}\|$ - выбранная мера тензора пластических деформаций;

определяющая изменение поверхности пластичности с ростом пластических деформаций; $c(\|\epsilon_{pl}\|)$ - сцепление и φ - угол внутреннего трения. Величина $R_{mc}(\Theta, \varphi)$ представляет собой сглаживающий коэффициент и определена как [91]:

$$R_{mc}(\Theta, \varphi) = \frac{1}{\sqrt{3} \cos \varphi} \sin\left(\Theta + \frac{\pi}{3}\right) + \frac{1}{3} \sin\left(\Theta + \frac{\pi}{3}\right) \tan \varphi. \quad (2.58)$$

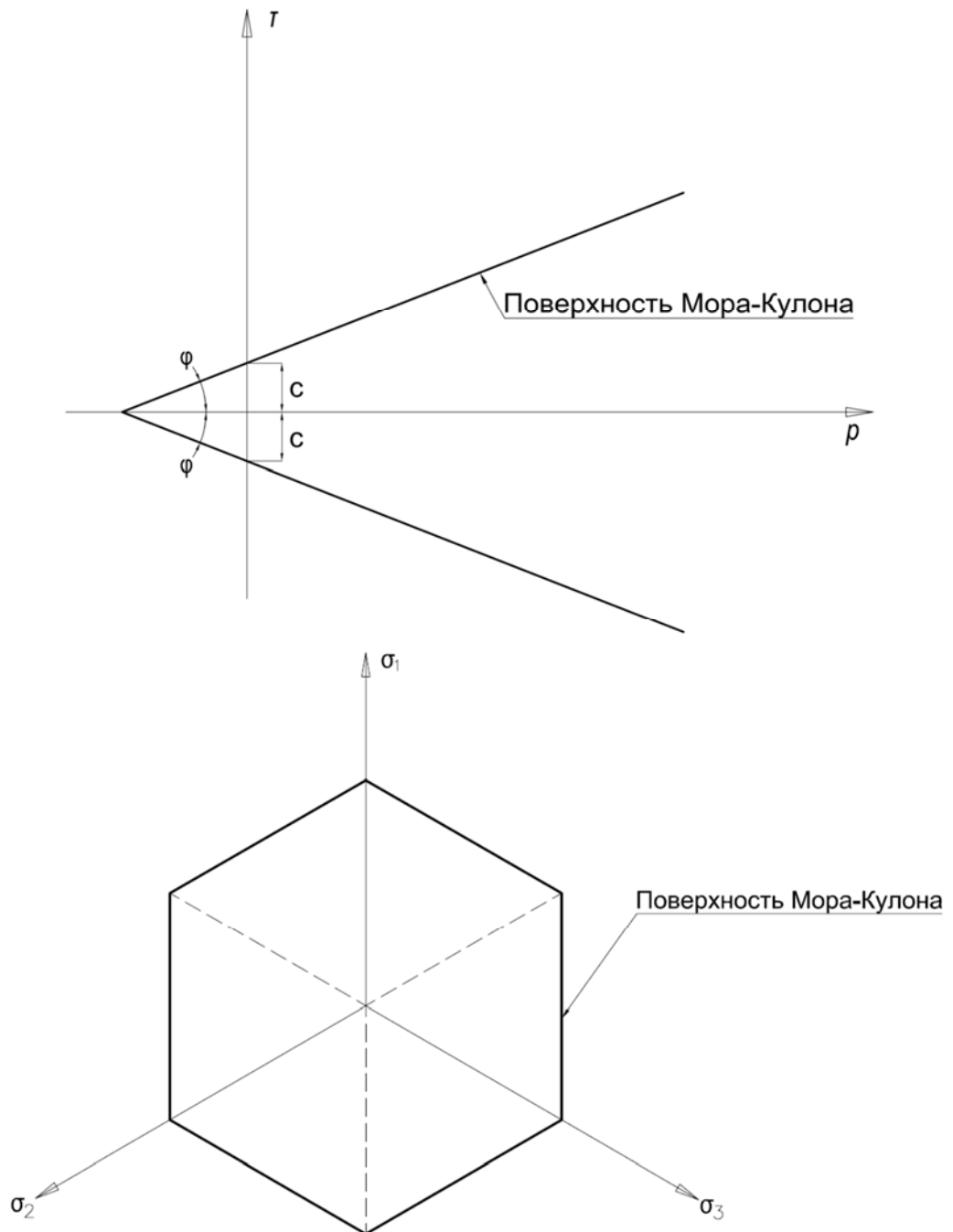


Рисунок 2.3. – Модель Мора-Кулона меридиональный план(а) и девиаторный план(б).

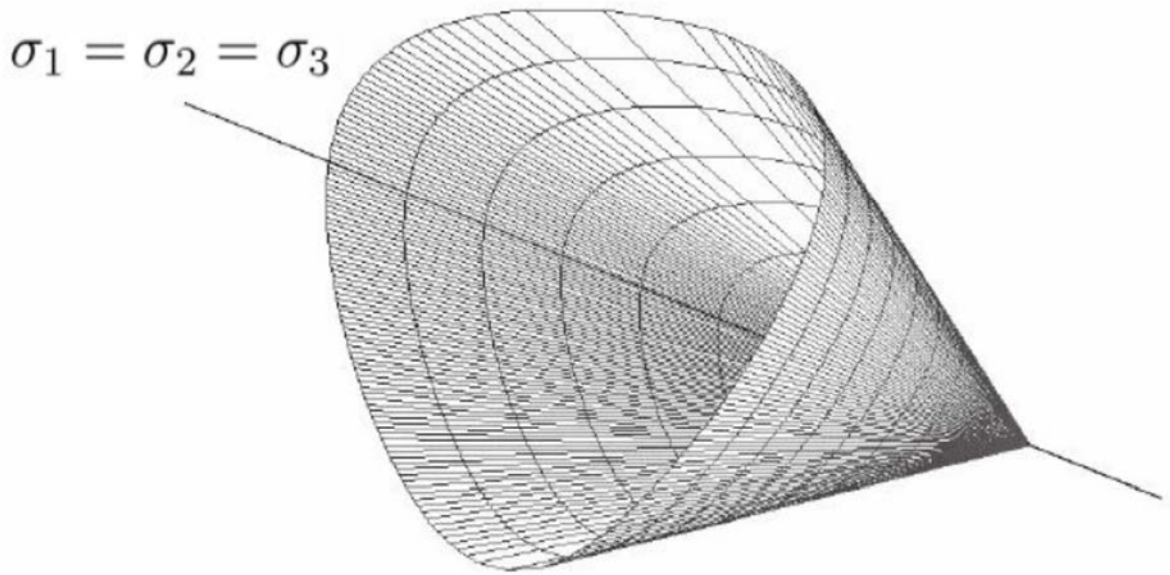


Рисунок 2.4. – Сглаженная аппроксимация модели Мора-Кулона [107].

В случае ассоциированного пластического течения $f(p, q, \|\boldsymbol{\varepsilon}_{pl}\|)$ представляет собой пластический потенциал. При неассоциированном течении пластический потенциал задаётся функцией вида [91]:

$$G(p, q, \|\boldsymbol{\varepsilon}_{pl}\|) = \sqrt{(\alpha c_0 \tan \psi)^2 - (R_{mw} q)^2} - p \tan \psi = 0, \quad (2.59)$$

где α - меридиональный эксцентриситет, определяющий насколько потенциал приближается к асимптоте в меридиональном плане; ψ - угол дилатансии, определяющий направление развития пластических деформаций в меридиональном плане; R_{mw} определяется следующим образом:

$$R_{mw} = \frac{4(1-\beta^2)\cos^2 \Theta + (2\beta-1)^2}{2(1-\beta^2)\cos \Theta + (2\beta-1)\sqrt{4(1-\beta^2)\cos^2 \Theta + 5\beta^2 - 4\beta}} R_{mc} \left(\frac{\pi}{3}, \varphi \right). \quad (2.60)$$

В уравнении (1.63) β - девиаторный эксцентриситет, определяющий насколько потенциал гладкий в девиаторном плане; $R_{mc} \left(\frac{\pi}{3}, \varphi \right) = \frac{3 - \sin \varphi}{6 \cos \varphi}$.

Данный подход позволяет избежать потери гладкости при интегрировании уравнений пластичности в зоне вершины пирамиды и в зонах её ребер, тем не менее он достаточно сложен для численной реализации ввиду необходимости дифференцирования тригонометрических функций. Тем не менее, в дальнейшем

при расчётах будет использован именно этот подход, реализованный в программном комплексе Abaqus 2016.

Так же существует другой подход, позволяющий отказаться от дифференцирования тригонометрических функций при интегрировании уравнений пластичности. Он основан на полярном разложении тензора напряжений и деформаций, при этом интегрирование ведётся методом обратного отображения для различных участков поверхности пластичности. Более подробно данная методика и алгоритм численной реализации описаны в [107], [110-111].

2.4.2.2. Модель Друкера-Прагера.

Критерий Друкера-Прагера, реализованный в программном комплексе Abaqus 2016 имеет следующий вид:

$$f(p, q, \|\boldsymbol{\varepsilon}_{pl}\|) \equiv \frac{q}{2} \left(1 + \frac{1}{K} - \left(1 - \frac{1}{K} \right) \left(\frac{r}{q} \right)^3 \right) - c(\|\boldsymbol{\varepsilon}_{pl}\|) - p \tan \varphi = 0, \quad (2.61)$$

где $c(\|\boldsymbol{\varepsilon}_{pl}\|)$ и φ сцепление и угол внутреннего трения, p и q гидростатическое давление и напряжения по Мизесу соответственно, K - коэффициент пластического течения. Здесь необходимо заметить, что величины $c(\|\boldsymbol{\varepsilon}_{pl}\|)$ и φ будут отличаться от подобных величин в критерии Мора-Кулона, то есть для корректного сопоставления результатов расчётов, полученных с использованием этих двух моделей необходимо сопоставление величин $c(\|\boldsymbol{\varepsilon}_{pl}\|)$ и φ . Сечения данной критической поверхности в меридиональном и девиаторном планах показаны на рисунке 2.5.

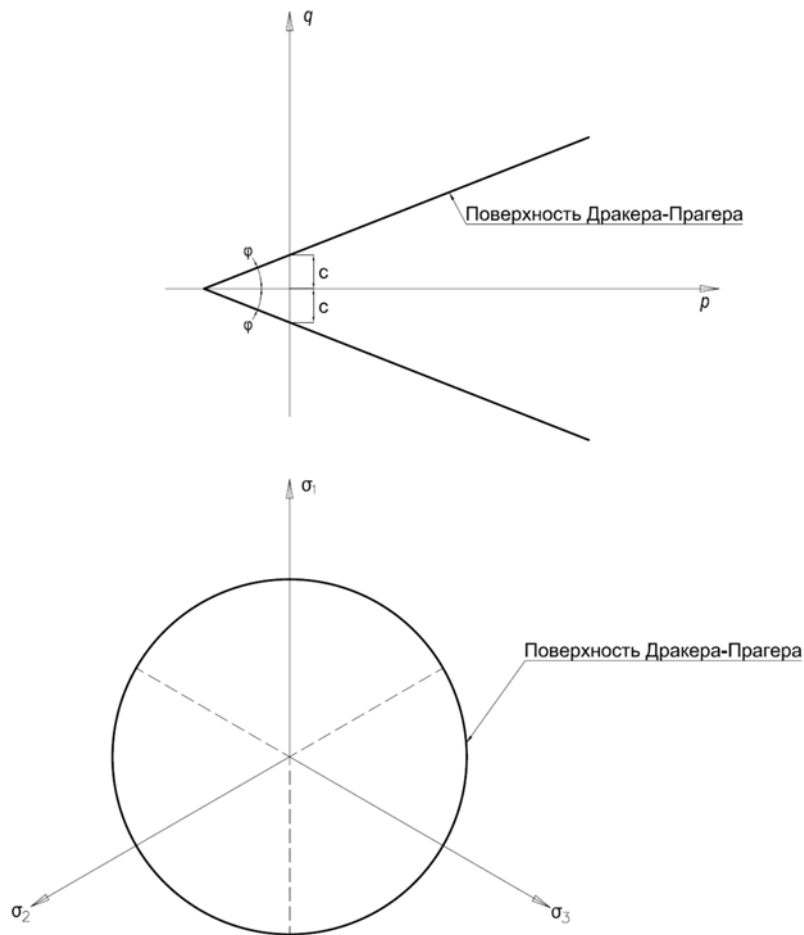


Рисунок 2.5. – Модель Мора-Кулона меридиональный план(а) и девиаторный план(б).

Поверхность Друкера-Прагера представляет собой конус в пространстве главных напряжений и является негладкой в зоне вершины. Вследствие чего, вводится аппроксимирующая функция вида [93]:

$$G(p, q, \|\boldsymbol{\varepsilon}_{pl}\|) = \sqrt{q^2 + \gamma^2 (c_0 - p_{t0} \tan \psi)^2} - p \tan \psi - c' = 0, \quad (2.62)$$

где p и q гидростатическое давления и напряжения по Мизесу, определённые ранее; γ - эксцентриситет пластического течения, определяющий насколько потенциал гладкий в девиаторном плане; p_{t0} и c_0 начальные гидростатическая прочность и сцепление соответственно; c' - сцепление на текущем этапе нагружения; ψ - угол дилатансии, определяемый аналогично модели Мора-Кулона.

2.4.2.3. Анализ влияния численных параметров моделей Мора-Кулона и Друкера-Прагера на петлю Гистерезиса и пластическую диссипацию энергии.

Из уравнений (2.60), (2.61) и (2.64), (2.65) видно, что возможно провести сопоставление моделей, основанных на критериях Мора-Кулона и Друкера-Прагера. Так же можно заметить наличие численных параметров, которые могут оказать влияние на конечный результат. К этим параметрам относятся α, β - меридиональный и девиаторный эксцентриситеты в модели, диапазон значений которых: $0.5 < \alpha \leq 1$, $0 < \beta < 1$. В случае модели Друкера-Прагера этими величинами являются коэффициент пластического течения K и эксцентриситет пластического течения γ , диапазоны значений которых: $0.778 \leq K \leq 1$, $0 < \gamma < 1$. Кроме того, в численную схему вводится дополнительное численное демпфирование. Далее рассмотрим влияние этих параметров на результаты расчёта.

Модель представляет собой куб из одного конечного элемента. Рассмотрено два варианта циклического нагружения: (1) одноосное и (2) объёмное. В первом случае перемещения вдоль оси X на поверхности куба, параллельной плоскости Y_0Z , фиксированы, а на противоположной поверхности приложена циклическая кинематическая нагрузка, рисунок 2.6. При этом, другие грани куба не закреплены. В случае объёмного нагружения, смещения вдоль оси Z , X и Y фиксированы на трёх гранях, параллельных X_0Y , Y_0Z и X_0Z соответственно. На противоположных гранях применяется циклическая кинематическая нагрузка, моделирующая объёмное нагружение.

Анализ влияния численных параметров рассматриваемых моделей проводился на основании кривых напряжения-деформации, а также энергии пластических деформаций:

$$A^P = \int \sigma_{ij} d\varepsilon_{ij}^P. \quad (2.63)$$

Коэффициент демпфирования используется для автоматической стабилизации статических задач при нелинейной квазистатической процедуре решения (неявная схема интегрирования по времени, являющегося в данном случае

фиктивным параметром). В глобальные уравнения равновесия добавляются вязкие силы в виде:

$$F = dM\mathbf{v}, \quad (2.64)$$

где d - коэффициент демпфирования, M - матрица масс, $\mathbf{v} = \frac{\Delta u}{\Delta t}$ - вектор узловых скоростей (не имеющий физического значения в контексте квазистатических задач). Это значение используется для обеспечения сходимости решения. Однако необходим анализ влияния данного параметра, поскольку он может оказывать значительное влияние на результат решения. На рисунках 2.7 и 2.8 показаны кривые напряжения-деформации для симметричного и асимметричного циклического нагружений соответственно при разных значениях коэффициента демпфирования.

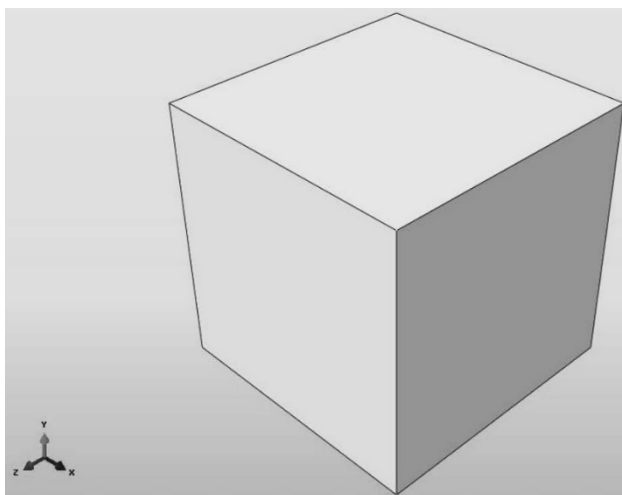


Рисунок 2.6. – Конечно элементная модель.

Кривые на рисунках 2.7 и 2.8 построены для модели Мора-Кулона с изотропным упрочнением при $\varphi = \psi = 0$, $\alpha = 0.1, \beta = 1, c = 0.001$ и разных коэффициентах демпфирования.

Как видно из кривых на рисунках 2.7 и 2.8 сходимость решения обеспечена при коэффициентах демпфирования в диапазоне $0.01 \div 1 \cdot 10^{-7}$. При меньших значениях демпфирования процедура решения не сходится. Большие значения коэффициента демпфирования обеспечивают сходимость, но оказывают значительное влияние на результаты расчёта вплоть до значения коэффициента демпфирования $d = 1 \cdot 10^{-6}$ при симметричном и асимметричном циклических

нагружениях. На основании полученных результатов можно сделать вывод от том, что значение коэффициента демпфирования должно быть достаточным, чтобы обеспечить сходимость процесса решения, но при этом малым и не затрагивать результаты решения. В данном случае оптимальным значением будет $d = 1 \cdot 10^{-6}$.

На рисунках 2.9 и 2.10 показаны кривые напряжение-деформация для моделей Мора-Кулона и Друкера-Прагера соответственно для случая идеальной пластичности при различных значениях коэффициента демпфирования. Кривые на рисунках 2.8 и 2.9 построены при $\varphi = 30$, $\psi = 0$, $\alpha = 0.005$, $\beta = 0.56$, $c = 0.001$ и $\gamma = 0.005$, $K = 0.778$ для разных значений коэффициента демпфирования. Частота циклической нагрузки $\nu = 5 \text{ Гц}$, расчёт проведён в квазистатической постановке.

Полученные результаты на рисунках 2.9 и 2.10 показывают, что в случае идеальной пластичности коэффициент демпфирования оказывает существенное влияние на результаты решения, как и для случая пластичности с изотропным упрочнением. Значение коэффициента демпфирования в диапазоне $0.01 \div 1 \cdot 10^{-7}$ обеспечивает сходимость процедуры решения. Однако значения коэффициента демпфирования большие $d = 1 \cdot 10^{-6}$ оказывают значительное влияние на результаты расчёта, при этом меньшие значения коэффициента демпфирования $d < 1 \cdot 10^{-7}$ могут ухудшать сходимость процесса решения. Таким образом, значения коэффициента демпфирования должны быть минимально возможными и при этом подбираться для каждой конкретной задачи.

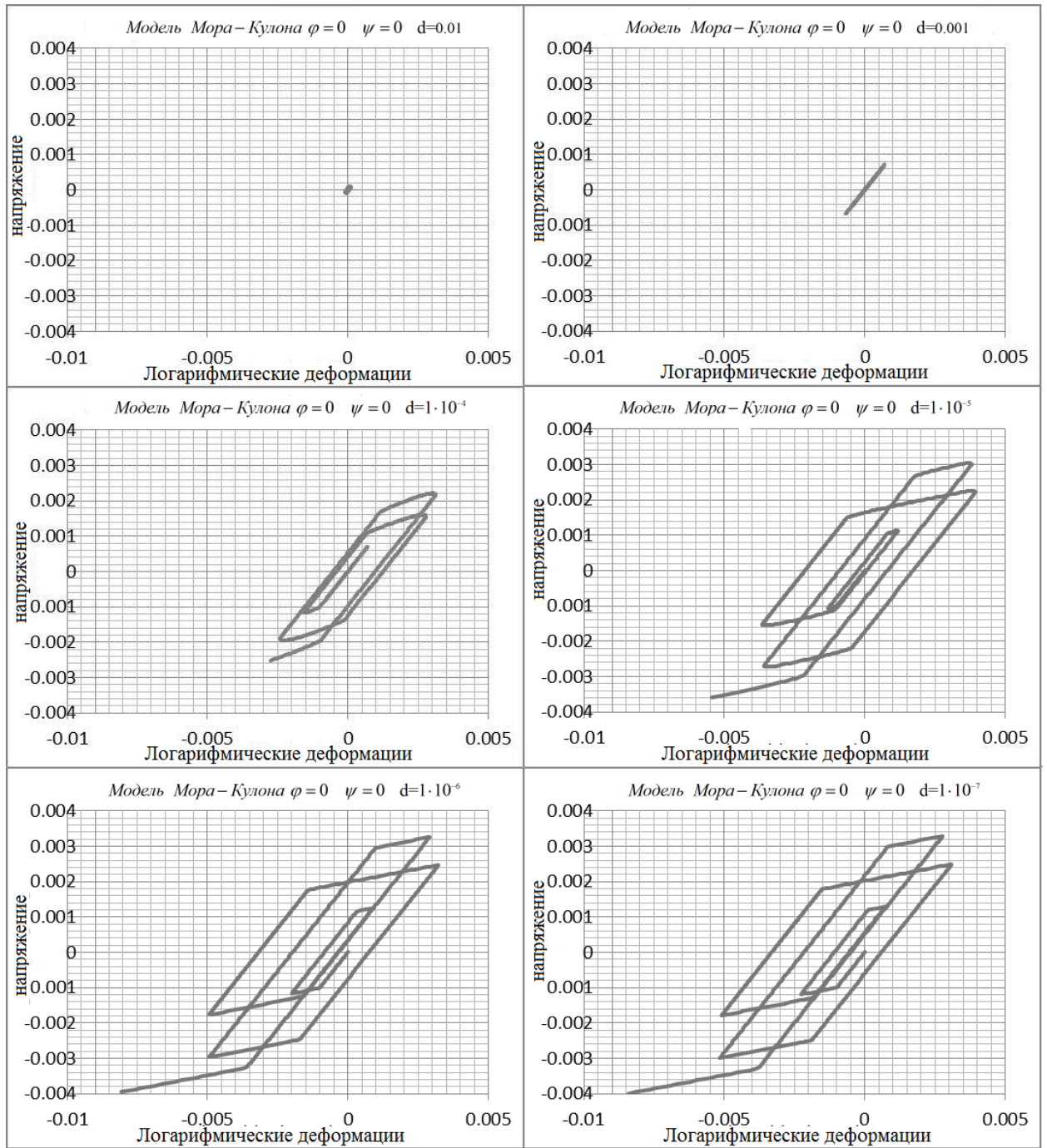


Рисунок 2.7. – Кривые напряжения-деформации для симметричного цикла нагружения при разных значениях коэффициента демпфирования.

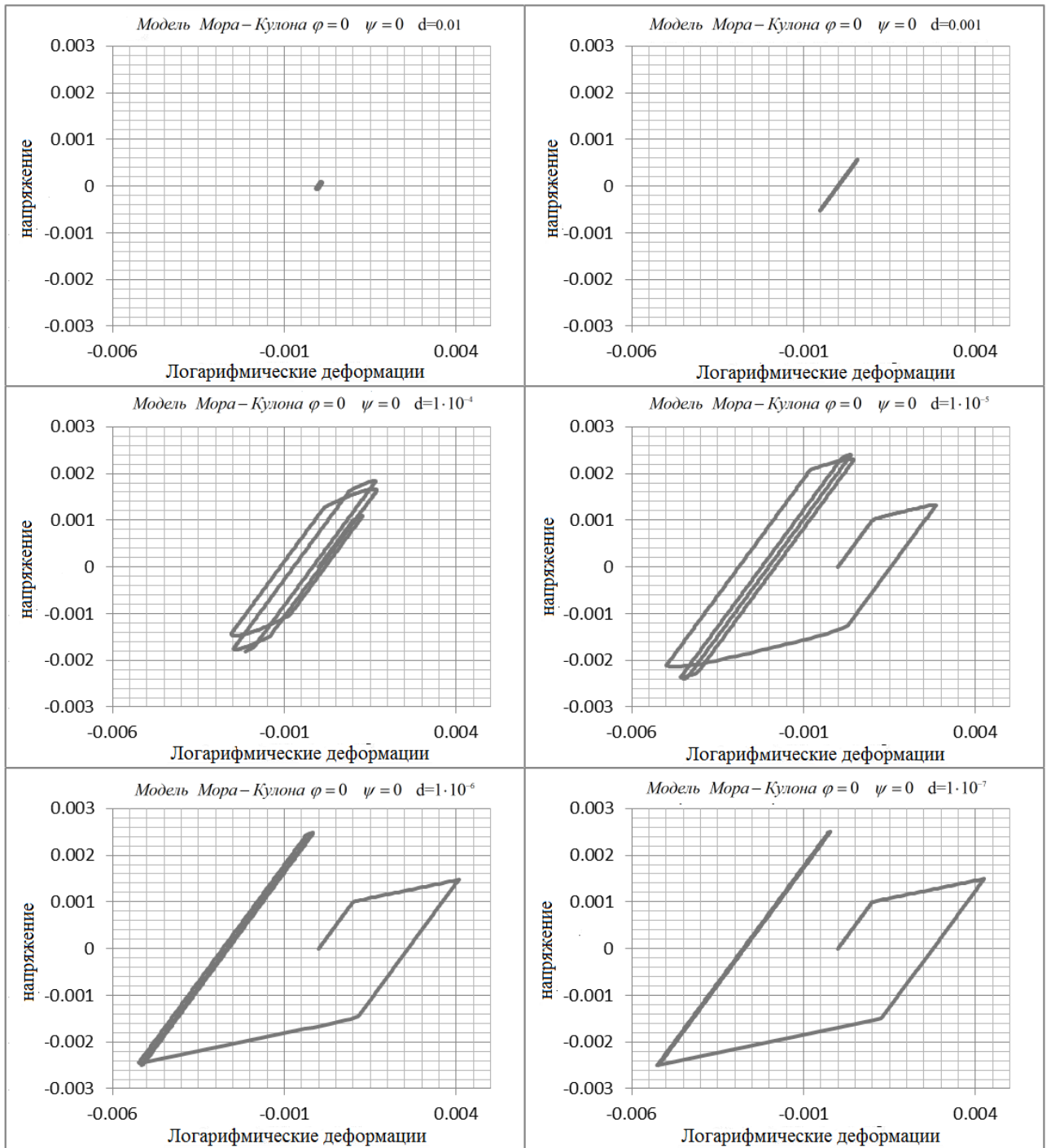


Рисунок 2.8. – Кривые напряжения-деформации для асимметричного циклического нагружения при разных значениях коэффициента демпфирования.

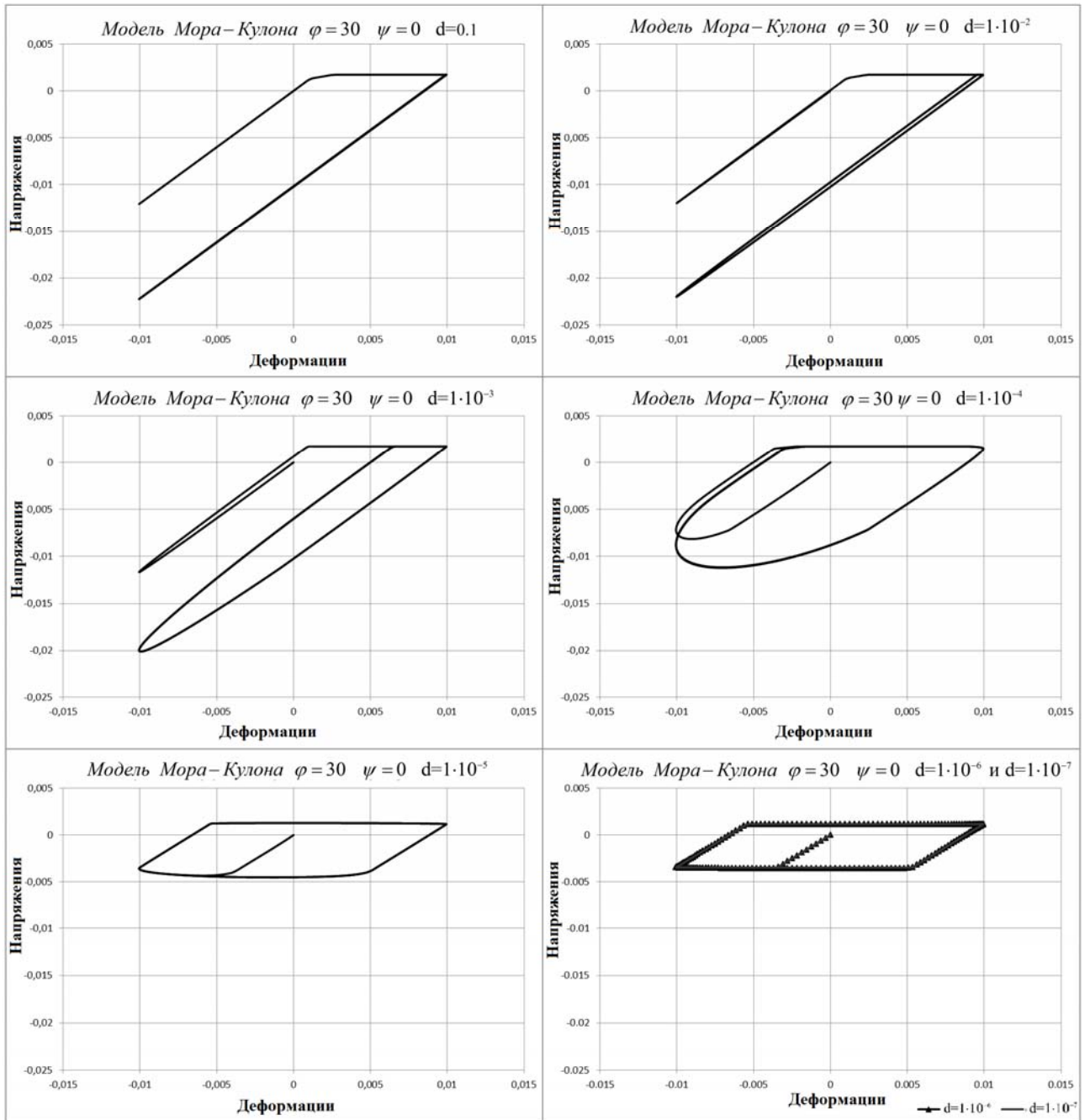


Рисунок 2.9. – Кривые напряжения-деформации для модели Мора-Кулона в случае идеальной пластичности при различных значениях коэффициента демпфирования.

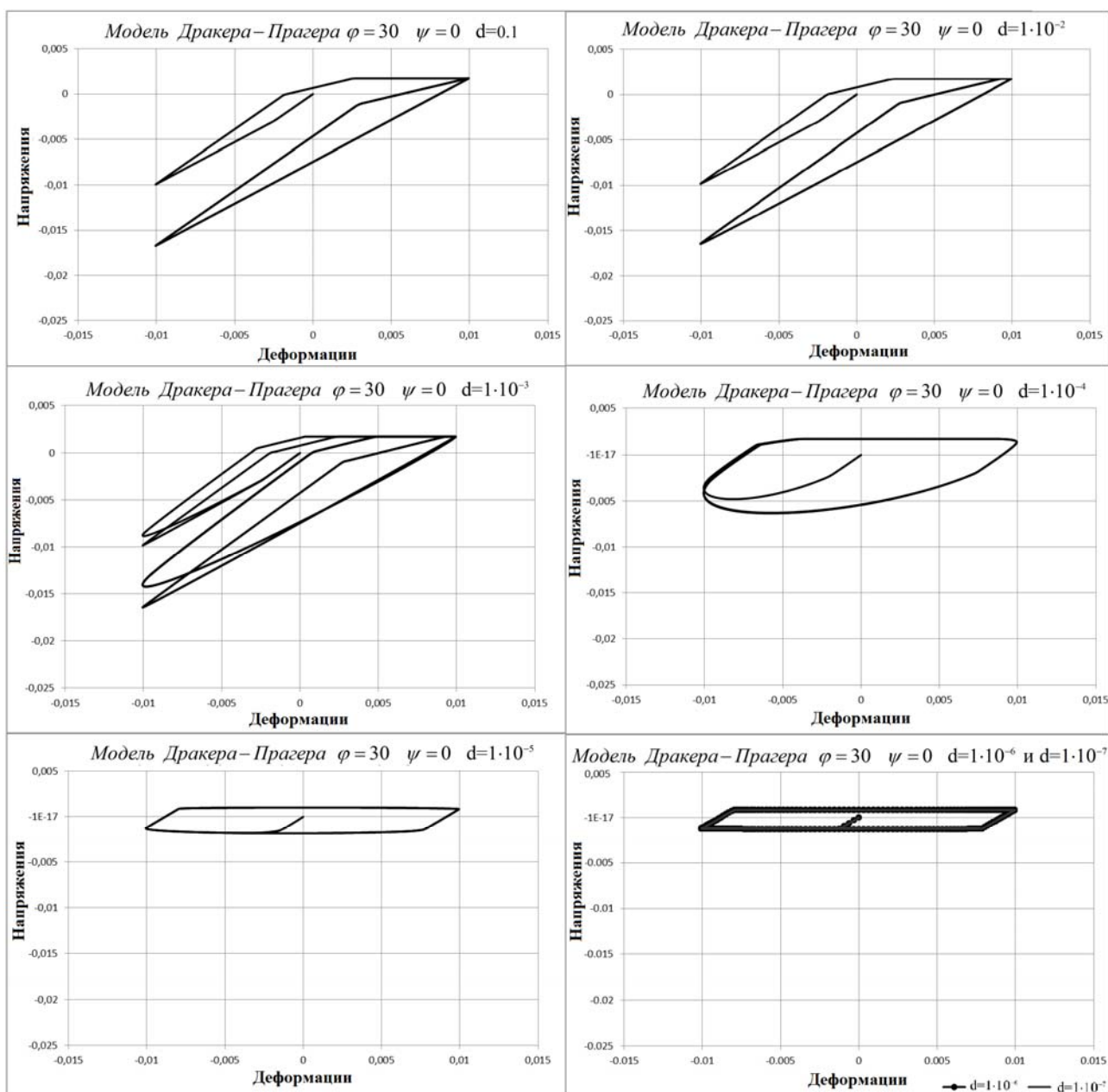


Рисунок 2.10. – Кривые напряжения-деформации для модели Друкера-Прагера в случае идеальной пластичности при различных значениях коэффициента демпфирования.

Влияние меридионального и девиаторного эксцентриситетов на энергию пластических деформаций для модели Мора-Кулона показано на рисунке 2.11. Поверхность на рисунке 2.11 построена при $\varphi = 30$, $\psi = 0$, $c = 0.001$ и $\nu = 5 \text{ Гц}$ при разных значениях меридионального и девиаторного эксцентриситетов.

Как видно из поверхности 2 на рисунке 2.11, влияние девиаторного эксцентриситета на энергию пластических деформаций незначительно. Кроме того, изменение меридионального эксцентриситета не вызывает изменения энергии пластической деформации, за исключением незначительных

отклонений, являющихся результатом неустойчивости численной схемы при данном значении параметров. Эти эффекты можно наблюдать, когда значение девиаторного эксцентриситета больше 0,75. Одной из возможных причин независимости энергии пластических деформаций от значения меридионального эксцентриситета является то, что этот эксцентриситет может быть зафиксирован в программном комплексе. В этом случае это возможно определить, сравнивая кривую напряжение-деформацию с поверхностью пластичности.

Энергия пластических деформаций при различных α и β
Модель Мора – Кулона $\varphi = 30$ $\psi = 0$ $c = 0.001$

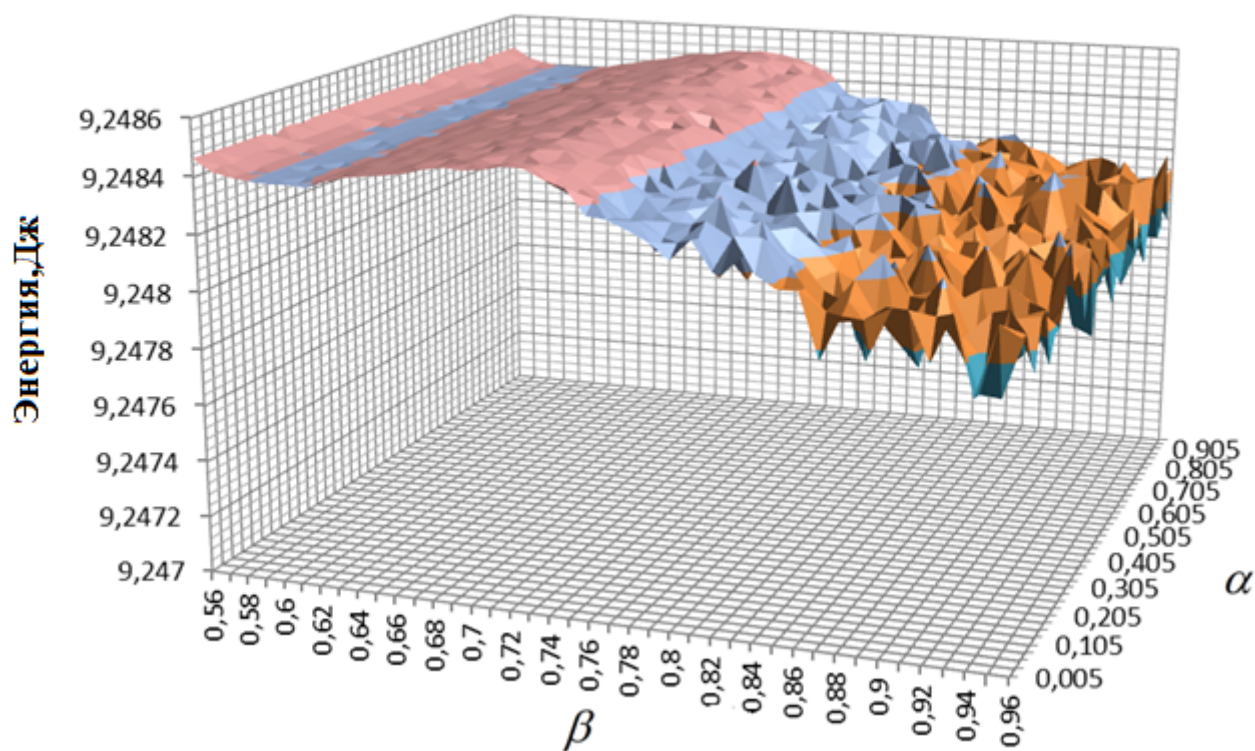


Рисунок 2.11. – Трёхмерная поверхность зависимости энергии пластических деформаций от меридионального (α) и девиаторного (β) эксцентриситетов для модели Мора-Кулона.

Аналогично модели Мора-Кулона влияние коэффициента пластического течения K и эксцентриситета пластического течения γ на энергию пластических деформаций для модели Друкера-Прагера показано на рисунке 2.12. Поверхность на рисунке 2.12 построена при $\varphi = 30$, $\psi = 0$, $c = 0.001$ и $\nu = 5\Gamma\zeta$ при разных значениях коэффициента пластического течения и эксцентриситета пластического течения.

*Энергия пластических деформаций при различных γ и K
 Модель Друкера–Прагера $\varphi = 30$ $\psi = 0$ $c = 0.001$*

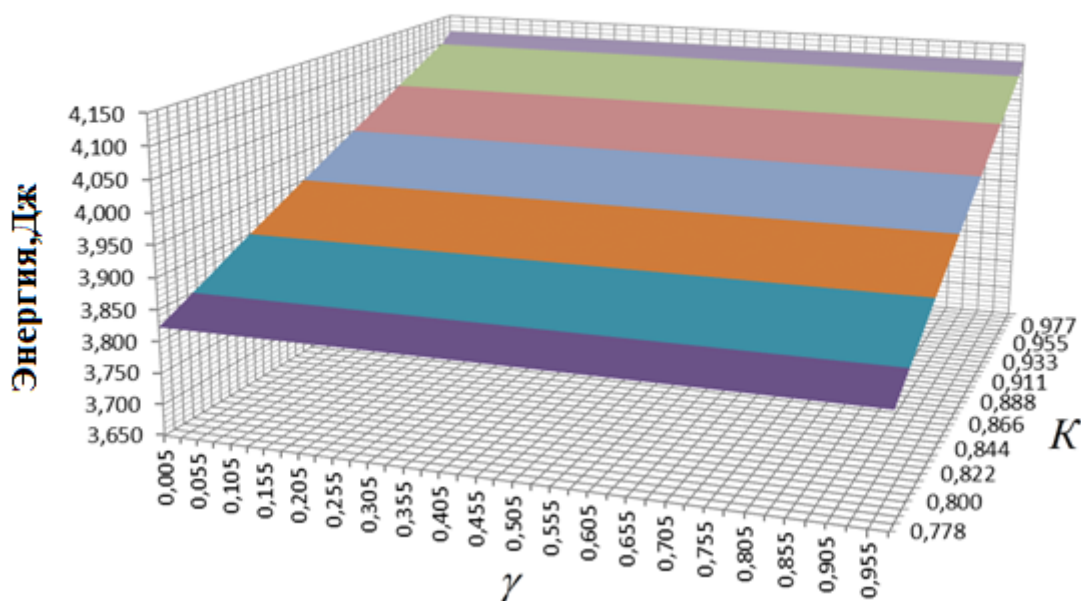


Рисунок 2.12. – Трёхмерная поверхность зависимости энергии пластических деформаций от коэффициента пластического течения (K) и эксцентриситета пластического течения (γ) эксцентриситетов для модели Друкера-Прагера.

В соответствии с поверхностью на рисунке 2.12, влияние эксцентриситета пластического течения на энергию пластических деформаций незначительно, тогда как коэффициент пластического течения оказывает существенное влияние на энергию пластических деформаций и должен быть согласован с результатами испытаний при решении реальных геотехнических задач. В отличие от модели Мора-Кулона в модели Друкера-Прагера отсутствуют резкие пики в поверхности пластической энергии, что может быть вызвано большей исходной гладкостью поверхности Друкера-Прагера.

Сечение поверхности Мора-Кулона и нагружение в меридиональной плоскости, а также полученная петля гистерезиса показаны на рисунке 2.13 для $\varphi = 30$, $\psi = 0$, $c = 0.001$, $\alpha = 0.005$, $\beta = 0.56$ и частоте циклической нагрузки $\nu = 5 \text{ Гц}$. Значение меридионального эксцентриситета может быть получено из следующего соотношения:

$$\alpha = \frac{\sigma_Y}{c} \tan \varphi, \quad (2.65)$$

где σ_Y - напряжение, соответствующая началу пластического течения.

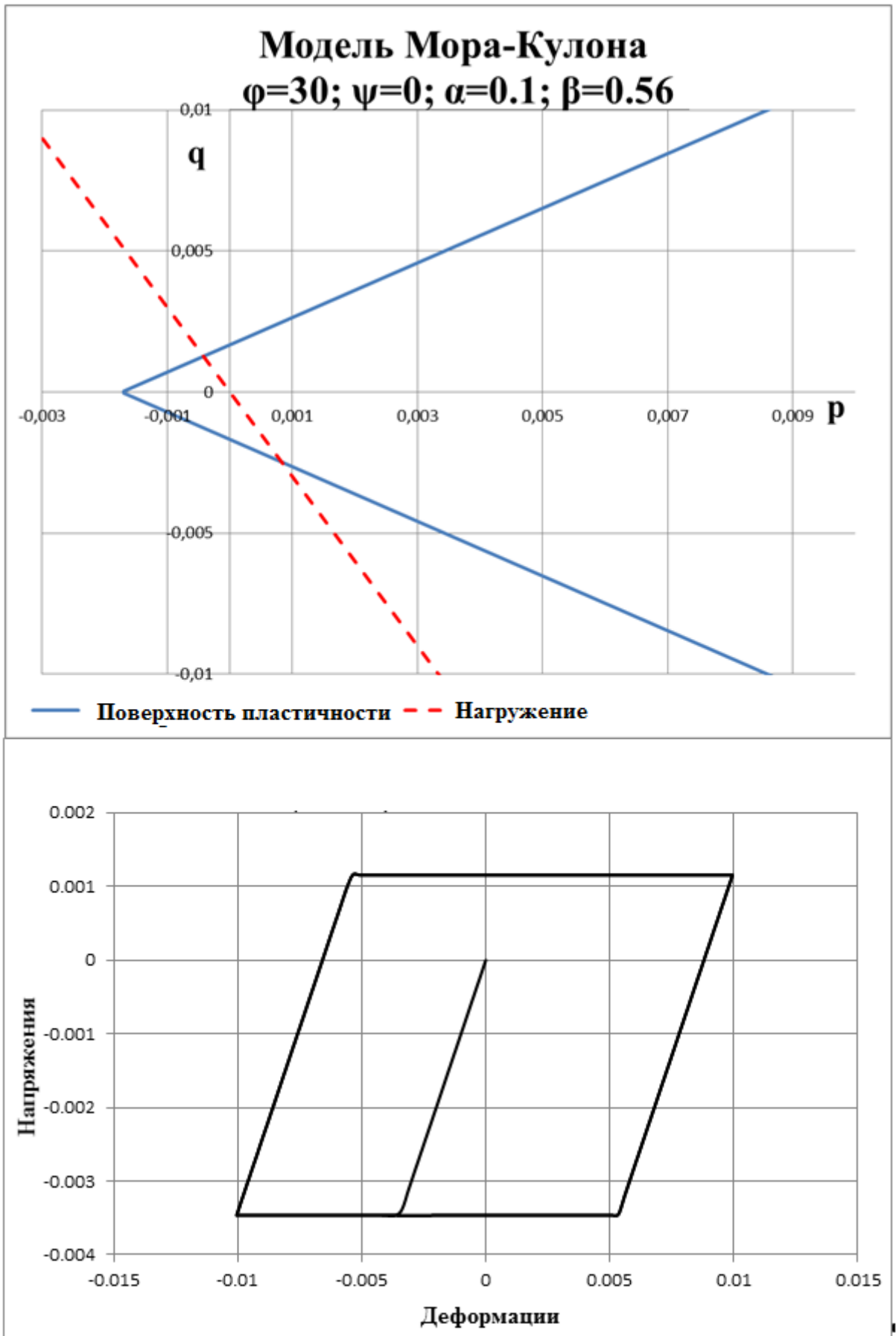


Рисунок 2.13. – Сечение поверхности Мора-Кулона и нагружение в меридиональном плане (верхняя схема) и результирующая кривая напряжение-деформация.

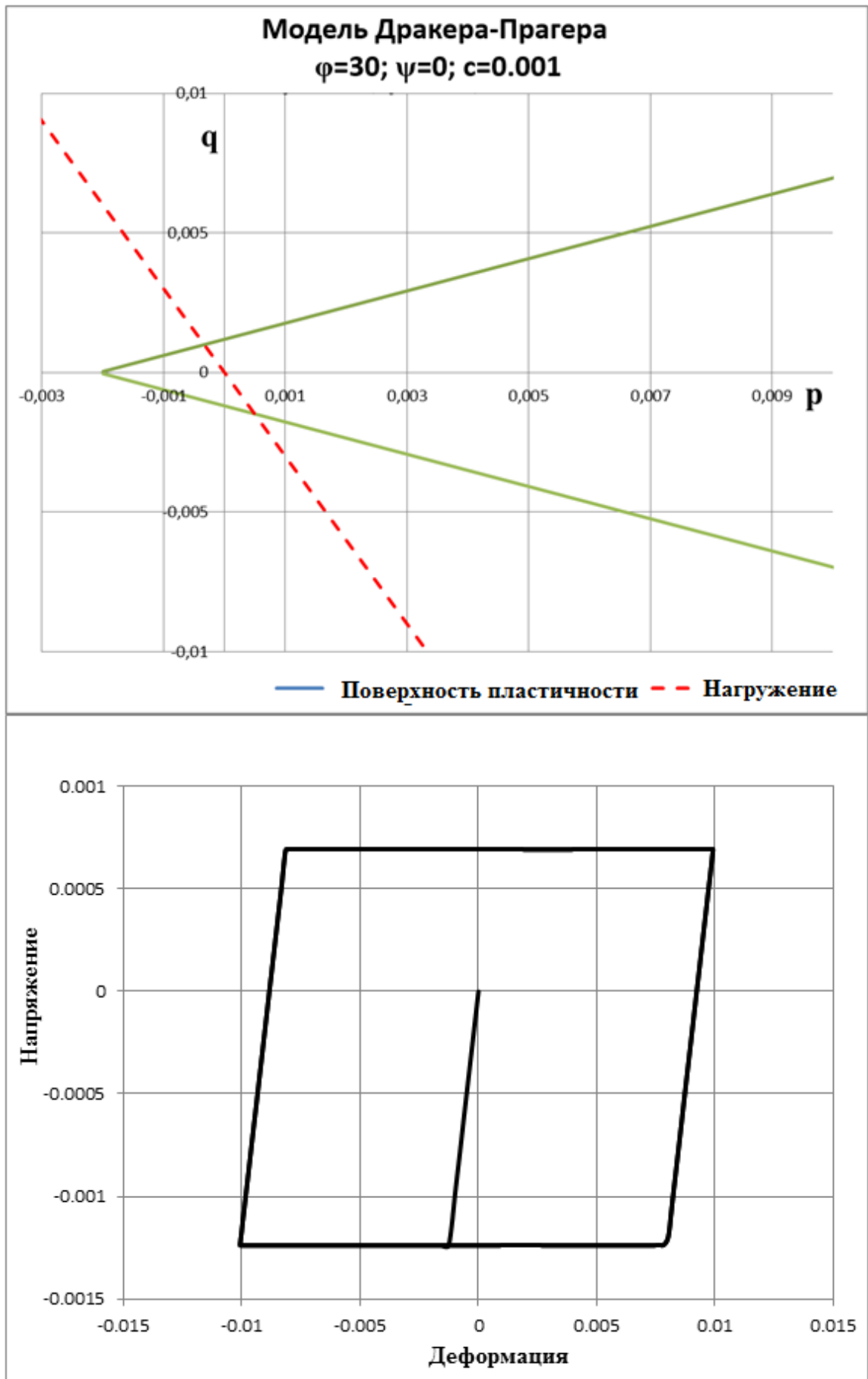


Рисунок 2.14. – Сечение поверхности Друкера-Прагера и нагружение в меридиональном плане (верхняя схема) и результирующая кривая напряжение-деформация.

Сечение поверхности Друкера-Прагера и нагружение в меридиональной плоскости, а также полученная петля гистерезиса показаны на рисунке 2.14 для $\varphi = 30$, $\psi = 0$, $c = 0.001$ и частоте циклической нагрузки $\nu = 5 \text{ Гц}$. Значение эксцентриситета пластического потока может быть вычислено по формуле (2.66) аналогично модели Мора-Кулона.

2.4.3 Модели на основе теории критического состояния (Кэм-Клей и модифицированный Кэм-Клей).

2.4.3.1. Описание модели.

Изначальный вариант модели Кэм-Клей был предложен в [114,115], позднее была проведена замена логарифмической поверхности пластичности на эллипсоидальную [116]. Уравнение критической поверхности имеет следующую форму [117]:

$$f(p, q, p_c) \equiv \frac{1}{b} \left(\frac{p}{a} - 1 \right)^2 + \left(\frac{q}{Ma} \right)^2 - 1 = 0, \quad (2.66)$$

где b - безразмерный параметр, определяющий форму эллипсоида (в левой части эллипсоида, которая так же называется докритической зоной $b = 1$, тогда как в правой части, называемой сверхкритической зоной $b \leq 1$); безразмерный параметр M определяет размер эллипсоида вдоль оси q ; a - проекция центральной части эллипсоида на ось p :

$$a = \frac{p_c}{1+b}, \quad (2.67)$$

где p_c - предельное пластическое давление. Субкритические и сверхкритические зоны также связаны с сухими и влажными условиями, когда эта модель используется для описания поведения пористых материалов и использования закона экспоненциального упрочнения. Данная модель предложена для описания размягчения материала при высоких значениях гидростатического давления. Сечение модели Кэм-Клей в меридиональной плоскости показано на рисунке 2.15.

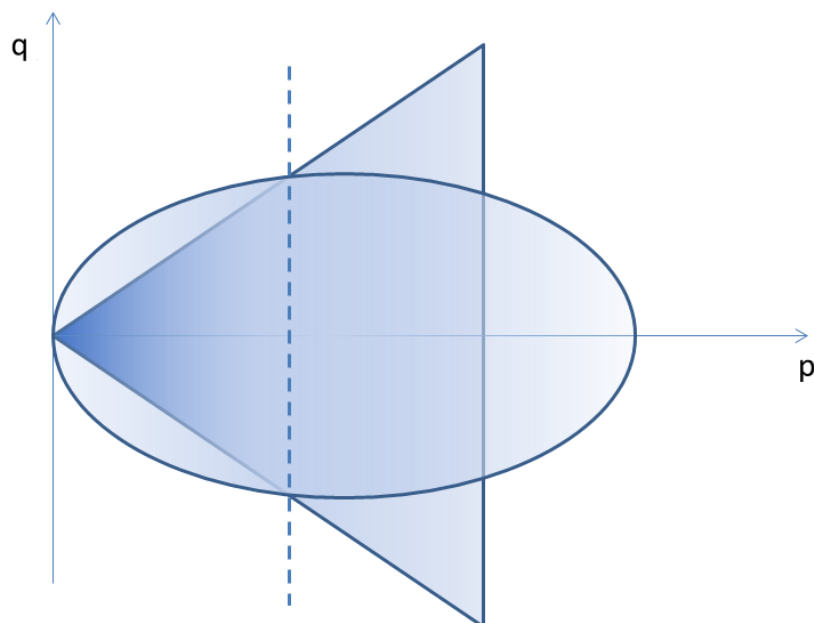


Рисунок 2.15. – Критическая поверхность модифицированной модели Кэм-Клей: пунктирная линия соответствует пересечению пластической эллипсоидальной поверхности с конусом критического состояния [117].

Более подробно модель описана в работе [103]. Она достаточно хорошо подходит для описания несвязных грунтов при высоких давлениях. Однако, она имеет ряд недостатков таких как большее число параметров и, как следствие, требует более сложные эксперименты для определения этих параметров. В отличие от модели Кэм-Клей, данные для моделей Мора-Кулона и Друкера-Прагера могут быть получены на основании обычных трёхосных испытаний грунта.

2.4.3.2. Поведение модели Кэм-Клей при кинематическом девиаторном нагружении.

Одной из основных характеристик, определяющих характер поведения грунта, является уровень сдвиговых и остаточных пластических деформаций. В связи с этим выбран именно девиаторный тип нагружения. Кинематический характер обусловлен характером взаимодействия в грунте при распространении сейсмических волн.

Модель представляет собой одноэлементный куб единичного размера, рисунок 2.6. На трёх гранях параллельных координатным плоскостям X_0Y_0 , X_0Z_0

и Y_0Z задана равномерно распределённая нагрузка, противоположные грани закреплены по осям z, y, x соответственно. Изменение девиаторной и объёмной составляющих нагружения показаны на рисунке 2.16. Величина объёмной компоненты воздействия варьировалась чтобы нагружение производилось в субкритической и сверхкритической зонах поверхности пластичности. Для расчёта приняты следующие параметры модели: модули сдвига и объёмные модули в упругой зоне $G = 0.4$ и $K_e = 0.67$ соответственно; $\beta = 1; M = 1; p_{c0} = 0.0015$.

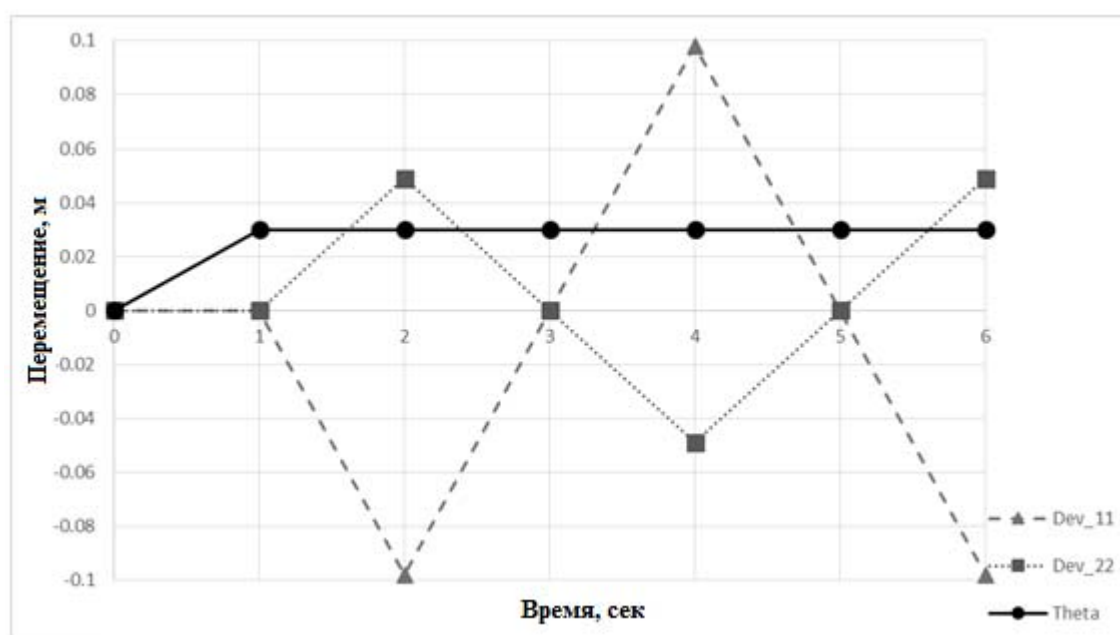


Рисунок 2.16. – Изменение девиаторных (dev_11, dev_22) объёмной (theta) составляющих нагружения со временем [117].

На рисунках 2.17 и 2.18 показаны кривые давление-напряжения по Треска (максимальные сдвиговые напряжения) при нагружении в субкритической и сверхкритической зонах соответственно.

В соответствии с полученными результатами, давление при нагружении в докритической зоне начинает увеличиваться во время начала пластических деформаций, стабилизируясь затем около значения $\frac{P_{c0}}{2}$. Таким образом, при нагружении в докритической зоне идёт процесс «кажущегося» упрочнения, за которым следует процесс стабилизации давления. При нагружении в

сверхкритической зоне идёт процесс «кажущегося» размягчения грунта, т.е. давление начинает уменьшаться и так же стабилизируется около значения $\frac{p_{c0}}{2}$.

В случае чистого объёмного нагружения с положительным давлением происходит увеличение эллипса, определяющего поверхность пластичности.

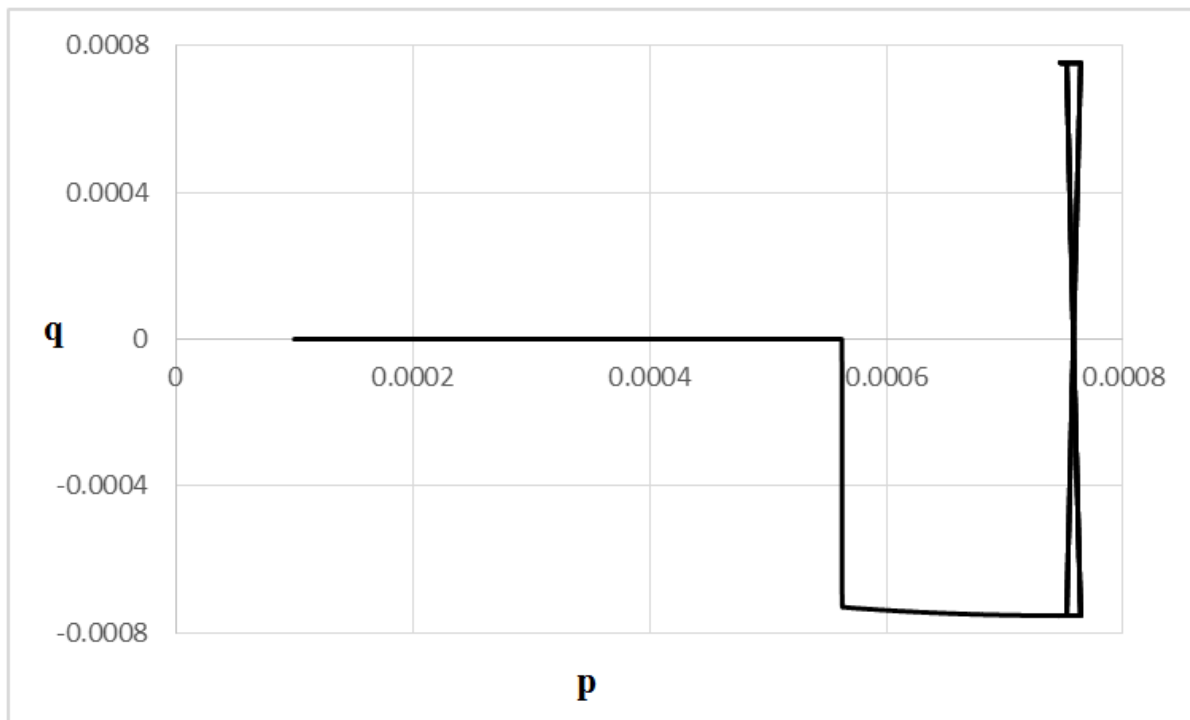


Рисунок 2.17. – Изменение напряжений по Треска и давления при нагружении в докритической зоне [117].

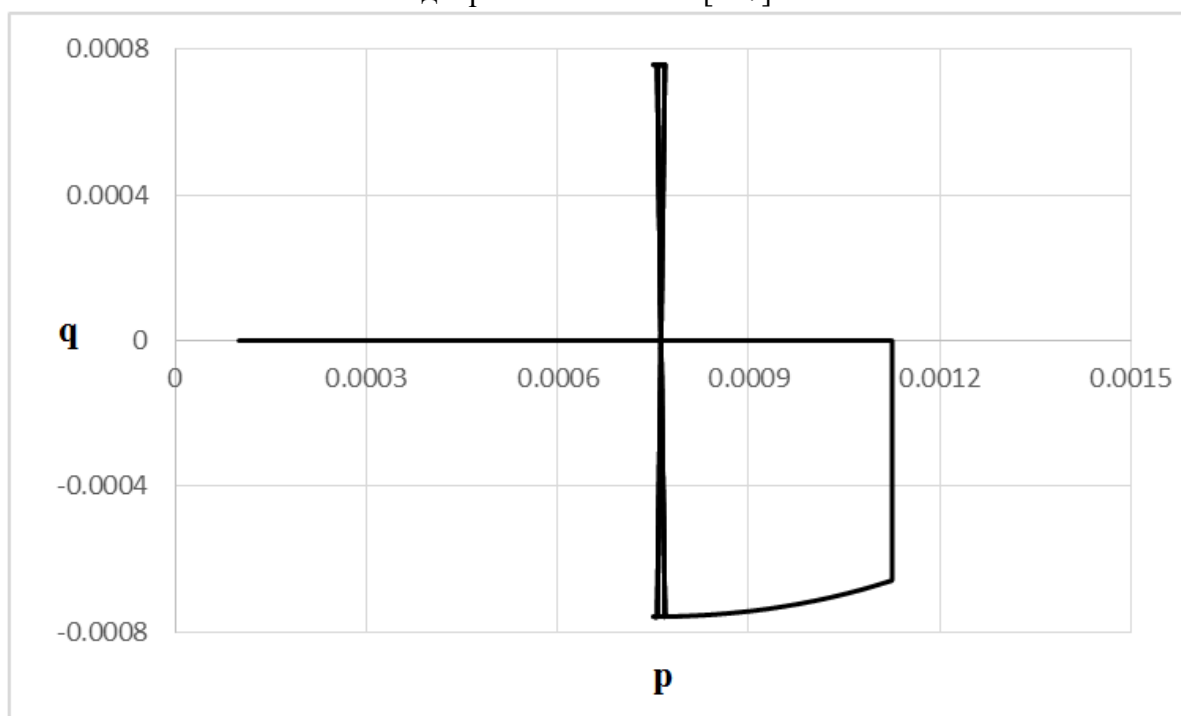


Рисунок 2.18. – Изменение напряжений по Треска и давления при нагружении в сверхкритической зоне [117].

Важным результатом является то, что петли гистерезиса для главных касательных напряжений при докритическом и сверхкритическом нагружениях практически не различаются (рисунки 2.19 и 2.20). Как уже было сказано ранее, данная модель позволяет учитывать размягчение грунта при высоких давлениях и его упрочнение при малых. Распространение поверхностных волн Рэлея происходит в приповерхностной зоне, то есть учёт подобного «кажущегося» размягчения не требуется, а требуется учёт так называемого после пикового размягчения грунта (вслед за упрочнением грунта при достижении определённых значений сдвигового напряжения происходит процесс размягчения). Данный эффект может быть учтён за счёт использования более сложных моделей, например, [118,119]. Однако они ещё более комплексны и присутствуют данные лишь для небольшого числа грунтов.

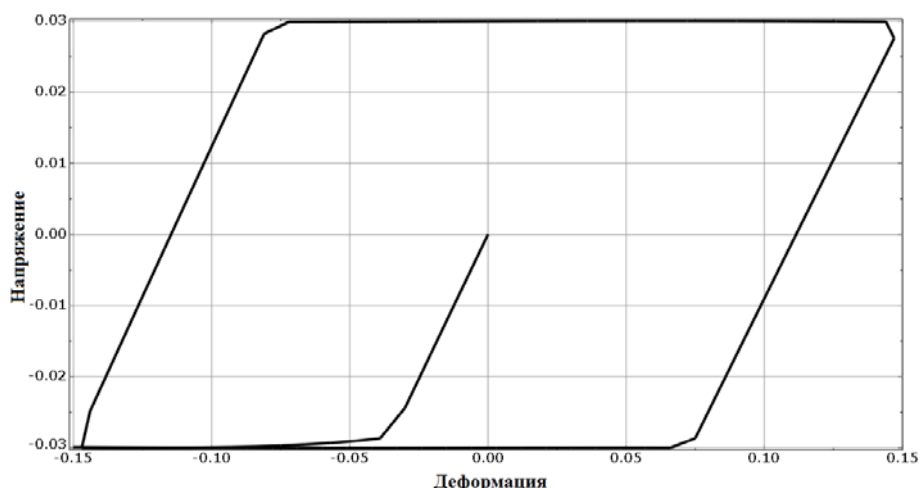


Рисунок 2.19. – Кривые напряжения - деформации по Треска при нагружении в докритической зоне [117].

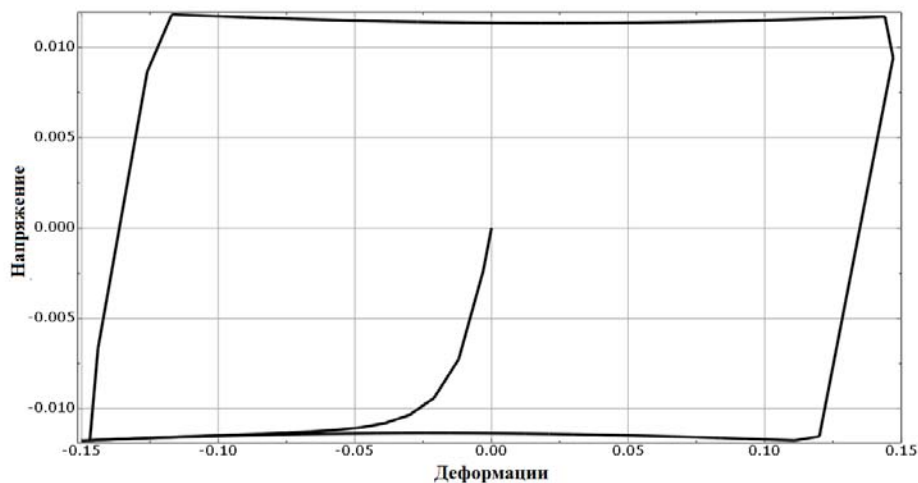


Рисунок 2.20. – Кривые напряжения - деформации по Треска при нагружении в сверхкритической зоне [117].

2.5 Поведение грунта при динамических воздействиях.

Одним из основных факторов, определяющих поведение грунта при статических и динамических воздействиях, является уровень сдвиговых деформаций. В зависимости от его величины, необходимо рассматривать упругое, вязкоупругое, упруго-пластичное или разрушенное состояние грунта. Зависимость механических характеристик грунта от уровня и скорости деформаций показана в таблице 2.1 [120, 121].

Изменение модуля сдвига и демпфирования грунта в зависимости от уровня сдвиговых деформаций исследовалось в [122-124] и других схожих работах. В результате получены аппроксимации зависимости модуля сдвига грунта от сдвиговых деформаций в виде:

$$G = G_0 \frac{1}{1 + \frac{\gamma}{\gamma_{ref}}}, \quad (2.68)$$

где γ - сдвиговая деформация, γ_{ref} - некоторая относительная деформация, G и G_0 - начальные и текущие модули сдвига. Данная модель требует не только значения начального модуля сдвига, но и величины γ_{ref} , которая так же будет определяться грунтом. В [120, 121] дан обзор различных формул для нахождения G_0 для сыпучих, гравелистых и связных грунтов в зависимости от их состояния. В некоторых работах [125] в формуле (2.71) вводят дополнительный аппроксимирующий параметр - a , являющийся показателем степени при $\frac{\gamma}{\gamma_{ref}}$

и тогда формула (2.69) переписывается в виде:

$$G = G_0 \frac{1}{1 + \left(\frac{\gamma}{\gamma_{ref}} \right)^a}. \quad (2.69)$$

В данном случае требуется ещё большее количество испытания для корректной аппроксимации данной формулы. Кроме того, используются другие варианты аппроксимации данной зависимости. С точки зрения стандартного трёхосного

испытания наиболее удобным является вариант предложенный в [126], учитывающий влияние давления и коэффициента пластичности (0 для сыпучих грунтов) на деградацию модуля сдвига при увеличении сдвиговых деформаций. В этом случае зависимость модуля сдвига от сдвиговых деформаций, может быть записана как:

$$G = G_0 K(\gamma, PI) \sigma_m^{m(\gamma, PI) - m_0}, \quad (2.70)$$

где:

$$K(\gamma, PI) = 0.5 \left\{ 1 + \tanh \left[\ln \left(\frac{0.000102 + n(\gamma, PI)}{\gamma} \right)^{0.492} \right] \right\}, \quad (2.71)$$

$$m(\gamma, PI) - m_0 = 0.272 \left\{ 1 - \tanh \left[\ln \left(\frac{0.000102 + n(\gamma, PI)}{\gamma} \right)^{0.4} \right] \right\} \exp(-0.0145 PI^{1.3}), \quad (2.72)$$

$$n(PI) = \begin{cases} 0, & \text{если } PI = 0 \\ 3.37 * 10^{-6} PI^{1.404}, & \text{если } 0 < PI \leq 15 \\ 7 * 10^{-7} PI^{1.976}, & \text{если } 15 < PI \leq 70 \\ 2.7 * 10^{-5} PI^{1.115} & \text{если } 70 < PI \end{cases} \quad (2.73)$$

В формулах (2.71)-(2.74) PI - индекс пластичности (0 для сыпучих грунтов), γ - сдвиговая деформация и σ_m - среднее сжимающее давление (первый инвариант тензора напряжений). На рисунках 2.21 и 2.22 показаны кривые деградации модуля сдвига, построенные по этой формуле для песков и глин с коэффициентом пластичности $PI = 10$ при разных значениях сжимающего давления. Данные формулы достаточно удобны, так как не требуют получения дополнительных параметров при экспериментах, но могут привести к увеличению расчётного времени. Чаще употребляется соотношение (2.69), например, оно реализовано в широко используемой модели грунта *hardening soil small strain* [127].

Таблица 2.1. – Изменение деформационных характеристик при разных уровнях деформаций

Величина деформации		10 ⁻⁶	10 ⁻⁵	10 ⁻⁴	10 ⁻³	10 ⁻²	10 ⁻¹	
Явление		Распространение волн, вибрация			Трещины, неравномерные осадки		Оползень, уплотнение, разжижение грунта	
Механическое поведение		Упругое/вязкоупругое			Упруго-пластическое		Разрушение грунта	
Эффект повторного приложения нагрузки		←————→						
Эффект скорости нагружения		←————→						
Неизменяемые характеристики		Коэффициент Пуассона, коэффициент демпфирования					Угол внутреннего трения, сцепление	
Полевые измерения	Полевые геофизические измерения	←————→						
	Метод сейсмических волн	←————→						
	Тест на повторные загрузки	←————→						
Лабораторные	Тест на распространение волн	←————→						
	Тесты в резонирующих колоннах	←————→						
	Тест на повторное нагружение	←————→						

В соответствии с таблицей 1.1 в главе 1 и таблицей 2.1 искусственные вибрации, вызванные строительными работами, автодорожным и железнодорожным транспортом, а также тяжёлым динамическим оборудованием, например, прессом, генерируют вибрации, которые порождают

в грунте сдвиговые деформации, не превышающие 10^{-4} . Таким образом, для данных типов источников вибраций достаточно использование упругих и вязкоупругих моделей. Так же, из рисунков 2.21 и 2.22 видно, что модуль сдвига изменяется незначительно.

В отличие от предыдущих источников вибрации, землетрясения и взрывы генерируют колебания более высокого уровня, которые при распространении в грунте порождают сдвиговые деформации вплоть до 10^{-2} . Таким образом, при анализе и проектировании защиты от этих источников требуется рассмотрение упругопластических моделей, а при анализе поведения грунта в зоне источника необходимы модели, учитывающих разрушение грунта.

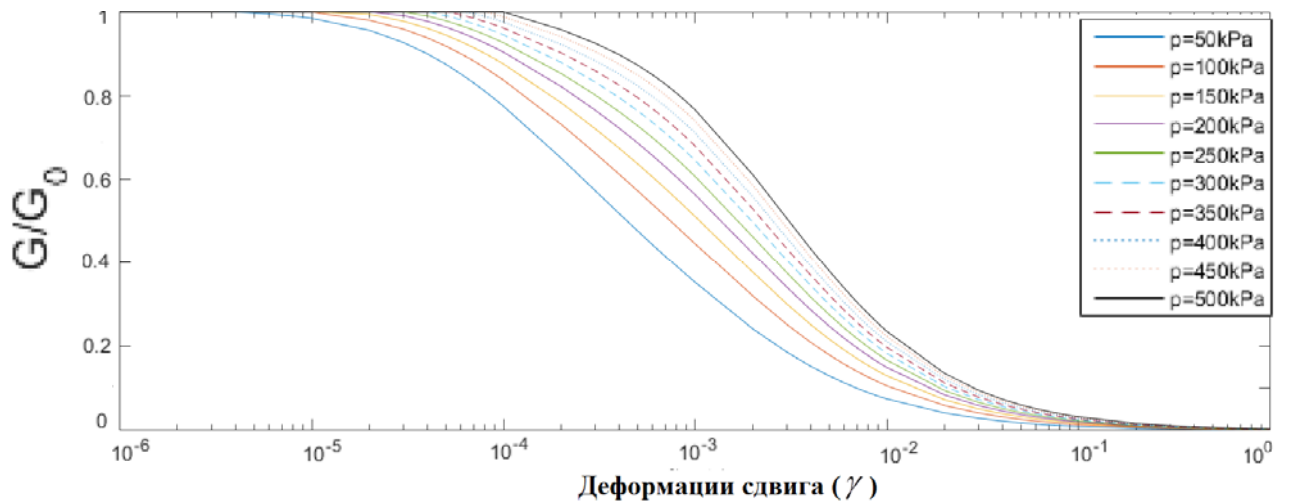


Рисунок 2.21. – Зависимость модуля сдвига от деформаций для песков при разных значениях давления.

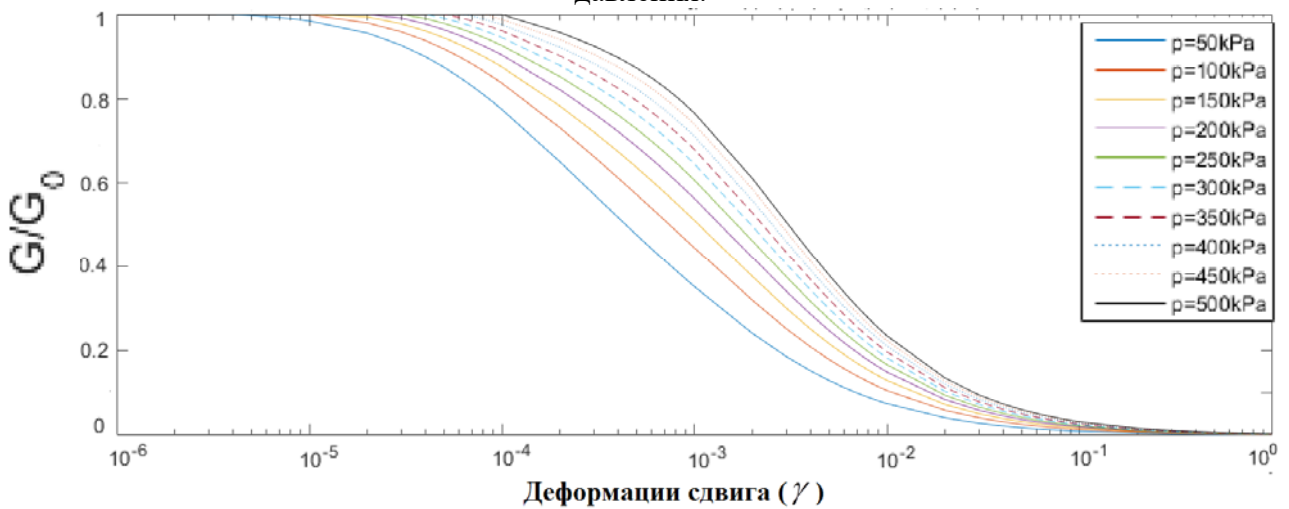


Рисунок 2.22. – Зависимость модуля сдвига от деформаций для глин с индексом пластичности $PI=10$.

2.6 Выводы по второй главе

На основании проведённого анализа моделей упругих и упругопластических сред, применяемых в механике гранулированных сред, а также анализа экспериментальных работ по поведению грунтов при динамических воздействиях можно сделать следующие выводы:

1. При любом типе анизотропии в материале отсутствуют «запрещённые» направления, по которым поверхностные волны не распространяются, поэтому единственная возможность защиты с помощью вертикальных сейсмических барьеров заключается в рассеянии энергии и отражении сейсмических волн на этих препятствиях.

2. Постановка задачи о взаимодействии вертикального сейсмического барьера в рамках гиперупругих моделей материала, даже с учётом демпфирования имеет существенные ограничения, связанные с допустимым диапазоном сдвиговых деформаций ($<10^{-4}$). То есть такая постановка задачи допустима только при анализе и проектировании защиты от низкоамплитудных вибраций.

3. При деформациях сдвига в грунте свыше 10^{-4} необходим учёт пластического поведения грунта и деградации модуля сдвига с ростом величины сдвиговых деформаций. Наиболее точно это позволяют учесть гипопластические модели для сыпучих и связных грунтов, предложенные в работах [118, 119], однако их использование достаточно сложно ввиду большого количества параметров и сложности требуемых лабораторных исследований (в связи с этим база данных по различным грунтам для данных моделей небольшая, что так же осложняет возможность подробного анализа).

4. Модифицированная модель Кэм-Клей требует более сложных экспериментов чем классические инженерно-геологические трёхосные испытания. Кроме того, она учитывает эффект разрушения гранул грунта при высоких давлениях, который практически не наблюдается в приповерхностной зоне, в которой распространяется волна Рэлея.

5. Модели идеальной пластичности Друкера-Прагера и Мора-Кулона являются наиболее подходящими для анализа взаимодействия поверхностных волн с вертикальными сейсмическими барьерами, поскольку они позволяют аппроксимировать деградацию модуля сдвига грунта с ростом сдвиговых деформаций, а также являются достаточно удобными, так как не требуют большого числа входных параметров и позволяют моделировать гистерезисное поведение грунта при циклических воздействиях. Основными их недостатками являются отсутствие учета разных модулей деформации для нагрузки и разгрузки (включая повторное нагружение), а также более низкая точность аппроксимации зависимости модуля сдвига от сдвиговых деформаций по сравнению с [118, 119]. В дальнейшем для расчёта взаимодействия сейсмического барьера с учётом пластических свойств грунта выбрана именно модель Мора-Кулона.

6. Численное демпфирование, введённое в схему решения для улучшения её сходимости, может оказывать существенное влияние на результаты расчёта. Поэтому для каждой конкретной задачи должно подбираться минимальное значение коэффициента демпфирования, обеспечивающее сходимость, но не оказывающее значительное влияние на результат. При этом, при относительно небольших временах наблюдения, волновые поля в тестовых задачах, для которых известны аналитические решения (например, внешняя задача Лэмба) незначительно отличались от полученных теоретическими методами. Далее, естественно сделать предположение, что и в других задачах данного класса отличие от аналитического решения будет невелико при условии выбора минимальной величины коэффициента демпфирования.

7. Меридиональные и девиаторные эксцентриситеты в модели Мора-Кулона, а также эксцентриситет пластического течения оказывают незначительное влияние на результаты расчёта. Однако некорректный выбор данных величин может привести к неустойчивости процедуры решения.

ГЛАВА 3. МОДЕЛИРОВАНИЕ И АНАЛИЗ ВЗАИМОДЕЙСТВИЯ ВЕРТИКАЛЬНЫХ СЕЙСМИЧЕСКИХ БАРЬЕРОВ С ПОВЕРХНОСТНЫМИ ВОЛНАМИ РЭЛЕЯ В УПРУГОЙ ПОСТАНОВКЕ

3.1 Описание методики расчёта и конечно элементные модели

3.1.1 Описание конечно элементных моделей

Численное моделирование взаимодействия поверхностных сейсмических волн Рэлея с вертикальными сейсмическими барьерами проводилось с помощью явной разностной схемы интегрирования по времени с пространственной дискретизацией методом конечных элементов в программном комплексе Abaqus 2016 в плоской и пространственной постановках, рисунки 3.1 и 3.4 соответственно. На первом этапе проведён анализ влияния параметров материала барьера и его геометрических размеров на снижение вибраций в защищаемой зоне Δ в плоской постановке. Плоское деформируемое состояние было смоделировано в пластине с помощью элементов типа CPE4R с линейной функцией формы и сокращённой схемой интегрирования. Вдоль вертикальной оси y было задано условие симметрии относительно плоскости YOZ, рисунок 3.1 (3). На двух других границах заданы частично поглощающие граничные условия [91], реализованные в программном комплексе Abaqus 2016 в виде «бесконечных» элементов, для плоского напряжённого состояния – CINPS4, рисунок 3.1 (4). Основным недостатком элементов данного типа является то, что они срабатывают только на продольные волны, падающие на границу S почти нормально:

$$(\mathbf{n}, \mathbf{v}) \Big|_{x \in S} < 15^0, \quad (3.1)$$

где \mathbf{n} - волновой вектор, \mathbf{v} - вектор нормали к поверхности. На свободной горизонтальной поверхности вдоль оси симметрии приложена точечная гармоническая нагрузка вида:

$$f(x, t) = A e^{i\omega t} \delta(\mathbf{x}) \mathbf{v}, \quad (3.2)$$

где i - мнимая единица, A - амплитуда воздействия, ω - частота воздействия, $\delta(\mathbf{x})$ дельта функция Дирака (равна 1 в точке приложения нагрузки, 0), \mathbf{v} - нормаль к свободной поверхности и t - время. На расстоянии L_1 от оси симметрии смоделирован вертикальный барьер высотой h и толщиной d – рисунок 3.1 (2). Размеры модели выбраны исходя из того, что за расчётное время t через зону наблюдения Δ проходит несколько волн Рэлея и колебания в зоне можно считать установившимися. В таком случае вертикальный размер модели $H \geq \frac{C_p * t}{2}$, где C_p – скорость продольных волн; расстояние между источником и барьером (L_1) выбирается с учётом условия симметрии $L_1 \geq \frac{C_p * t}{3}$. Если размер зоны наблюдения – L_2 , расстояние от границы зоны наблюдения до края расчётной модели – L_3 , а общий горизонтальный размер модели – $L_1 + L_2 + L_3$, то $L_3 \geq \frac{(C_p * t - L_1 - L_2)}{2}$. Распространение волн в плоской модели и их взаимодействие с вертикальным сейсмическим барьером показаны на рисунках 3.2 и 3.3 соответственно.

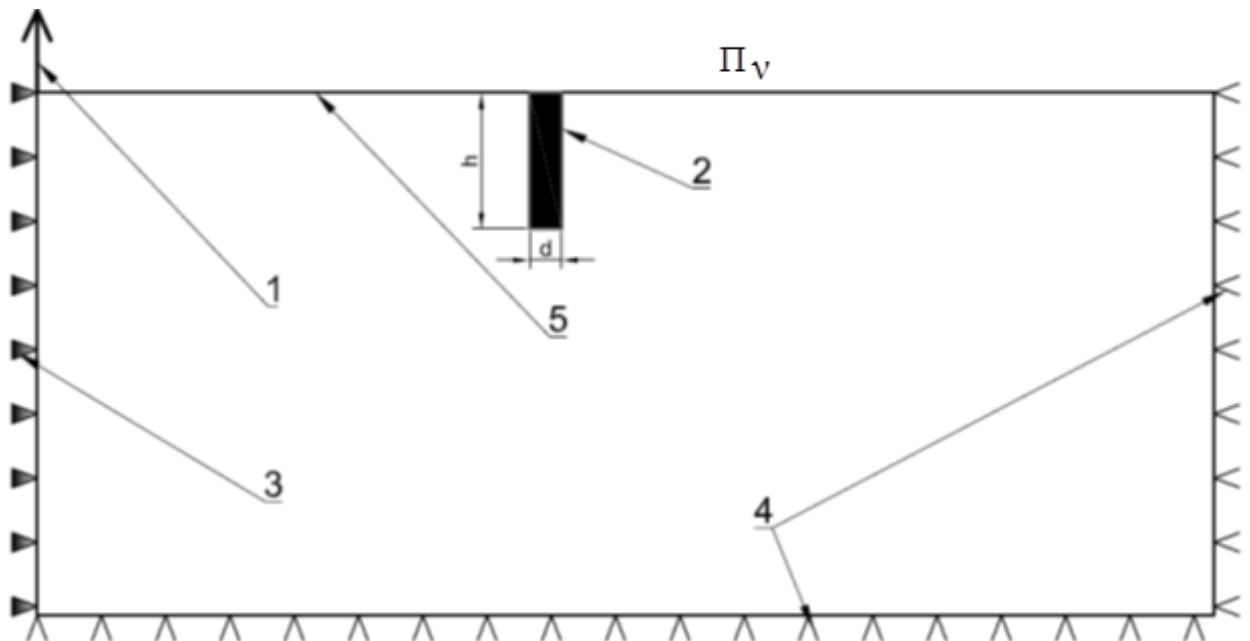


Рисунок 3.1. – Схема плоской модели. 1. -источник вибраций; 2-Барьер; 3 -Граничное условие симметрии. 4 - Неотражающие граничные условия. 5 - Свободная граница.

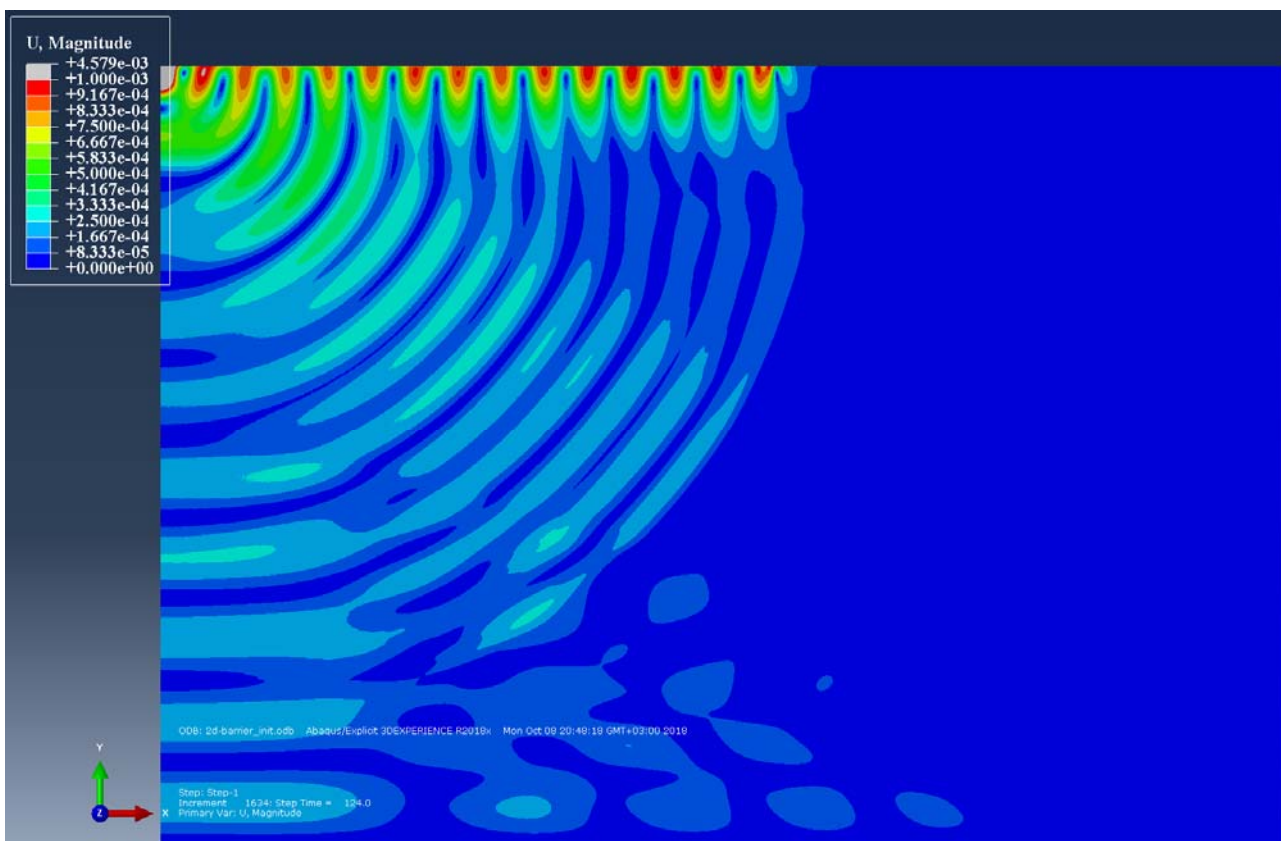


Рисунок 3.2. – Распространение волн в плоской модели. Изополя амплитуды перемещений (м).

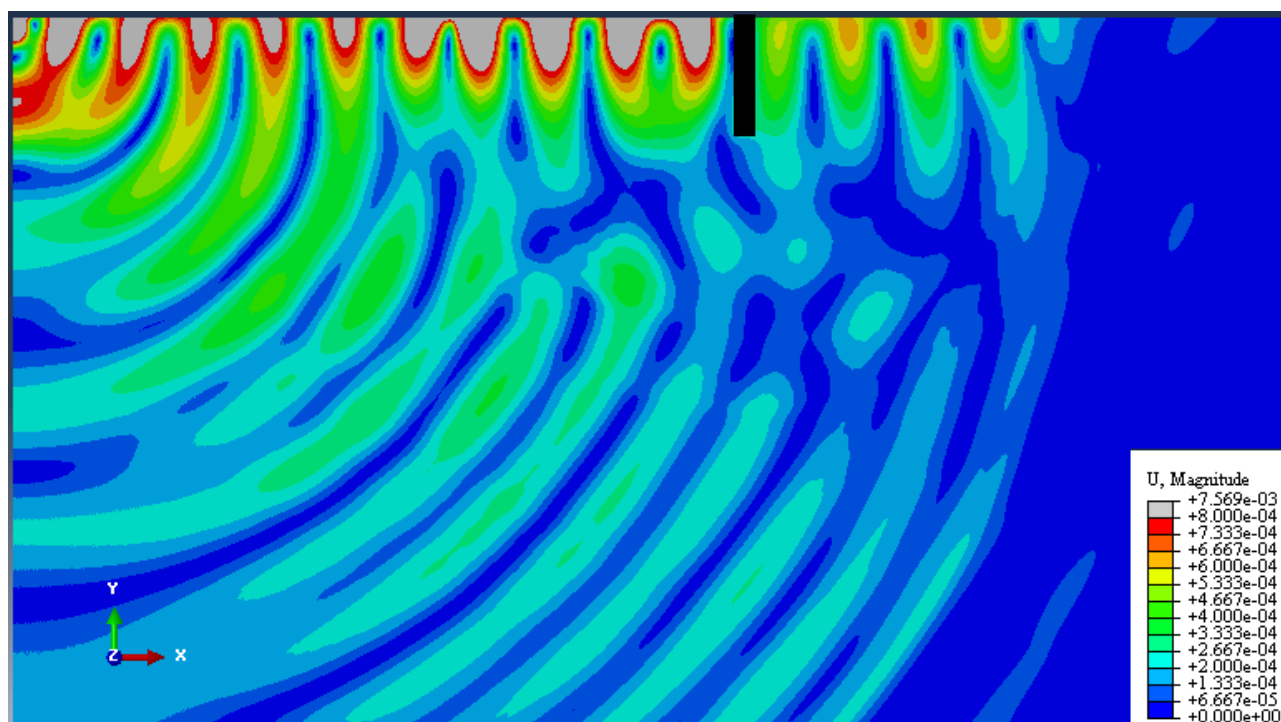


Рисунок 3.3. – Взаимодействие поверхностных волн с вертикальным сейсмическим барьером в плоской постановке. Изополя амплитуды перемещений (м).

Замечание 3.1. В данной работе рассматривается взаимодействие поверхностных волн с вертикальным сейсмическим барьером вне окрестности источника. Это,

прежде всего, связано с тем, что поведение волн в зоне источника имеет трудно прогнозируемый комплексный характер и необходимо рассматривать конкретные случаи инженерно-геологических условий, а также конкретные источники вибраций. В рассматриваемом же случае источник определяет только частотный диапазон и величину деформации сдвига в грунте при распространении воздействия. Кроме того, в этом случае возможно выделить основные типы волн, переносящие вибрационное воздействие. В этом случае расстояние между барьером и источником практически не оказывает влияние на итоговое снижение колебаний в защищаемой зоне.

Замечание 3.2. Здесь и далее если размерность величины не указана явно, результаты либо исходные параметры представлены в безразмерном виде. Основной безразмерный комплекс приведён в параграфе 3.1.3 (уравнение (3.5)). Для геометрических величин в качестве фактора обезразмеривания выбрана длина волны Рэлея.

Пространственная модель используется для проверки плоских расчётов и представляет собой параллелепипед, с размерами, выбранными на основании того же принципа, что и в плоской модели. То есть, взаимодействие поверхностных волн с барьером происходит в установившейся зоне, а расстояние от барьера до краёв модели должно гарантировать невозвращение отражённых волн в зону наблюдения. Для уменьшения размера расчётной области использованы условия симметрии 4 и 5, рисунок 3.4, а на остальных боковых гранях и нижней плоскости использованы «бесконечные» элементы стандартной библиотеки программного комплекса Abaqus 2016 [91]. На свободной поверхности приложена распределённая либо сосредоточенная нагрузка рисунок 3.4, (3) для моделирования волны Рэлея с плоским либо сферическим фронтами соответственно. Первичные расчёты показывают, что разница в снижении вибрации для плоских и сферических волн незначительна, а также, учитывая удаление от источника вибрации, далее будут рассмотрены волны Рэлея с плоским фронтом. Распространение объёмных волн и их

взаимодействие с вертикальным сейсмическим барьером в пространственной модели показано на рисунках 3.5 и 3.6 соответственно.

В соответствии со строительными нормами США [128], а также [1] для землетрясений максимумы в спектре реакции начинаются от частоты воздействия равной 2 Гц. При этом, для низкоамплитудных искусственных источников колебаний наиболее опасные частоты, как правило, превышают 10 Гц. При этом, на основании предварительных расчётов, а также предыдущих работ, приведённых во второй главе, именно отношение глубины или ширины барьера к длине волны определяет снижение вибраций в защищаемой зоне. На основании этого, в тексте диссертации приведены результаты расчётов для минимальной опасной частоты, как генерирующей волну максимальной длины.

Исследование воздействий более высоких частот даст аналогичные оптимальные безразмерные параметры барьера, однако финальные размерные величины будут меньше, чем в случае приведённом в тексте диссертации.

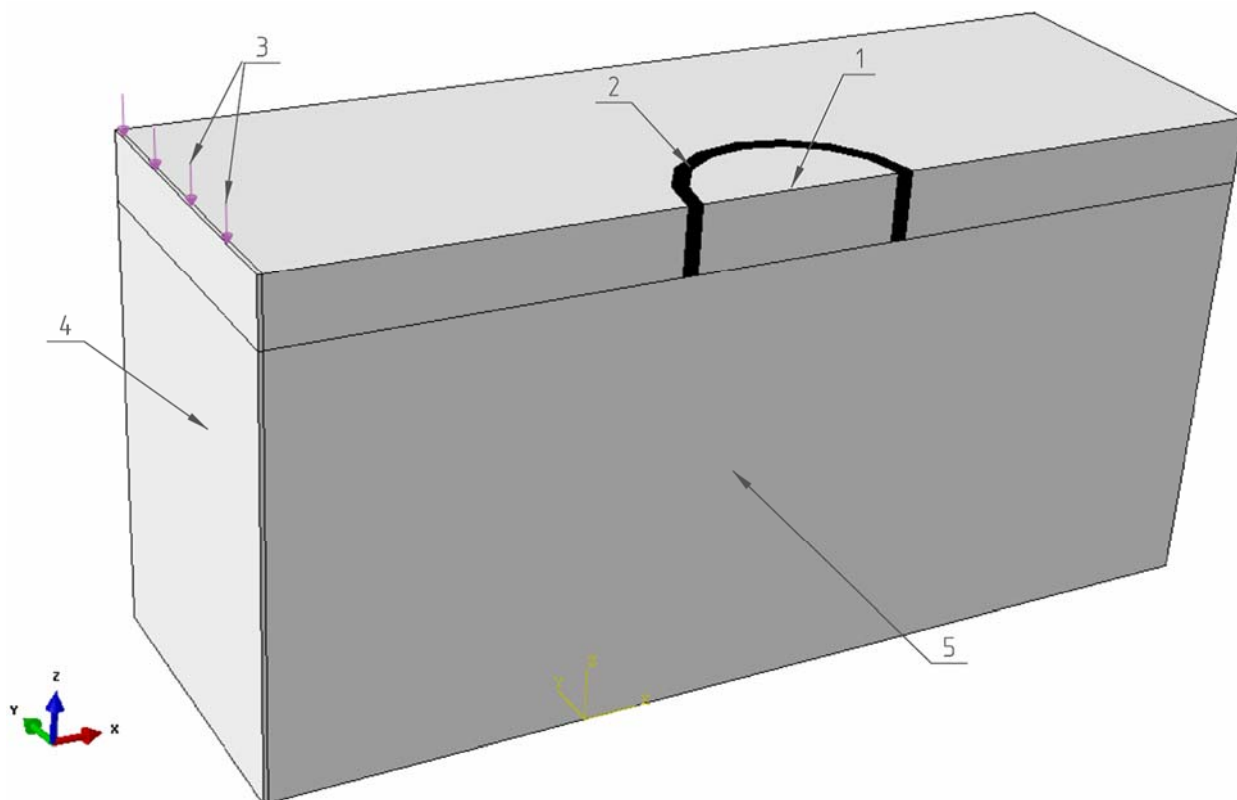


Рисунок 3.4. – Пространственная модель вертикального сейсмического барьера. 1. – Защищаемая зона Δ ; 2-Вертикальный барьер; 3 –Гармоническая нагрузка, генерирующая плоские и пространственные поверхностные волны Рэлея. 4,5 – Условия симметрии относительно соответствующих плоскостей.

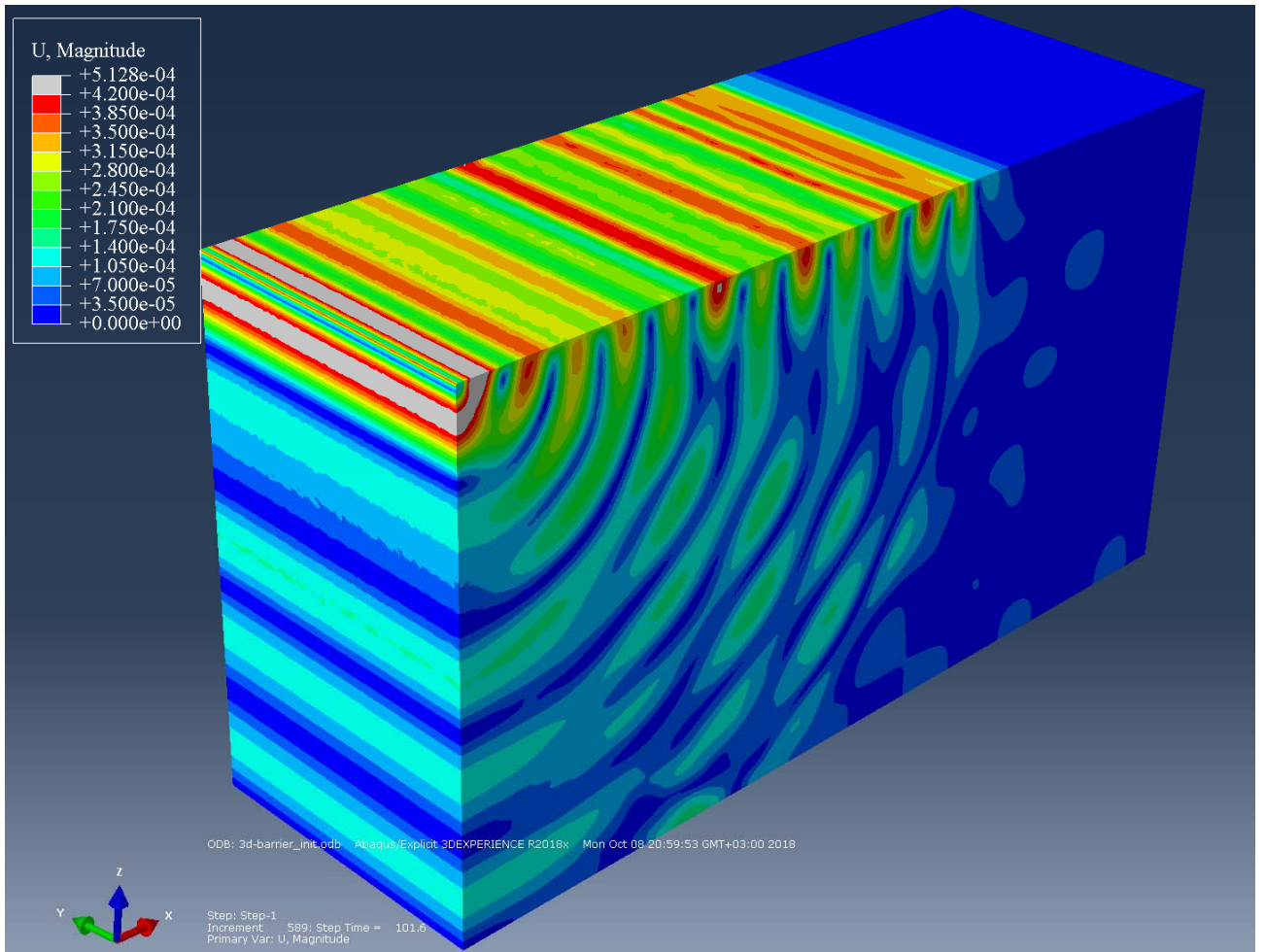


Рисунок 3.5. – Распространение волн в пространственной модели. Изополю амплитуды перемещений (м).

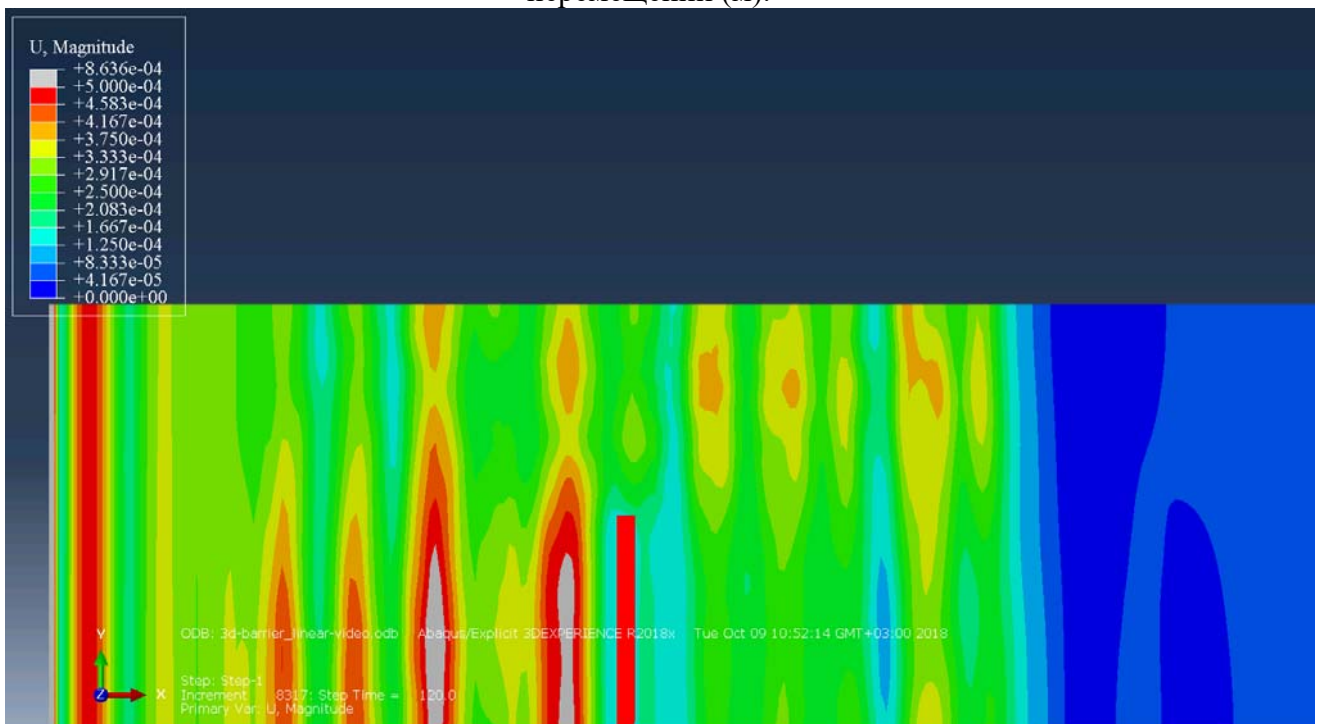


Рисунок 3.6. – Взаимодействие поверхностных волн с вертикальным сейсмическим барьером в пространственной постановке. Изополю амплитуды перемещений (м).

3.1.2 Верификация моделей и фильтрация сигнала

Для исключения численных ошибок далее будет рассмотрено влияние размера элемента на результаты расчёта.

3.1.2.1. Влияние пространственной дискретизации

Решение осуществлялось с использованием явной разностной схемы интегрирования по времени. Для заданного размера элемента шаг по времени выбирался автоматически программой из условия устойчивости разностной схемы, так же называемого условием Куранта [129]:

$$\Delta t = C \frac{\Delta x}{v}, \quad (3.3)$$

где Δt - шаг по времени, Δx - размер конечного элемента, v - скорость продольной волны и C - некоторая произвольная константа. При этом, важно заметить, что на минимальный размер барьера требуется минимум 2-3 элемента для корректного описания его жёсткости, а на минимальную из длин волн требуется минимум 8-10 элементов для корректного решения [130].

На рисунке 3.7 показаны перемещения точки в защищаемой зоне без барьера в плоской модели при разных размерах элемента. Из графиков на рисунке 3.7 видно, что уже размер элемента равный 0.05 обеспечивает достаточную точность решения и дальнейшее уменьшения элемента практически не оказывает влияния на решение. Таким образом, для дальнейших расчётов в плоской постановке выбран размер элемента 0.05.

В случае пространственной схемы уменьшение размера элемента влияет на полученные результаты вплоть до размера 0.1. Дальнейшее уменьшение размера элемента незначительно влияет на результат, но приводит к появлению нефизических высокочастотных шумов, рисунки 3.7 и 3.8. На рисунке 3.9 показана АЧХ результирующего сигнала и обведён дополнительный «численный шум» при размере элемента 0.1 и частоте основного сигнала 2 Гц. Таким образом, для пространственной модели выбран размер элемента равный 0.1. Кроме того, от «численного шума» можно избавиться с помощью фильтрации полученного

сигнала с использованием фильтров, например, фильтра Баттерворта [131]. Тем не менее, дальнейшее уменьшение размера элемента будет увеличивать время расчёта без улучшения точности результатов.

Высокочастотный шум в области больших времён — это неотъемлемый атрибут явных разностных схем второго и более высокого порядка точности (по временной переменной) и, в частности, схем Лакса - Вендроффа, реализованных в программном комплексе Abaqus FEA. Здесь надо отметить, что схемы первого порядка точности не дают осцилляций за фронтом волны, но зато размывают передний фронт [132].

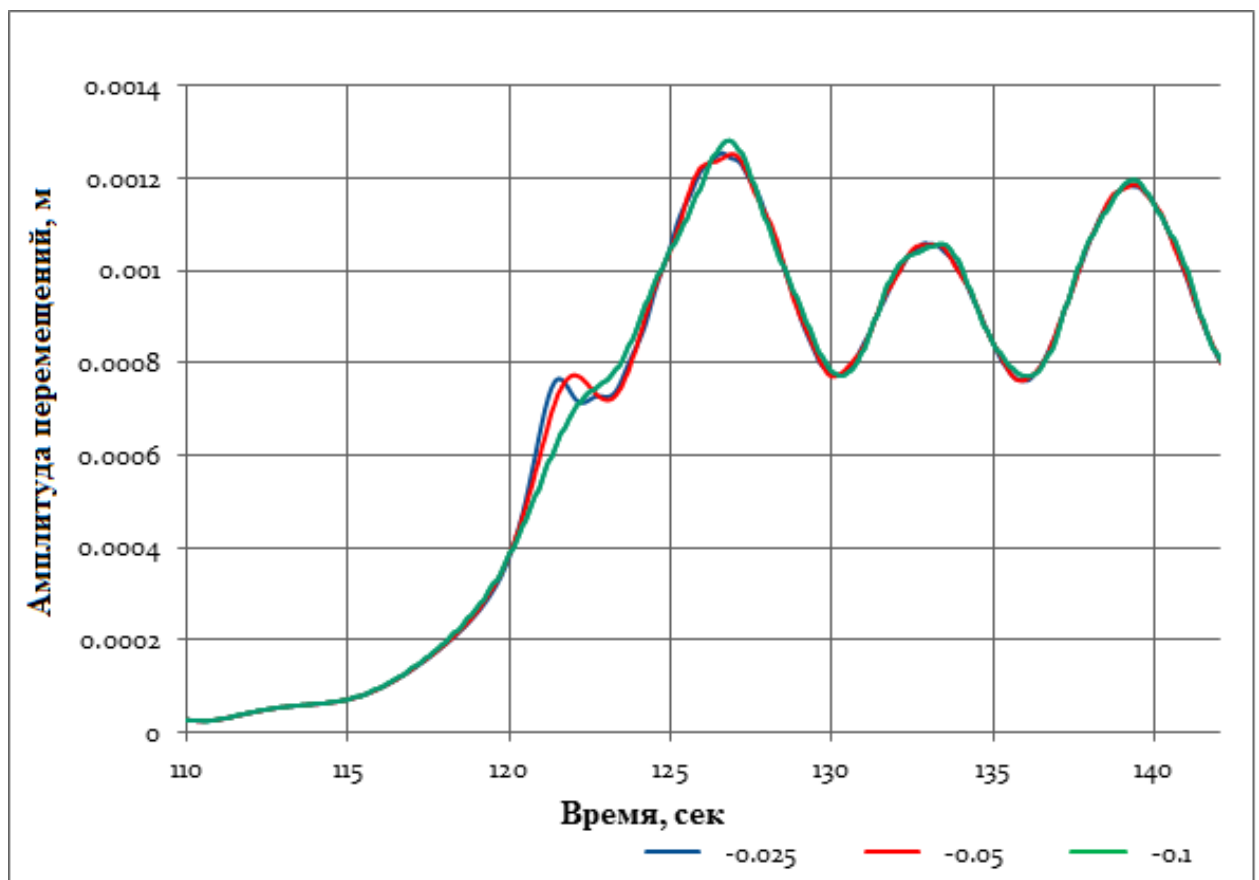


Рисунок 3.7. – Перемещения в защищаемой зоне без барьера в плоской модели при разных размерах элемента Δx .

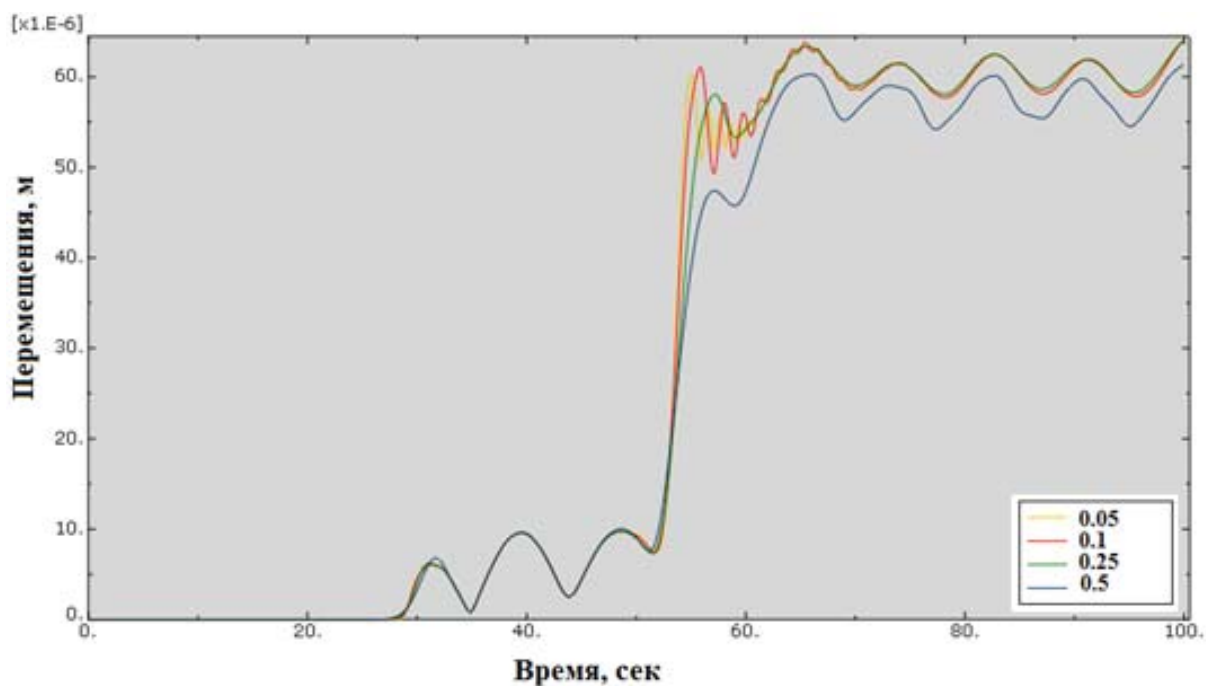


Рисунок 3.8. – Перемещения в защищаемой зоне без барьера в пространственной модели при разных размерах элемента Δx , м.

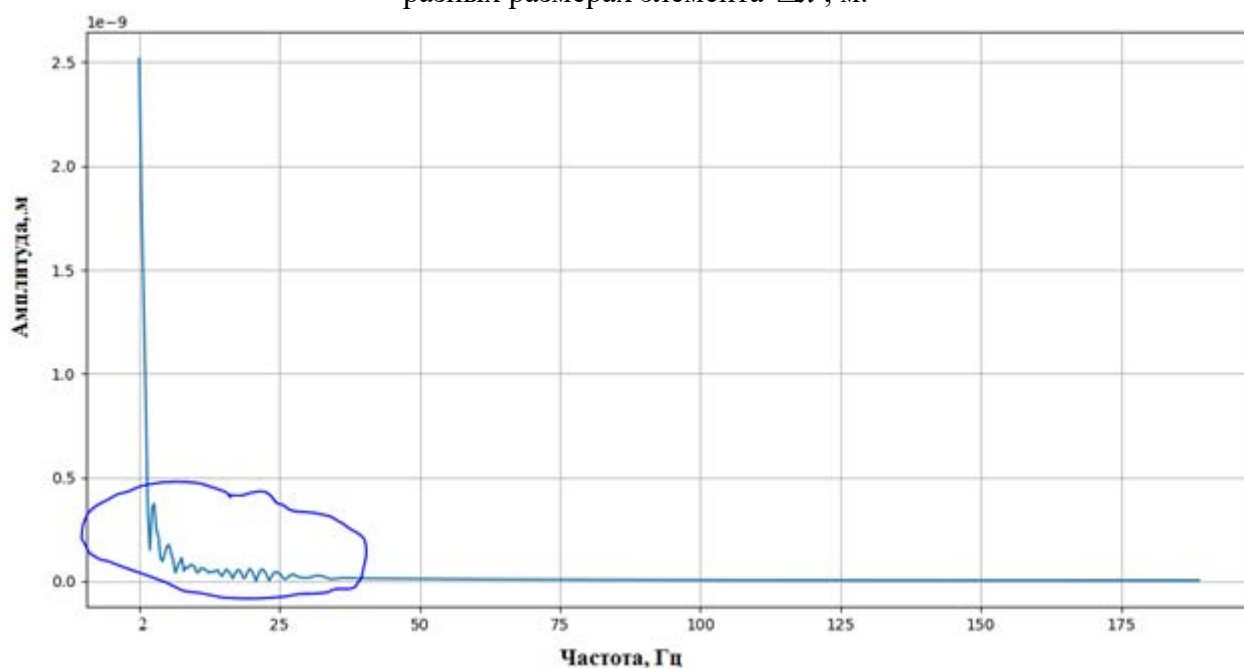


Рисунок 3.9. – Шум в частотной области, вызванный недостатками пространственной дискретизации с помощью метода конечных элементов (обведено синим).

3.1.3 Основной безразмерный комплекс

В соответствии с π -теоремой [133], а также [38] поля кинетической энергии и перемещений в защищаемой зоне Δ определяются следующим набором безразмерных параметров:

$$K_{bar} \left(\frac{E_{bar}}{E_{soil}}, \frac{\rho_{bar}}{\rho_{soil}}, \frac{d \times h}{l^2}, \frac{d}{h}, \frac{\omega l}{\sqrt{E_{soil} / \rho_{soil}}}; \nu_{bar}; \nu_{soil} \right), \quad (3.4)$$

$$u_{bar} \left(\frac{E_{bar}}{E_{soil}}, \frac{\rho_{bar}}{\rho_{soil}}, \frac{d \times h}{l^2}, \frac{d}{h}, \frac{\omega l}{\sqrt{E_{soil} / \rho_{soil}}}; \nu_{bar}; \nu_{soil} \right), \quad (3.5)$$

где K_{bar} - кинетическая энергия защищаемой зоны за барьером; u_{bar} - поле перемещений в точках защищаемой зоны за барьером; индексы bar и $soil$ у остальных переменных относятся к соответствующим параметрам материала барьера и грунта; E_{soil}, E_{bar} - модули упругости материала грунта и барьера соответственно; ρ_{soil}, ρ_{bar} - плотности материала грунта и барьера соответственно; ν_{soil}, ν_{bar} - соответствующие коэффициенты Пуассона; d - толщина барьера, h - его глубина; ω - круговая частота волны Рэлея и l - длина волны Рэлея в грунте. На основании предварительных расчётов, а также результатами расчётов и анализа, проведённых в [38], коэффициенты Пуассона незначительно влияют на снижение амплитуды перемещений в защищаемой зоне. Кроме того, размерная частота нагрузки принимается постоянной, равной 2 Гц. Таким образом, выражения 3.4 и 3.5 упрощаются к виду:

$$K_{bar} \left(\frac{E_{bar}}{E_{soil}}, \frac{\rho_{bar}}{\rho_{soil}}, \frac{d \times h}{l^2}, \frac{d}{h} \right), \quad (3.6)$$

$$u_{bar} \left(\frac{E_{bar}}{E_{soil}}, \frac{\rho_{bar}}{\rho_{soil}}, \frac{d \times h}{l^2}, \frac{d}{h} \right). \quad (3.7)$$

Для удобства анализа эффективности барьера введём коэффициенты редукиции по кинетической энергии и перемещениям:

$$k_{red,E} = \frac{K_{bar}}{K_{hom}}, \quad (3.8)$$

$$k_{red,u} = \frac{u_{bar}}{u_{hom}}, \quad (3.9)$$

где $k_{red,E}$ и $k_{red,u}$ коэффициенты редукиции кинетической энергии и перемещений соответственно; K_{hom} и u_{hom} - кинетическая энергия и перемещения точек

защищаемой зоны до установки барьера, а K_{bar} и u_{bar} кинетическая энергия и перемещения точек защищаемой зоны после установки барьера.

Основными исследуемыми параметрами барьера являются относительный модуль упругости материала барьера:

$$\tilde{E} = \frac{E_{bar}}{E_{soil}}, \quad (3.10)$$

относительная плотность материала барьера:

$$\tilde{\rho} = \frac{\rho_{bar}}{\rho_{soil}}, \quad (3.11)$$

относительная площадь поперечного сечения барьера (при фиксированной длине для линейного барьера и радиусе защищаемой зоны для кругового барьера характеризует объём материала барьера):

$$\tilde{A} = \frac{d \times h}{l^2} \quad (3.12)$$

и отношение глубины барьера к его ширине:

$$\tilde{r} = \frac{h}{d}. \quad (3.13)$$

3.2 Анализ параметров материала барьера

Основными параметрами материала барьера, определяющими его эффективность, с точки зрения снижения вибраций в защищаемой зоне без учёта неупругой диссипации энергии, являются его плотность и модуль упругости. На рисунке 3.10 показаны изополя зависимости коэффициента редукции от безразмерного модуля упругости и плотности барьера. Изополя построены при $\tilde{A} = 0.1, \tilde{r} = 6.4, \tilde{\omega} = 0.364$.

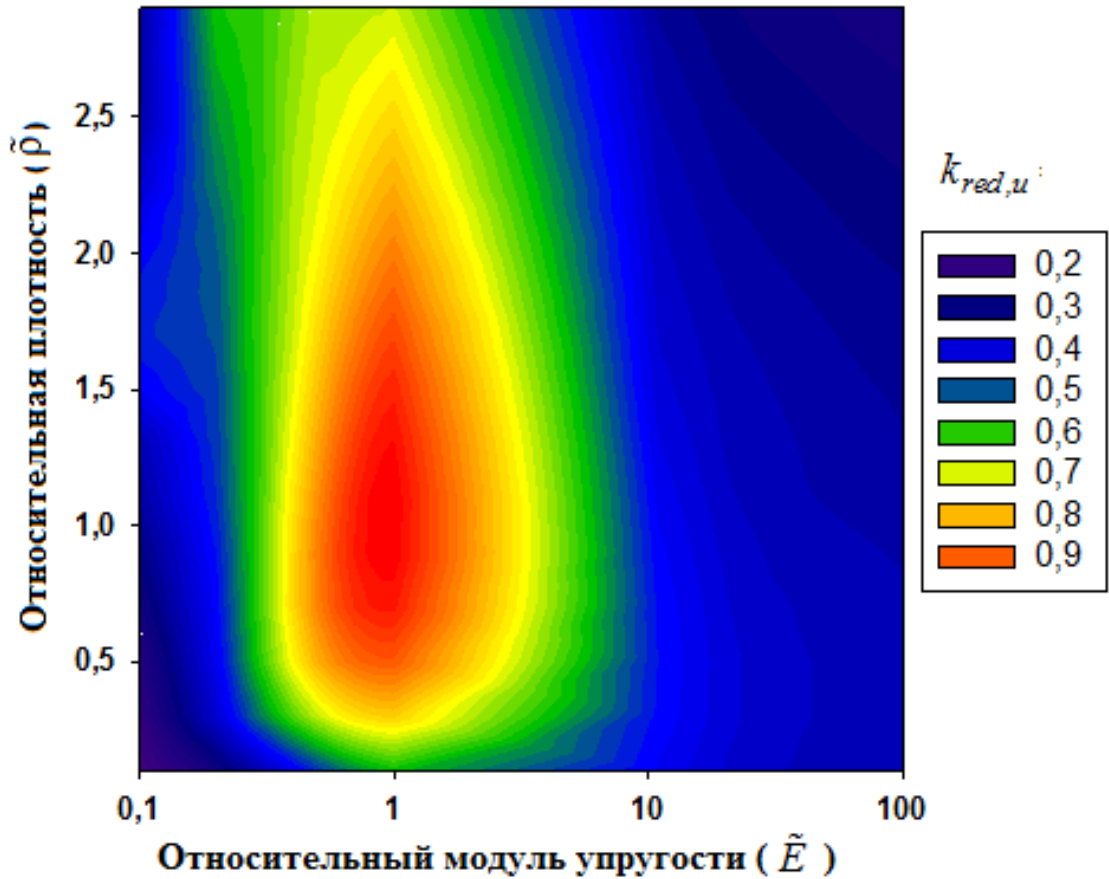


Рисунок 3.10. – Изополя зависимости коэффициента редукции барьера $k_{red,E}$ от относительного модуля упругости $\frac{E_{bar}}{E_{soil}}$ и относительной плотности $\frac{\rho_{bar}}{\rho_{soil}}$ ($\tilde{A} = 0.1, \tilde{r} = 6.4$).

На рисунке 3.11 более детально показана зависимости коэффициента редукции $k_{red,E}$ от относительного модуля упругости при различных относительных плотностях барьера, а на рисунке 3.12 показана зависимость коэффициента редукции от относительной плотности барьера при различных относительных модулях упругости. Кривые на рисунках 3.11 и 3.12 построены при $\tilde{A} = 0.1, \tilde{r} = 6.4, \tilde{\omega} = 0.364$.

Полученные результаты показывают, что барьер наиболее эффективен при максимальном отличии плотности и модуле упругости материала барьера от этих параметров материала грунта. При этом, необходимо заметить, что барьер, выполненный из материала с плотностью и жёсткостью меньшей чем грунт, более эффективен чем тяжёлый и жёсткий барьер при одинаковых геометрических размерах, однако, как будет показано далее, при определённой

площади поперечного сечения тяжёлого и жёсткого барьера, он может показывать большую эффективность чем барьер из лёгкого и нежёсткого материала. На основании этого, для небольших длин волн, когда возможно устройство траншеи, глубиной, не превышающей наибольшую расчётную длину волны, наиболее эффективной будет пустая траншея, что хорошо согласуется с предыдущими исследованиями (см. первую главу). Однако у траншей присутствует существенный недостаток. При больших значениях длины волны и, как следствие, требуемой глубины траншеи её стены будут неустойчивы, что потребует использования специальных мер по её укреплению, что необходимо учитывать в расчётной модели. Однако, как показано в работе [29], подобная модификация незначительно ухудшает её эффективность.

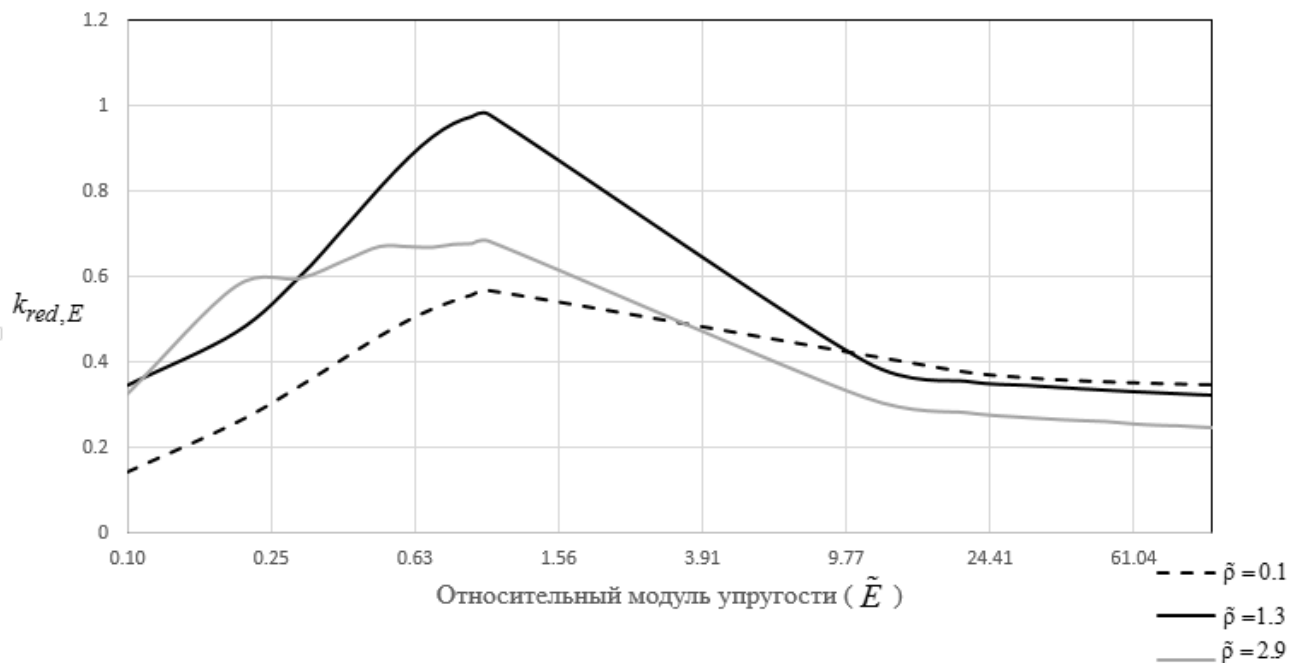


Рисунок 3.11. – Зависимость коэффициента редукиции барьера $k_{red,E}$ от относительного

модуля упругости $\frac{E_{bar}}{E_{soil}}$ при различных значениях относительной плотности $\frac{\rho_{bar}}{\rho_{soil}}$ ($\tilde{A} = 0.1, \tilde{r} = 6.4$).

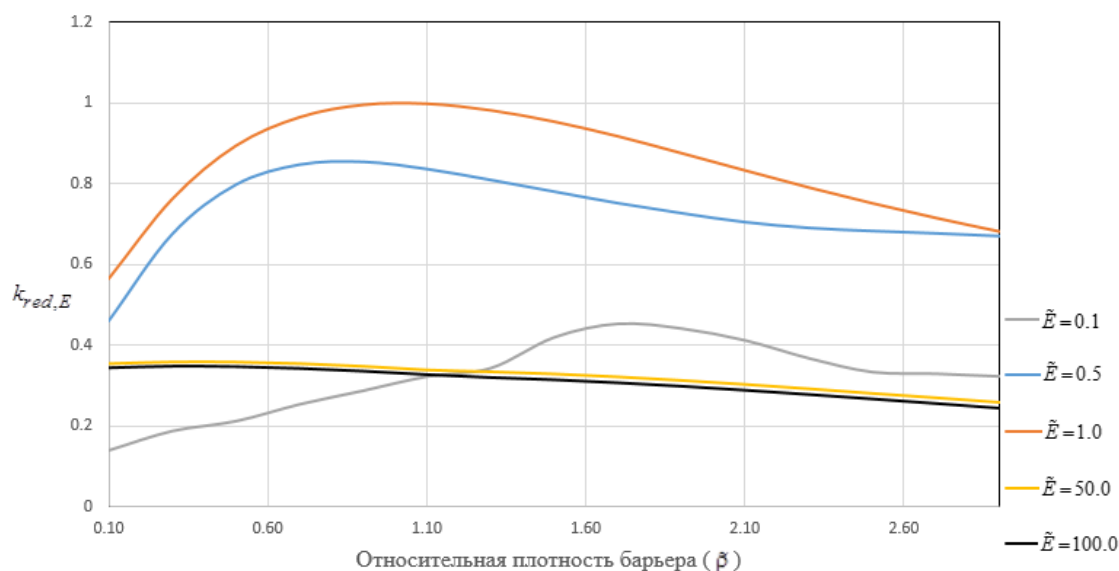


Рисунок 3.12. – Зависимость коэффициента редукции барьера $k_{red,E}$ от относительной плотности барьера $\frac{\rho_{bar}}{\rho_{soil}}$ при различных значениях относительного модуля упругости $\frac{E_{bar}}{E_{soil}}$ ($\tilde{A} = 0.1, \tilde{r} = 6.4$).

Более детальные графики на рисунках 3.11 и 3.12 подтверждают повышение эффективности барьера при максимальном отличии плотности и жёсткости его материала от плотности и жёсткости грунта.

В соответствии с рисунком 3.11 кривые зависимости коэффициента редукции от относительного модуля упругости барьера имеют единственный максимум при $\frac{E_{bar}}{E_{soil}} = 1.0$. При увеличении относительного модуля упругости $k_{red,E}$ уменьшается более чем в два раза для всех значений плотностей, при этом при дальнейшем увеличении относительного модуля упругости $k_{red,E}$ уменьшается монотонно с меньшей скоростью. При относительном модуле упругости меньшем единицы $k_{red,E}$ практически монотонно возрастает для всех относительных плотностей, кроме $\frac{\rho_{bar}}{\rho_{soil}} = 2.9$, соответствующей бетону высокой плотности. Однако даже в данном случае дополнительных экстремумов в графике $k_{red,E}$ не наблюдается.

В случае большой плотности материала барьера $k_{red,E}$ достигает меньших значений при большом относительном модуле упругости материала барьера. В

случае если барьер выполнен из материала с низкой плотностью, $k_{red,E}$ достигает минимальных значений при малом относительном модуле упругости материала барьера. Эти выводы подтверждаются графиками на рисунке 3.12, при $\tilde{E} = 0.1$ минимум достигается на границе рассматриваемой области при $\tilde{\rho} = 0.1$. А для $\tilde{E} = 100.0$ минимум достигается при $\tilde{\rho} = 2.9$. При этом, изополя и графики зависимости $k_{red,E}$ от \tilde{E} и $\tilde{\rho}$ на рисунках 3.10-3.12 демонстрируют одинаковую тенденцию к уменьшению значения $k_{red,E}$ при увеличении $\tilde{E}, \tilde{\rho}$ от 1 до $+\infty$ и уменьшении $\tilde{E}, \tilde{\rho}$ от 1 до 0.

На рисунке 3.13 показаны амплитуды перемещений точек защищаемой зоны в случае волнового барьера в виде незаполненной траншеи (в данном случае можно считать что, $\tilde{E} = 0$ и $\tilde{\rho} = 0$), а также «экзотический» вариант, когда края и дно траншеи закреплены (в данном случае можно считать что, $\tilde{E} \rightarrow \infty$ и $\tilde{\rho} \rightarrow \infty$). Кривые на рисунке 3.13 получены при $\tilde{A} = 0.1, \tilde{r} = 6.4, \tilde{\omega} = 0.364$. Полученные результаты подтверждают выводы об эффективности создания максимального отличия жёсткости и плотности материала барьера от жёсткости и плотности грунта, а также монотонной зависимости $k_{red,E}$ от этих параметров.

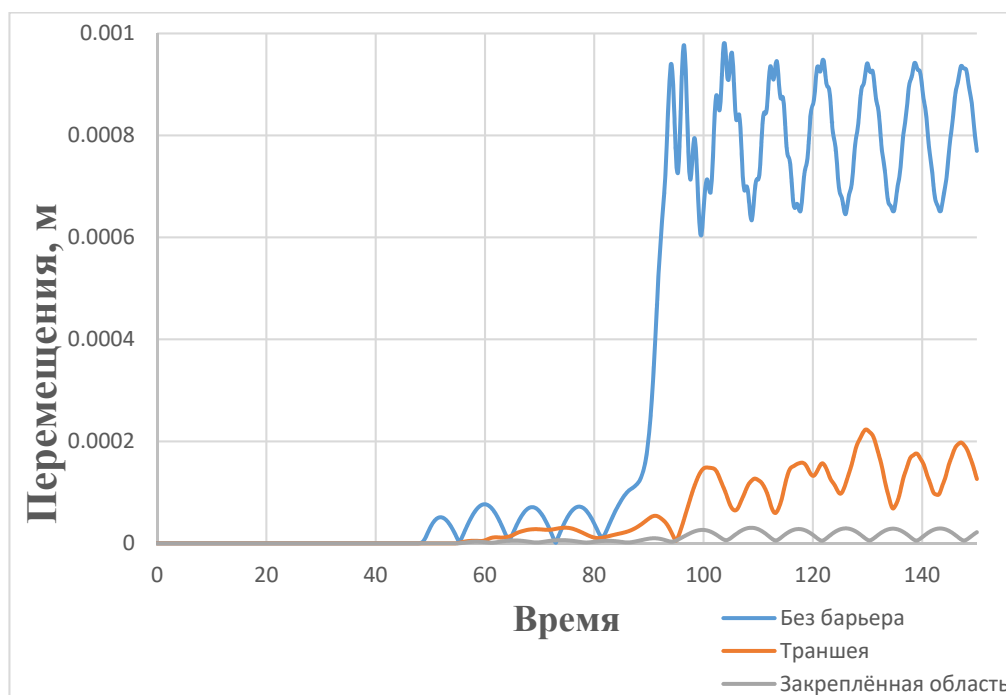


Рисунок 3.13. –Перемещения точек в защищаемой зоне в случае пустой и «закреплённой» траншеи ($\tilde{A} = 0.1, \tilde{r} = 6.4, \tilde{\omega} = 0.364$).

3.3 Анализ геометрических параметров барьера

В соответствии с результатами, полученными в предыдущей главе, максимальное отличие в жёсткости и плотности материала барьера от жёсткости и плотности грунта, обеспечивает наименьшее значение $k_{red,E}$, фактически демонстрируя наибольшую эффективность с точки зрения снижения вибраций в защищаемой зоне. Таким образом, если не рассматривать «экзотические» варианты материала барьера (высокая плотность низкая жёсткость, высокая жёсткость низкая плотность, различные варианты мета материалов и др.), то возможны барьеры из двух типов конструктивных материалов: (1) тяжёлого и жёсткого и (2) лёгкого и нежёсткого. Если исключить дорогие материалы для барьера (свинец либо аналогичные металлы, характеризующиеся высокой плотностью и жёсткостью), то можно рассмотреть два основных конструктивных материала. К этим материалам относятся железобетон и экстрадированный пенополистерол.

Свойства «слабых» грунтов 3 категории в соответствии с СП 14.13330.2014 [88] даны в таблице 3.1, характеристики экстрадированного пенополистерола и бетона высокой плотности даны в таблице 3.2.

Таблица 3.1. – Характеристики слабых грунтов [88]

Типы грунта	Сейсмическая жёсткость $\rho \cdot c_s$, г/см ³ *м/с	Скорость поперечных волн c_s , м/с	Отношение скоростей продольных и поперечных волн $\frac{c_p}{c_s}$
Грунты III категории (песчаные и глинистые)	200-350	150-250	3.5-7

Таблица 3.2. – Характеристика конструктивных материалов барьера

Материал	Плотность ρ , кг/м ³	Коэффициент Пуассона ν	Модуль Юнга, МПа
Пенополистерол	45.7	0.05	12.8
Высокоплотный бетон	4650-6090	0.23	35500-57000

На основании данных в таблицах 3.1 и 3.2 выбраны параметры барьера и грунта для дальнейших расчётов.

Для кругового и линейного барьера при заданных размерах защищаемой зоны безразмерная площадь поперечного сечения $\tilde{A} = \frac{d \times h}{l^2}$ будет определять объём материала барьера и снижение вибрации в защищаемой зоне. На рисунке 3.14 показаны графики зависимости $k_{red,E}$ от \tilde{A} для железобетонного барьера и барьера из экстрадированного пенополистерола. Кривые на рисунке 3.14 построены при $\tilde{r} = 6.4, \tilde{\omega} = 0.364$.

На основании полученных результатов можно сделать вывод о том, что при увеличении \tilde{A} от 0.08 до 0.3 $k_{red,E}$ уменьшается значительно для обоих материалов, однако при \tilde{A} большей 0.3 эффективность барьера из экстрадированного пенополистерола увеличивается незначительно, так как $k_{red,E}$ незначительно уменьшается на отрезке $\tilde{A} \in [0.3, 0.48]$, затем практически не изменяясь при увеличении \tilde{A} . В отличие от этого, эффективность барьера из железобетона продолжает увеличиваться, так как $k_{red,E}$ продолжает уменьшаться при $\tilde{A} > 0.3$ хоть и с меньшей скоростью.

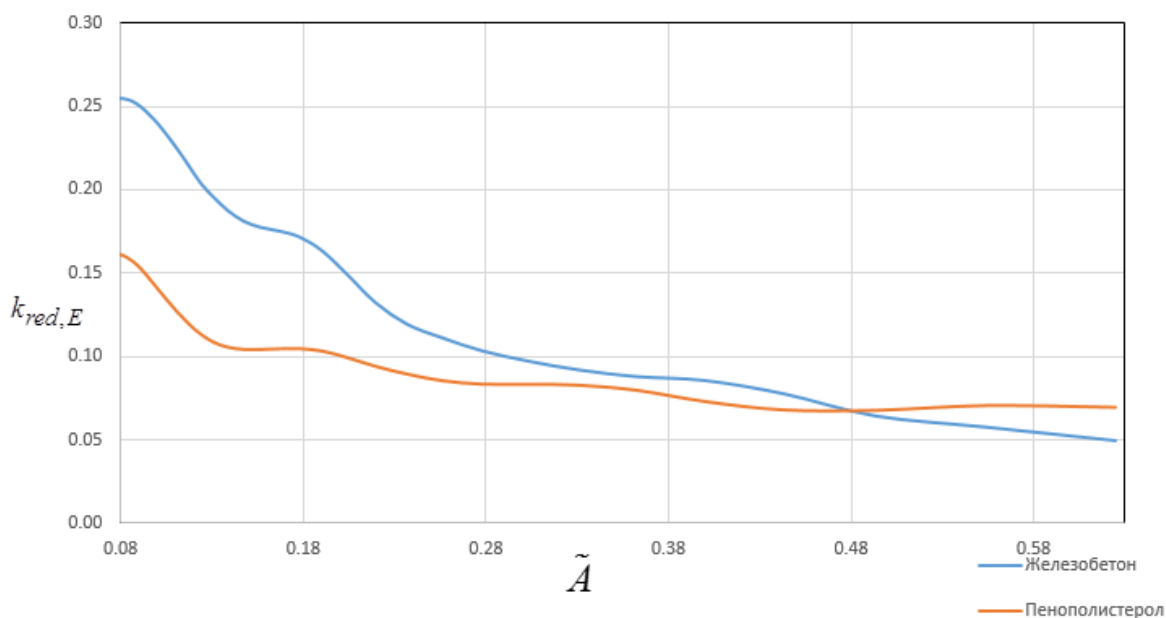


Рисунок 3.14. – Зависимость коэффициента редукции барьера $k_{red,E}$ от площади поперечного сечения барьера \tilde{A} для двух типов материала барьера ($\tilde{r} = 6.4, \tilde{\omega} = 0.364$).

На рисунках 3.15 и 3.16 показаны графики зависимости $k_{red,E}$ от безразмерной глубины барьера $\tilde{r} = \frac{h}{d}$ и отношения глубины барьера к длине волны Рэлея $\frac{h}{l}$. Кривые на данных рисунках построены при $\tilde{A} = 0.1, \tilde{\omega} = 0.364$. Графики на рисунках 3.15 и 3.16 показывают, что в случае барьера из железобетона существует один локальный минимум, соответствующий горизонтальному барьеру ($\tilde{r} = 0.25$). Далее при увеличении \tilde{r} , соответствующем вертикальному барьеру, $k_{red,E}$ значительно уменьшается. При этом дальнейшее увеличение безразмерной глубины вертикального барьера больше $\tilde{r} \approx 4.5$ незначительно повышает эффективность барьера, так как $k_{red,E}$ продолжает уменьшаться хоть и незначительно. В случае барьера из экстрадированного пенополистерола существуют один минимум при $\tilde{r} \approx 3.55$, затем $k_{red,E}$ начинает медленно возрастать при увеличении \tilde{r} .

В соответствии с рисунком 3.16 отношение глубины барьера к длине волны Рэлея – его наиболее важный геометрический параметр при постоянной площади поперечного сечения и выбранных характеристиках материала. Увеличение глубины барьера до указанных выше минимумов при постоянном объёме увеличивает его эффективность.

Замечание 3.3. При расчёте на плоских моделях отсутствует так называемая зона тени, рисунок 3.16, которая заметна для линейных барьеров, рисунок 3.17 и за кольцевыми барьерами, рисунок 3.6. За исключением этого эффекта, результаты, полученные на плоских моделях, подтверждаются результатами, полученными с помощью полно размерных пространственных моделей.

Замечание 3.4. В случае многослойных сред, длины волн, скорости волн Рэлея и физико-механические параметры, на основании которых проводится оценка эффективности барьера, должны определяться для слоя с наибольшей скоростью продольных и поперечных волн, полученных на основании геофизических испытаний, либо на основании численного моделирования с

использованием моделей, учитывающих слоистость среды и конкретные инженерно-геологические условия.

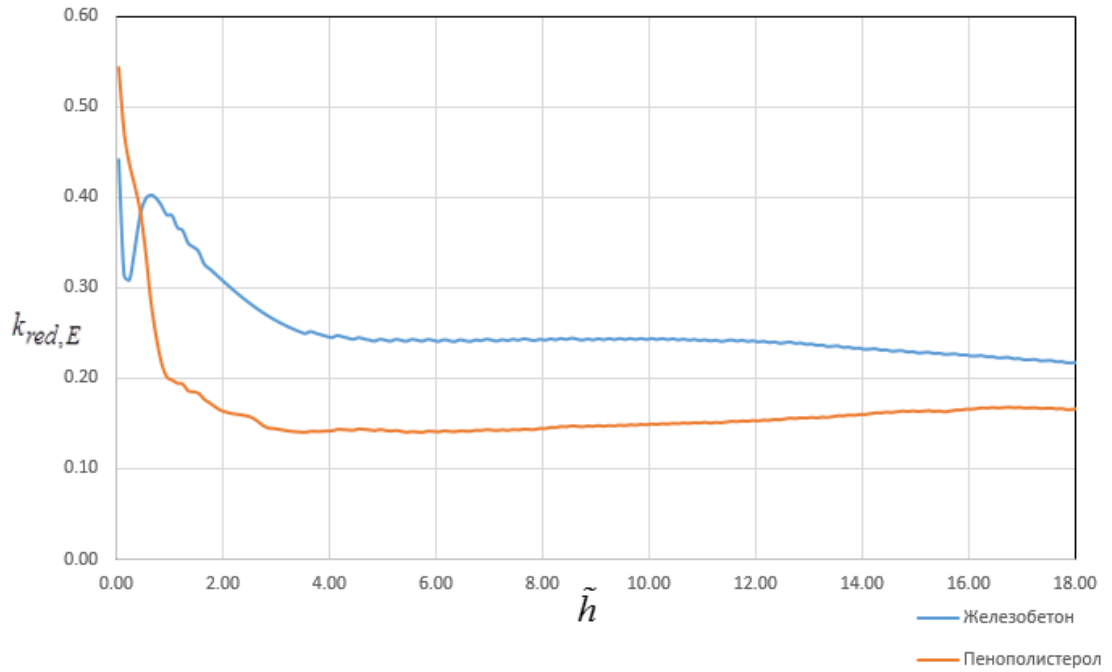


Рисунок 3.15. – Зависимость коэффициента редукции барьера $k_{red,E}$ от безразмерной глубины барьера \tilde{h} для двух типов материала барьера ($\tilde{A}=0.1$).

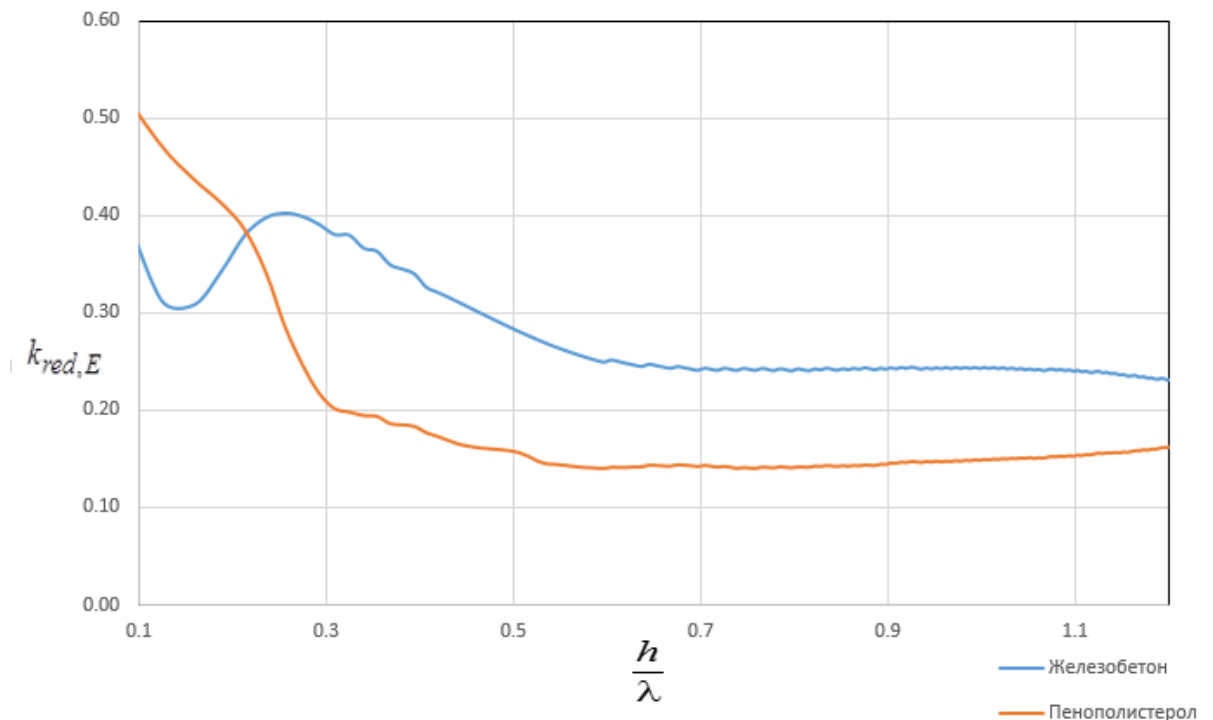


Рисунок 3.16. – Зависимость коэффициента редукции барьера $k_{red,E}$ от отношения глубины барьера к длине волны Рэлея $\frac{h}{l}$ для двух типов материала барьера ($\tilde{A}=0.1, \tilde{\omega}=0.364$).

Зависимость амплитуды перемещений от расстояния до барьера

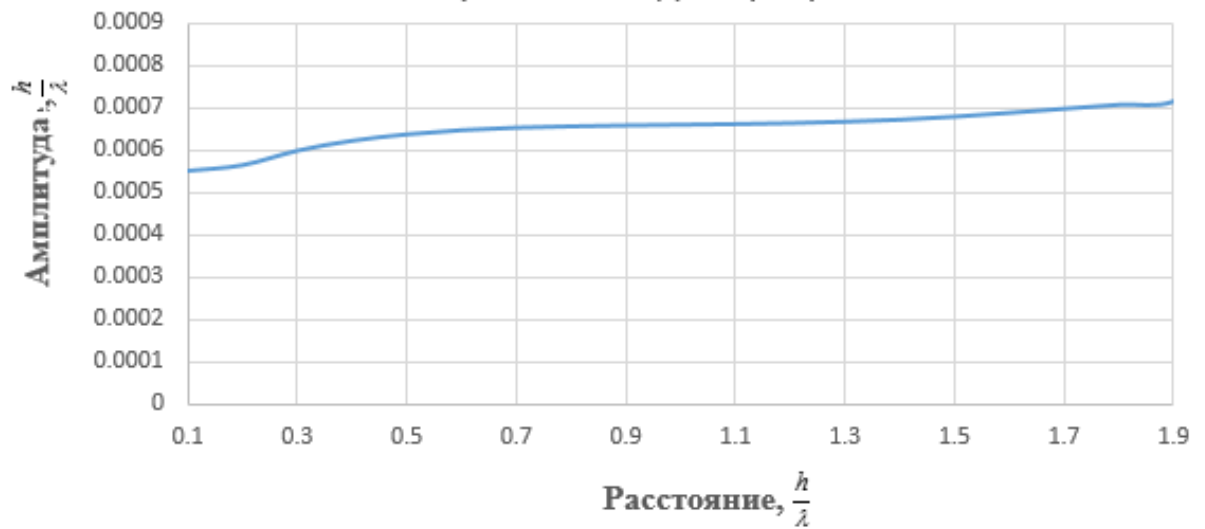


Рисунок 3.17. – Зависимость амплитуды перемещений точек за барьером (материал – железобетон, $\tilde{A} = 0.1, \tilde{r} = 6.4, \tilde{\omega} = 0.364$).

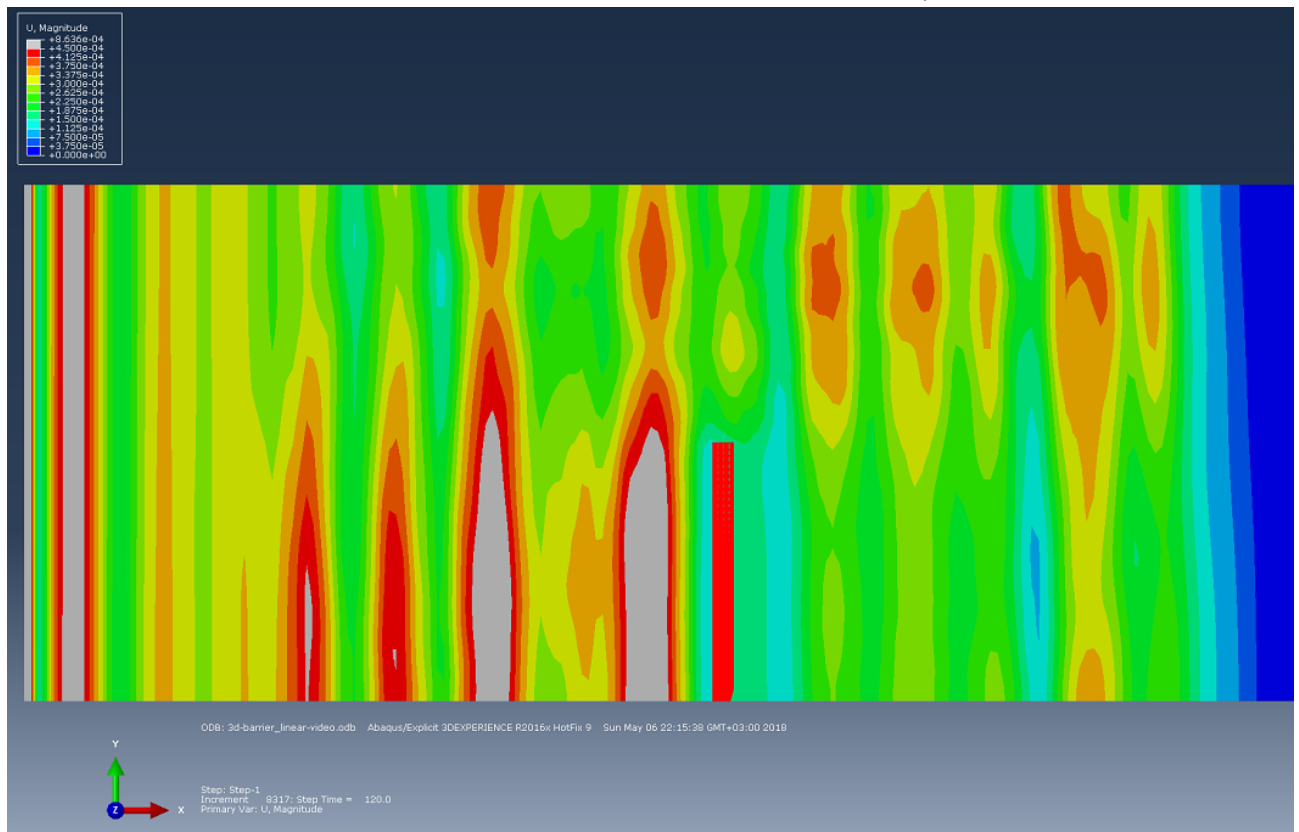


Рисунок 3.18. – Взаимодействие поверхностных волн с линейным вертикальным сейсмическим барьером (материал – железобетон, $\tilde{A} = 0.1, \tilde{r} = 6.4, \tilde{\omega} = 0.364$). Изополя амплитуды перемещений (м).

3.4 Выводы по главе

На основании полученных результатов расчёта можно сделать следующие выводы:

1. Вертикальный сейсмический барьер позволяет снижать кинетическую энергию в защищаемой зоне до 5-6 раз, при этом перемещения могут быть снижены до 2-2.5 раз в случае низкого уровня сдвиговых деформаций в грунте, для которых справедлива упругая постановка задачи.

2. Максимальное снижение вибраций в защищаемой зоне обеспечивается при максимальном отличии модуля упругости и плотности материала сейсмического барьера от модуля упругости и плотности грунта, при этом $k_{red,E}$ монотонно уменьшается при росте относительных плотности и модуле упругости материала барьера от 1 до $+\infty$, а также при уменьшении этих величин от 1 до 0.

3. На основании сказанного выше, оптимизация конструкции вертикального сейсмического барьера может быть выполнена с помощью разделения переменных на геометрические параметры барьера и механические параметры его материала. При этом, для материала достаточно обеспечить максимальное отличие плотности и модуля упругости барьера от плотности и модуля упругости грунта, что гарантирует минимальность $k_{red,E}$ по материалу и, затем, выполнить оптимизацию геометрии барьера. Также необходимо отметить, что при одновременной вариации как геометрических, так и физических параметров размерность задачи вырастает в два раза, а это, имея ввиду времени решения одной задачи и доступные вычислительные ресурсы, не позволяет получить решение за приемлемое время.

4. Если не рассматривать «экзотические» конструктивные материалы (мета материалы, материалы с высокой плотностью и малой жёсткостью и др.) и дорогие конструктивные материалы (сталь, свинец и др.), то необходимо рассмотреть барьеры из лёгких и нежёстких материалов (экстрадированный пенополистерол), а также тяжёлых и жёстких материалов (железобетон).

5. В случае барьера из лёгкого и неплотного материала площадь поперечного сечения влияет на снижение вибраций в защищаемой зоне до $\tilde{A}=0.3$, далее при $\tilde{A} \in [0.3, 0.48]$ влияние площади поперечного сечения снижается и при $\tilde{A} > 0.48$ оно незначительно. Оптимальная безразмерная высота барьера равна $\tilde{r} \approx 3.55$.

6. Для барьера из железобетона возможны две конфигурации: горизонтальная ($\tilde{r} = 0.25$) и вертикальная ($\tilde{r} \approx 4.5$). Вертикальная, более эффективна и дальнейшее увеличение глубины барьера при $\tilde{r} > 4.5$ приводит к незначительному увеличению его эффективности. При этом, эффективность тяжёлого и жёсткого барьера увеличивается с объёмом поперечного сечения нелинейно и при $\tilde{A} > 0.48$ превосходит эффективность нежёсткого и лёгкого барьера.

ГЛАВА 4. Методика оптимизации параметров вертикального сейсмического барьера и анализ взаимодействия с поверхностными сейсмическими волнами с учётом пластических свойств грунта

В первой части данной главы рассматривается методика оптимизации вертикального сейсмического барьера при заданных грунтовых условиях и размере защищаемой зоны. Во второй части рассматривается взаимодействие барьера с поверхностными сейсмическими волнами в условиях высокого уровня сдвиговых и остаточных деформаций, соответствующих сильным землетрясениям и взрывам, для двух типов грунтов 3 категории – связных и сыпучих. На основании этого выполнен анализ применимости линейно упругого подхода и влиянию пластических свойств грунта на коэффициенты редукции барьера.

4.1 Методика оптимизации вертикального сейсмического барьера применительно к конкретным грунтовым условиям.

4.1.1 Критерии оптимальности решения.

Задача оптимизации вертикального сейсмического барьера относится к многокритериальной оптимизации с ограничениями на целевые функции. Фактически рассматриваются две взаимоисключающие целевые функции:

$$V_{bar}(\tilde{x}), \quad k_{red}(\tilde{x}) \quad (4.1)$$

где $V_{bar}(\tilde{x})$ - объем барьера, $k_{red}(\tilde{x})$ коэффициент редукции (возможно рассмотрение как коэффициента редукции по перемещениям, так и кинетической энергии) и \tilde{x} - переменные определяющие эти функции.

При заданном радиусе защищаемой территории R объём барьера равняется:

$$V_{bar} = \pi h \left((R+d)^2 - R^2 \right) = \pi h (d^2 + 2dR), \quad (4.2)$$

где h - глубина барьера, d - толщина барьера. Выражая высоту и ширину барьера через переменные (3.6), (3.7) и обозначая безразмерный радиус защищаемой зоны как $\tilde{R} = \frac{R}{l}$, получим целевую функцию объёма барьера:

$$V_{bar}(\tilde{A}, \tilde{r}). \quad (4.3)$$

Коэффициент редукции является функцией следующих параметров:

$$k_{red}(\tilde{E}, \tilde{\rho}, \tilde{A}, \tilde{r}), \quad (4.4)$$

где аргументы функции k_{red} определены уравнениями (3.10)- (3.13).

В отличие от задач однокритериальной оптимизации задачи многокритериальной оптимизации, как правило, не имеют единого глобального решения и рассматриваются различные критерии оптимальности решения. Наиболее употребительным из них является критерий оптимальности по Парето [134,135], заключающийся в следующем: точка $x_0 \in X$ (X -рассматриваемое пространство решений) является Парето оптимальной для набора целевых функций $F(\mathbf{x}) = (F_1(\mathbf{x}), F_2(\mathbf{x}), \dots, F_n(\mathbf{x}))$ если не существуют такие точки x , что $F(x) \leq F(x_0)$ и $F_i(x) < F_i(x_0)$ хотя бы для одной функции.

Одним из методов решения задачи оптимизации по Парето является переход оптимизации с ограничениями в виде неравенств [135]. В таком случае, исходная задача оптимизации вертикального сейсмического барьера разбивается на две:

1. Нахождение минимума коэффициента редукции при ограничении на объём барьера:

$$\min_{\tilde{E}, \tilde{\rho}, \tilde{A}, \tilde{r}} \left(k_{red}(\tilde{E}, \tilde{\rho}, \tilde{A}, \tilde{r}) \right) \quad @ \quad V_{bar}(\tilde{A}, \tilde{r}) \leq V_0; \quad (4.5)$$

2. Нахождение минимального объёма барьера при ограничении на коэффициент редукции барьера:

$$\min_{\tilde{A}, \tilde{r}} \left(V_{bar}(\tilde{A}, \tilde{r}) \right) \quad @ \quad k_{red}(\tilde{E}, \tilde{\rho}, \tilde{A}, \tilde{r}) \leq k_0. \quad (4.6)$$

В уравнениях (4.5) и (4.6) V_0 и k_0 предельно допустимые значения объёма барьера и коэффициента редукции. Здесь необходимо отметить, что, как правило, в практическом проектировании на барьер накладываются дополнительные требования в виде ограничений на его допустимый объём или уровень вибрации на защищаемом объекте. При этом, ограничения, рассмотренные в (4.5) и (4.6), являются прямой реализацией проектных ограничений.

Решение данной задачи осуществимо с помощью метода множителей Лагранжа или его обобщения с помощью условий Кунна-Таккера [135,136]. Вводя положительные множители Лагранжа α_1 и α_2 для первой и второй задач оптимизации (4.5) и (4.6) соответственно получим необходимые условия экстремума для первой задачи (4.5):

$$\begin{aligned} \nabla \left(k_{red}(\tilde{E}, \tilde{\rho}, \tilde{A}, \tilde{r}) + \alpha_1 V_{bar}(\tilde{A}, \tilde{r}) \right) &= 0 \\ \lambda(V_{bar}(\tilde{A}, \tilde{r}) - V_0) &= 0, \quad \alpha_1 \geq 0, \end{aligned} \quad (4.7)$$

и второй задачи (4.6):

$$\begin{aligned} \nabla \left(V_{bar}(\tilde{A}, \tilde{r}) + \alpha_2 k_{red}(\tilde{E}, \tilde{\rho}, \tilde{A}, \tilde{r}) \right) &= 0 \\ \lambda(k_{red}(\tilde{E}, \tilde{\rho}, \tilde{A}, \tilde{r}) - k_0) &= 0, \quad \alpha_2 \geq 0. \end{aligned} \quad (4.8)$$

Достаточным условием минимума является положительная определённость квадратичной формы:

$$\forall_{\mathbf{x} \in X, \mathbf{x} \neq 0} \quad \mathbf{x}H\mathbf{x}^t > 0, \quad (4.9)$$

где \mathbf{x} - вектор аргументов функции, а X - область значений аргументов функции и H - матрица Гессе функции $L_1 = k_{red}(\tilde{E}, \tilde{\rho}, \tilde{A}, \tilde{r}) + \alpha_1 V_{bar}(\tilde{A}, \tilde{r})$ для первой задачи и $L_2 = V_{bar}(\tilde{A}, \tilde{r}) + \alpha_2 k_{red}(\tilde{E}, \tilde{\rho}, \tilde{A}, \tilde{r})$ для второй задачи $H = \nabla_{\mathbf{x}} \nabla_{\mathbf{x}} \left(L_{1,2}(\tilde{E}, \tilde{\rho}, \tilde{A}, \tilde{r}) \right)$, где вектор $\mathbf{x} = (\tilde{E}, \tilde{\rho}, \tilde{A}, \tilde{r})$ обозначает пространство аргументов функций L_1 и L_2 .

Очевидно, что объём барьера не зависит от характеристик его материала, а в соответствии с результатами, полученными в 3 главе настоящей диссертации, минимальность k_{red} при постоянных геометрических параметрах барьера гарантируется при максимальном различии механических характеристик материала барьера и грунта. Таким образом, при оптимальном выборе материала барьера, задача сводится к нахождению его оптимальных геометрических параметров и тогда задачи 1 и 2 преобразуются к виду:

$$\min_{\tilde{A}, \tilde{r}} (k_{red}(\tilde{A}, \tilde{r})) \quad @ \quad V_{bar}(\tilde{A}, \tilde{r}) \leq V_0; \quad (4.10)$$

$$\min_{\tilde{A}, \tilde{r}} (V_{bar}(\tilde{A}, \tilde{r})) \quad @ \quad k_{red}(\tilde{A}, \tilde{r}) \leq k_0. \quad (4.11)$$

с достаточным условием минимума:

$$\forall_{\mathbf{x} \in X, \mathbf{x} \neq 0} \mathbf{x} H \mathbf{x}^t > 0, \quad (4.12)$$

где $H = \nabla_{\mathbf{x}} \nabla_{\mathbf{x}} (L_1(\tilde{A}, \tilde{r}))$ для задачи (4.10) и $H = \nabla_{\mathbf{x}} \nabla_{\mathbf{x}} (L_2(\tilde{A}, \tilde{r}))$ для задачи (4.11), $L_1 = k_{red}(\tilde{A}, \tilde{r}) + \alpha_1 V_{bar}(\tilde{A}, \tilde{r})$ и $L_2 = V_{bar}(\tilde{A}, \tilde{r}) + \alpha_2 k_{red}(\tilde{A}, \tilde{r})$, $\mathbf{x} = (\tilde{A}, \tilde{r})$ и X - рассматриваемая область значений \tilde{A} и \tilde{r} .

4.1.2 Запись оптимизационных алгоритмов в разностной форме

Для решения обеих задач оптимизации (4.7) и (4.8) уравнения (4.10)- (4.12) необходимо переписать в разностной форме. В таком случае первая задача оптимизации будет иметь вид:

$$\begin{cases} \frac{k_{red}(\tilde{A} + \Delta\tilde{A}, \tilde{r}) - k_{red}(\tilde{A}, \tilde{r}) + \alpha_1 (V_{bar}(\tilde{A} + \Delta\tilde{A}, \tilde{r}) - V_{bar}(\tilde{A}, \tilde{r}))}{\Delta\tilde{A}} = 0 \\ \frac{k_{red}(\tilde{A}, \tilde{r} + \Delta\tilde{r}) - k_{red}(\tilde{A}, \tilde{r}) + \alpha_1 (V_{bar}(\tilde{A}, \tilde{r} + \Delta\tilde{r}) - V_{bar}(\tilde{A}, \tilde{r}))}{\Delta\tilde{r}} = 0 \end{cases}, \quad (4.13)$$

с компонентами матрицы Гёссе функции:

$$\begin{aligned}
h_{11} &= \frac{k_{red}(\tilde{A} + 2\Delta\tilde{A}, \tilde{r}) + k_{red}(\tilde{A}, \tilde{r}) + \alpha_1(V_{bar}(\tilde{A} + 2\Delta\tilde{A}, \tilde{r}) + V_{bar}(\tilde{A}, \tilde{r}))}{\Delta\tilde{A}} \\
h_{22} &= \frac{k_{red}(\tilde{A}, \tilde{r} + 2\Delta\tilde{r}) + k_{red}(\tilde{A}, \tilde{r}) + \alpha_1(V_{bar}(\tilde{A}, \tilde{r} + 2\Delta\tilde{r}) + V_{bar}(\tilde{A}, \tilde{r}))}{\Delta\tilde{r}} \\
h_{12} = h_{21} &= \frac{1}{\Delta\tilde{A}\Delta\tilde{r}} \left[k_{red}(\tilde{A} + \Delta\tilde{A}, \tilde{r} + \Delta\tilde{r}) - k_{red}(\tilde{A}, \tilde{r} + \Delta\tilde{r}) + \right. \\
&+ \alpha_1(V_{bar}(\tilde{A} + \Delta\tilde{A}, \tilde{r} + \Delta\tilde{r}) - V_{bar}(\tilde{A}, \tilde{r} + \Delta\tilde{r})) - \\
&\left. - k_{red}(\tilde{A} + \Delta\tilde{A}, \tilde{r}) + k_{red}(\tilde{A}, \tilde{r}) - \alpha_1(V_{bar}(\tilde{A} + \Delta\tilde{A}, \tilde{r}) - V_{bar}(\tilde{A}, \tilde{r})) \right]
\end{aligned} \quad (4.14)$$

В таком случае проверочное условие положительной определённости формы (4.12) принимает вид:

$$\begin{aligned}
h_{11} &> 0 \\
h_{11} * h_{22} - h_{12}^2 &> 0.
\end{aligned} \quad (4.15)$$

В случае второй задачи уравнение (4.15) сохраняется, а уравнения (4.13) и (4.14) преобразуются к виду:

$$\begin{cases} \frac{V_{bar}(\tilde{A} + \Delta\tilde{A}, \tilde{r}) - V_{bar}(\tilde{A}, \tilde{r}) + \alpha_1(k_{red}(\tilde{A} + \Delta\tilde{A}, \tilde{r}) - k_{red}(\tilde{A}, \tilde{r}))}{\Delta\tilde{A}} = 0 \\ \frac{V_{bar}(\tilde{A}, \tilde{r} + \Delta\tilde{r}) - V_{bar}(\tilde{A}, \tilde{r}) + \alpha_1(k_{red}(\tilde{A}, \tilde{r} + \Delta\tilde{r}) - k_{red}(\tilde{A}, \tilde{r}))}{\Delta\tilde{r}} = 0 \end{cases}, \quad (4.16)$$

$$\begin{aligned}
h_{11} &= \frac{V_{bar}(\tilde{A} + 2\Delta\tilde{A}, \tilde{r}) + V_{bar}(\tilde{A}, \tilde{r}) + \alpha_1(k_{red}(\tilde{A} + 2\Delta\tilde{A}, \tilde{r}) + k_{red}(\tilde{A}, \tilde{r}))}{\Delta\tilde{A}} \\
h_{22} &= \frac{V_{bar}(\tilde{A}, \tilde{r} + 2\Delta\tilde{r}) + V_{bar}(\tilde{A}, \tilde{r}) + \alpha_1(k_{red}(\tilde{A}, \tilde{r} + 2\Delta\tilde{r}) + k_{red}(\tilde{A}, \tilde{r}))}{\Delta\tilde{r}} \\
h_{12} = h_{21} &= \frac{1}{\Delta\tilde{A}\Delta\tilde{r}} \left[V_{bar}(\tilde{A} + \Delta\tilde{A}, \tilde{r} + \Delta\tilde{r}) - V_{bar}(\tilde{A}, \tilde{r} + \Delta\tilde{r}) + \right. \\
&+ \alpha_1(k_{red}(\tilde{A} + \Delta\tilde{A}, \tilde{r} + \Delta\tilde{r}) - k_{red}(\tilde{A}, \tilde{r} + \Delta\tilde{r})) - \\
&\left. - V_{bar}(\tilde{A} + \Delta\tilde{A}, \tilde{r}) + V_{bar}(\tilde{A}, \tilde{r}) - \alpha_1(k_{red}(\tilde{A} + \Delta\tilde{A}, \tilde{r}) - k_{red}(\tilde{A}, \tilde{r})) \right]
\end{aligned} \quad (4.17)$$

Системы уравнений (4.13) -(4.15) и (4.15) -(4.17) достаточны для решения первой (4.5) и второй задач (4.6) оптимизации вертикального сейсмического барьера соответственно.

4.1.3 Пример нахождения оптимального решения для заданных грунтовых условий.

Далее рассмотрим оптимизацию геометрии барьеров из высокоплотного железобетона и экстрадированного пенополистерола для участка территории радиуса 50 м со следующими грунтовыми условиями:

$$\rho_{soil} = 1885 \text{ кг/м}^3, E_{soil} \approx 60 \text{ МПа}, \nu_{soil} = 0.35, \quad (4.18)$$

и минимальной расчётной частотой воздействия $f = 2 \text{ Гц}$. Данные по материалам приведены в таблице 3.2.

На основании расчёта для двух типов барьеров с использованием метода оптимизации, описанного выше получаются следующие геометрические параметры барьеров при ограничении на объём V_0 :

Таблица 4.1. – Результаты расчёта параметров барьера

Материал	\tilde{A}	\tilde{r}	$h, \text{м}$	$d, \text{м}$
Пенополистерол	0.596	3.58	29.810	6.450
Высокоплотный бетон	0.596	18.05	67.175	2.870

4.2 Анализ взаимодействия вертикальных сейсмических барьеров с учётом пластических свойств грунта

4.2.1 Исходные данные

Далее рассмотрен анализ влияния пластических свойств грунта на взаимодействие поверхностных сейсмических волн с вертикальными барьерами из железобетона (класс бетона – В30) при разных уровнях сдвиговых деформаций в грунте. Характеристики грунтов приведены в таблице 4.1, в качестве упруго- пластичной модели грунта рассмотрена модель Мора-Кулона с линейно-упругой частью.

Таблица 4.1. – Физико-механические характеристики рассматриваемых грунтов.

Грунт	$\rho, \text{кг/м}^3$	$E, \text{МПа}$	ν	$c, \text{кПа}$	$\varphi, \text{м}$	ψ
Песчаный	1750.00	24.00	0.32	1.00	30.00	0.00
Глинистый	1800.00	87.22	0.34	50.00	23.000	0.00

Расчёт проводился в два этапа. На первом этапе определено напряжённое состояние грунта с учётом последовательности строительства барьера в

статической постановке, а на втором этапе проведён анализ взаимодействия поверхностных волн с вертикальными сейсмическими барьерами в прямой динамической постановке с использованием явной разностной схемы интегрирования и учётом пластических свойств среды.

Нагрузка, генерирующая поверхностные волны Рэлея, задавалась в виде (3.2) аналогично расчётам в упругой постановке. Однако в отличие от упругого расчёта, в данном случае амплитуда нагружения является существенным фактором и определяет уровень сдвиговых деформаций в грунте. Таким образом, варьируя величину амплитуды воздействия были получены различные значения сдвиговых деформаций в приповерхностном слое защищаемой зоны. Для каждого из которых строились кривые амплитуд перемещений точек без барьера и после его установки.

4.2.2 Результаты расчёта для песчаных грунтов

Вертикальные и горизонтальные начальные напряжения в грунтовом массиве до установки барьера показаны на рисунках 4.1 и 4.2. Вертикальные и горизонтальные напряжения в грунтовом массиве с учётом строительства барьера показаны на рисунках 4.3 и 4.4. Расчёт проводился для следующего диапазона сдвиговых деформаций: $\gamma = 10^{-6} \div 10^{-3}$. При этом, значения коэффициента редукиции по перемещениям для $\gamma = 10^{-6}$ совпадает с результатами, полученными при упругом расчёте.

На рисунках 4.5 – 4.13 показаны графики амплитуды перемещений в точке на расстоянии $\frac{l}{2}$ от барьера до его установки и после. Графики на этих рисунках построены при $\frac{h}{l} = 1.0 \div 3.0, \frac{d}{l} = 1.0, \omega = 12.56 \text{ рад/с}$ (l - длина волны Рэлея, h, d - глубина и ширина барьера соответственно).

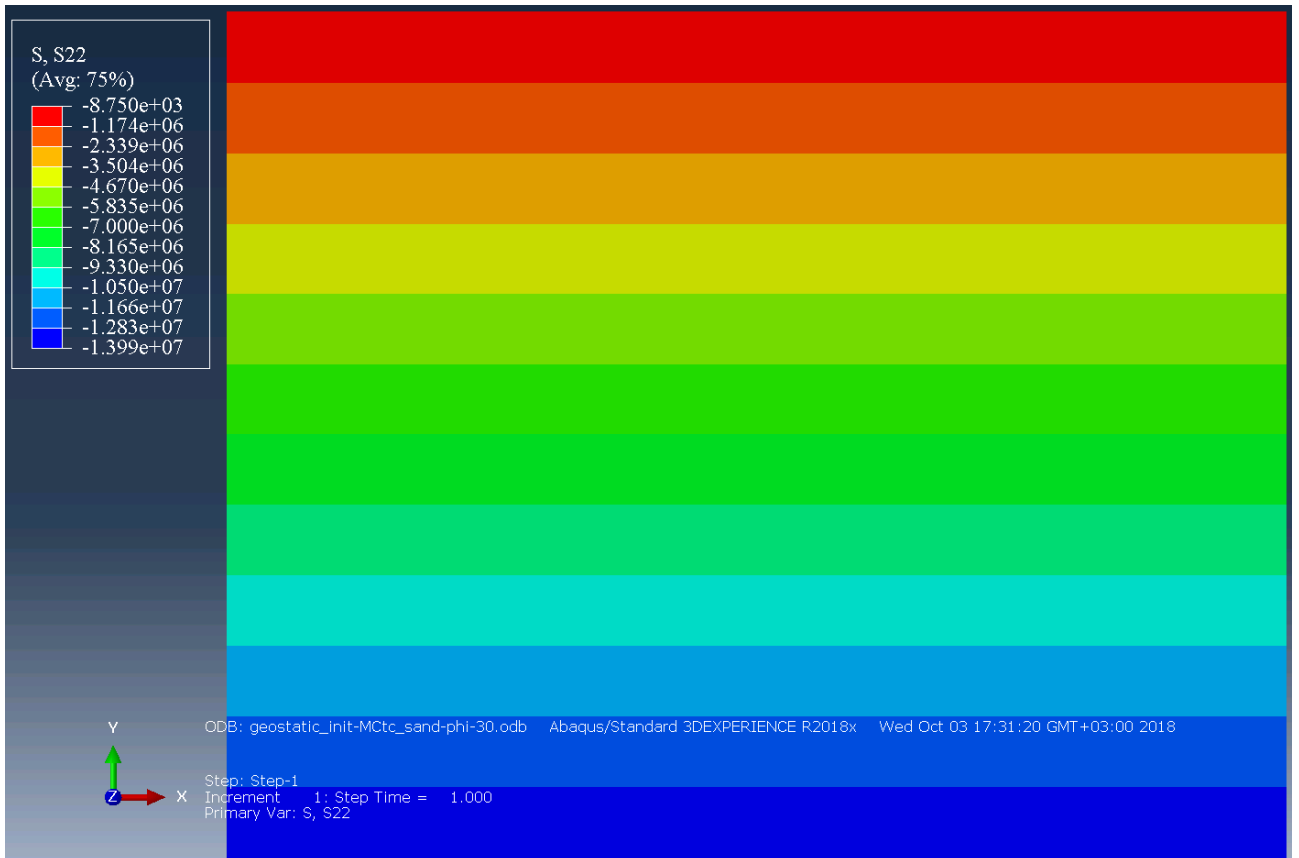


Рисунок 4.1. – Начальные вертикальные напряжения в грунте до строительства барьера (Па).

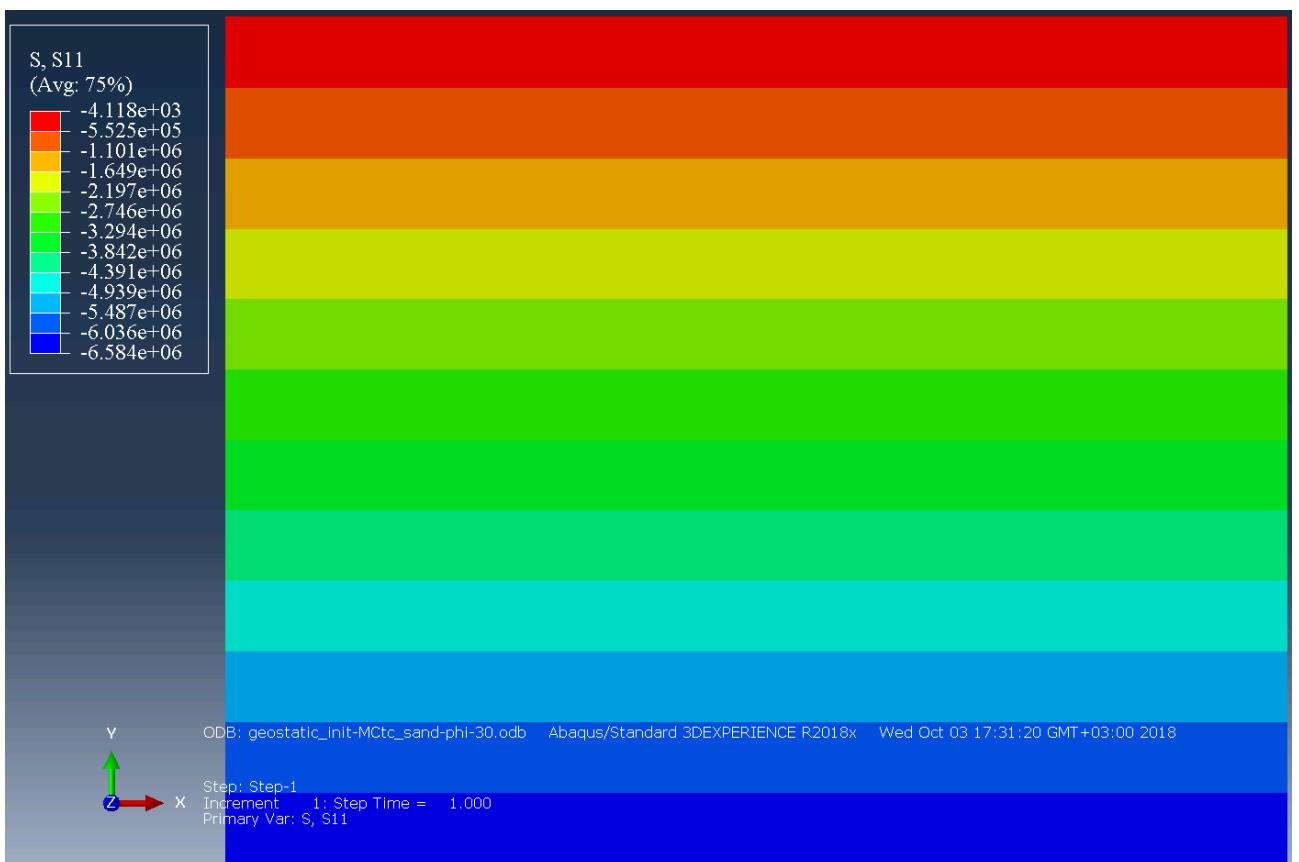


Рисунок 4.2. – Начальные горизонтальные напряжения в грунте до строительства барьера(Па).

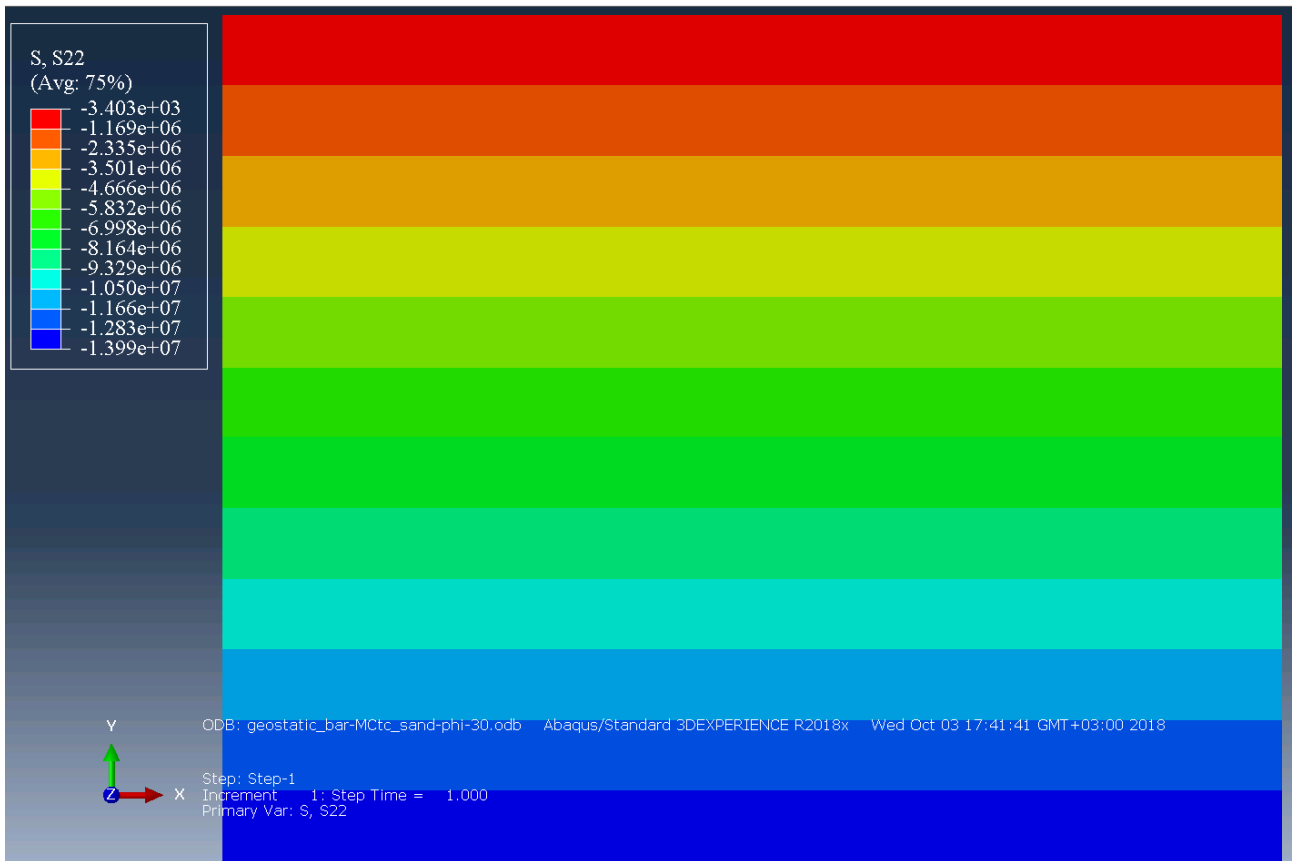


Рисунок 4.3. – Начальные вертикальные напряжения в грунте после строительства барьера(Па).

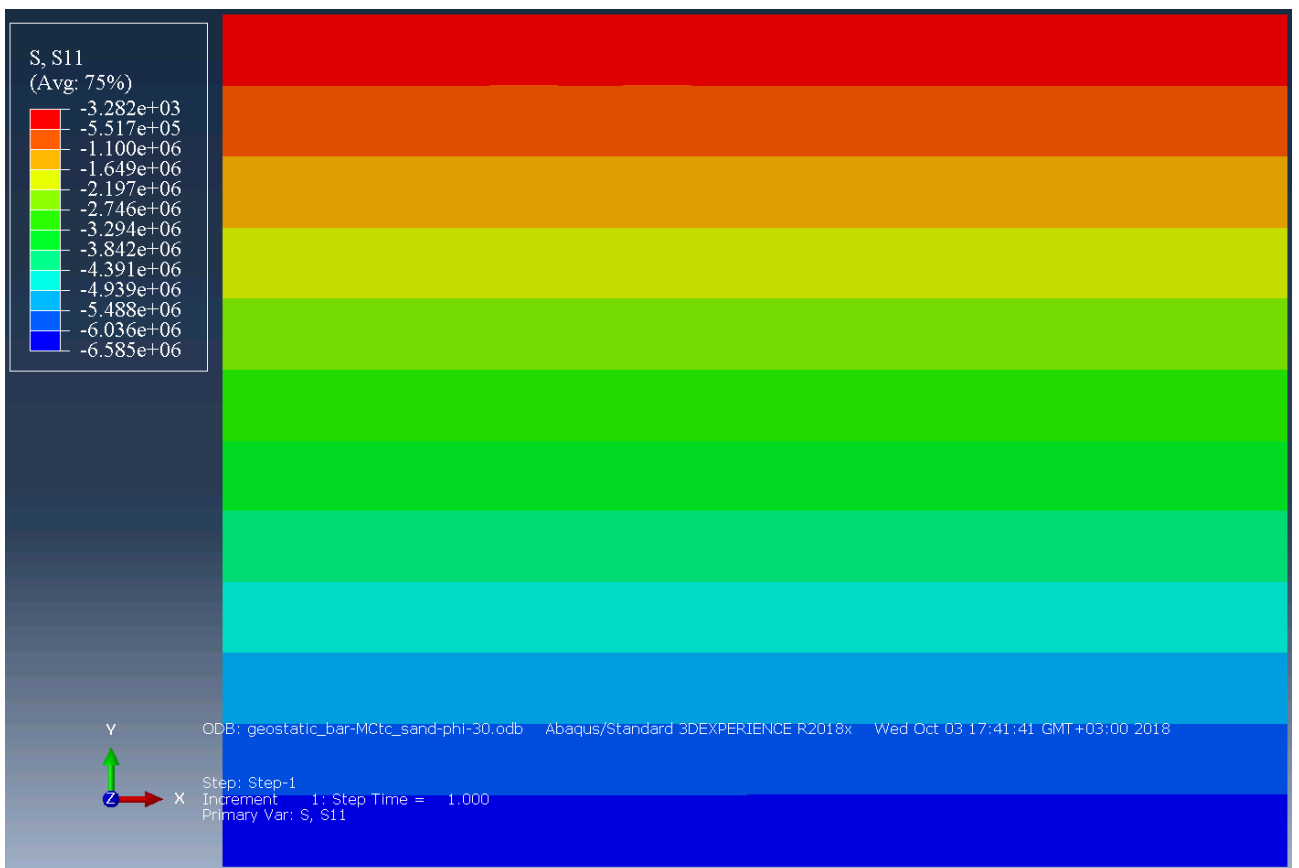


Рисунок 4.4. – Начальные горизонтальные напряжения в грунте после строительства барьера (Па).

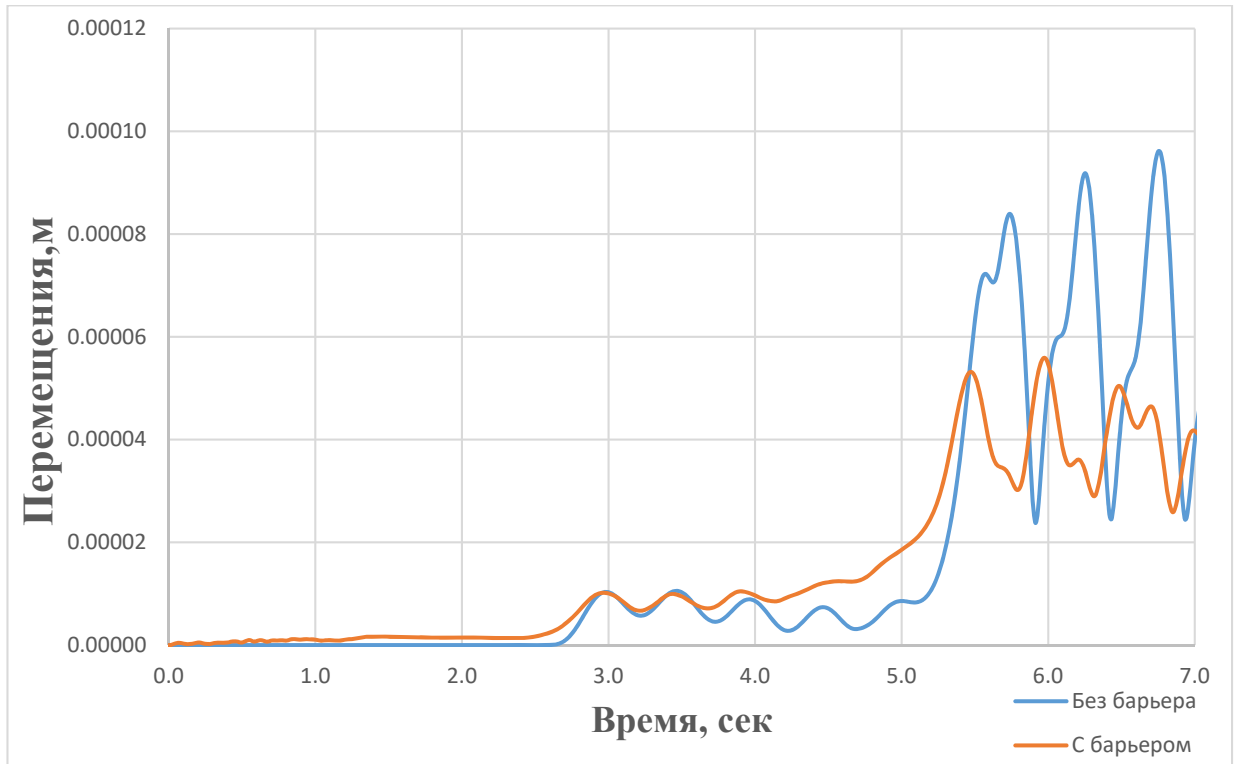


Рисунок 4.5. – Амплитуда перемещений точки на расстоянии $\frac{l}{2}$ от барьера без барьера и после его установки ($\frac{h}{l} = 1.0, \frac{d}{l} = 0.09, \omega = 12.56 \text{ рад/с}, \gamma = 10^{-5}$).

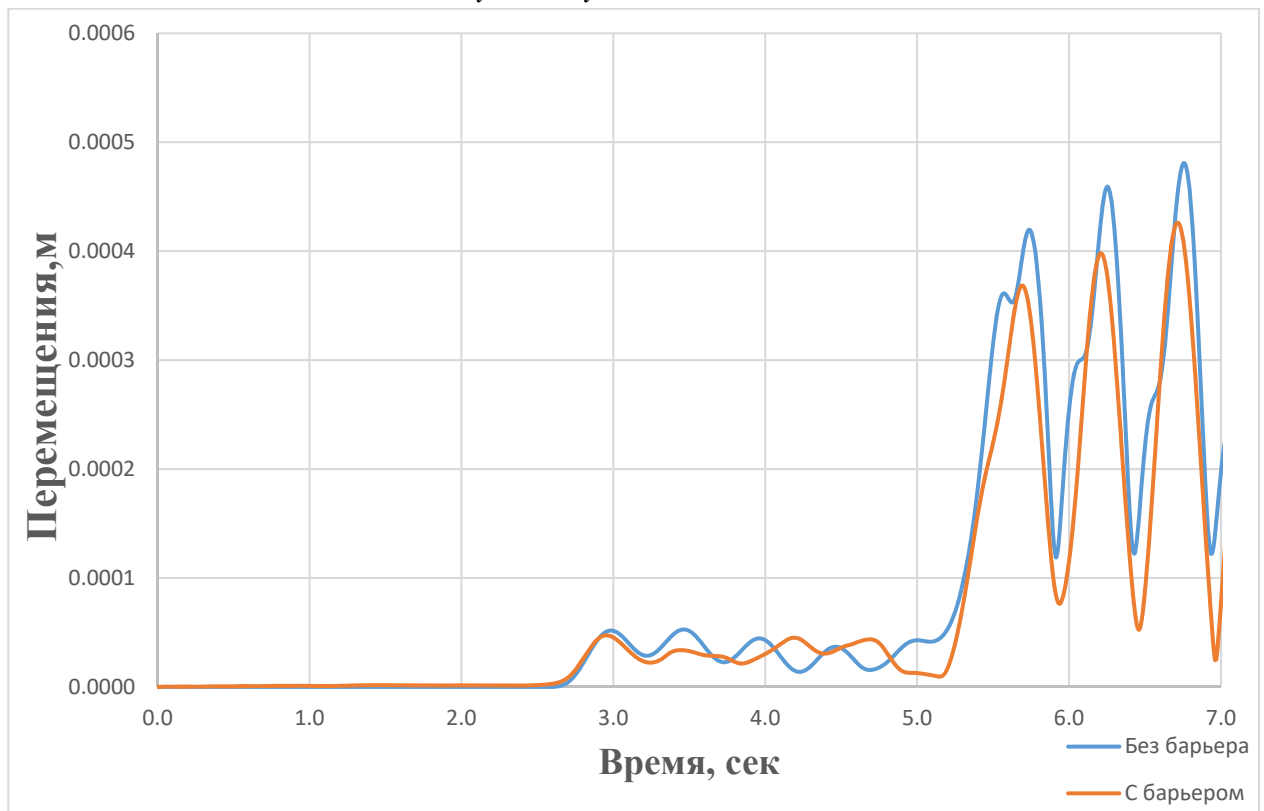


Рисунок 4.6. – Амплитуда перемещений точки на расстоянии $\frac{l}{2}$ от барьера без барьера и после его установки ($\frac{h}{l} = 1.0, \frac{d}{l} = 0.09, \omega = 12.56 \text{ рад/с}, \gamma = 5 \cdot 10^{-5}$).

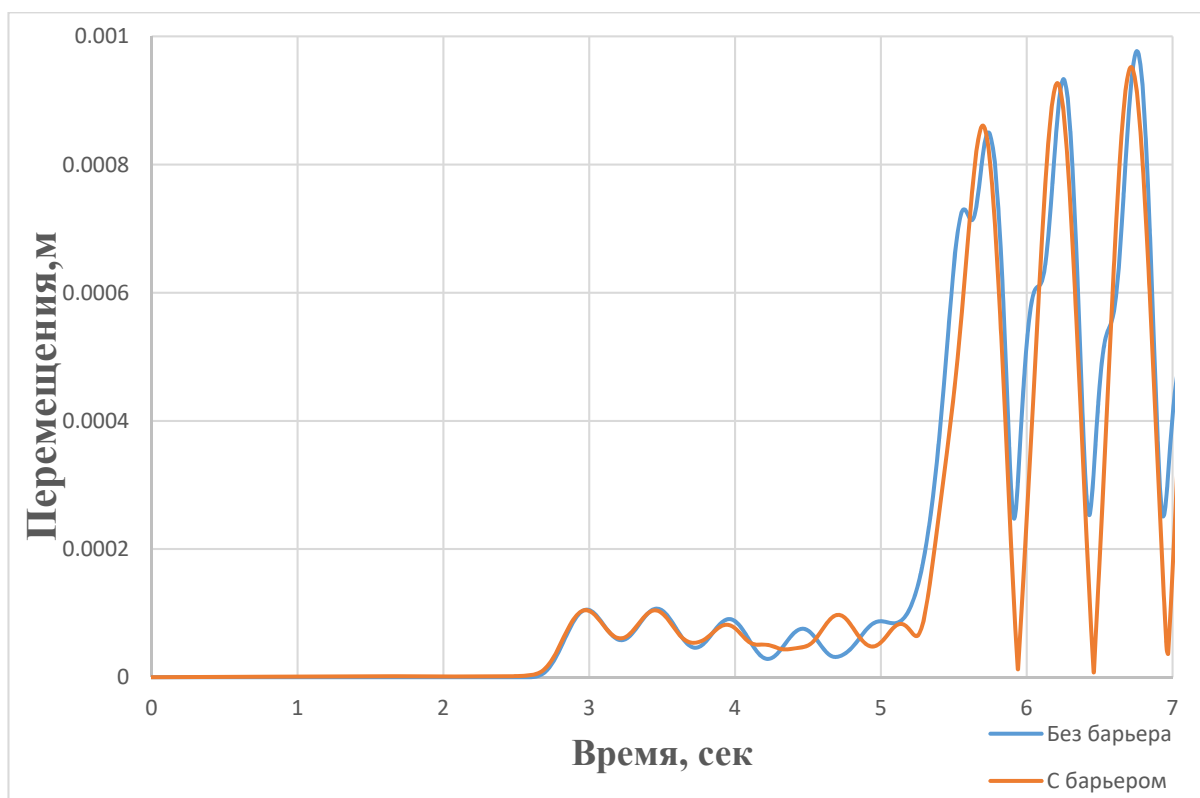


Рисунок 4.7. – Амплитуда перемещений точки на расстоянии $\frac{l}{2}$ от барьера без барьера и после его установки ($\frac{h}{l} = 1.0, \frac{d}{l} = 0.09, \omega = 12.56 \text{ рад/с}, \gamma = 10^{-4}$).

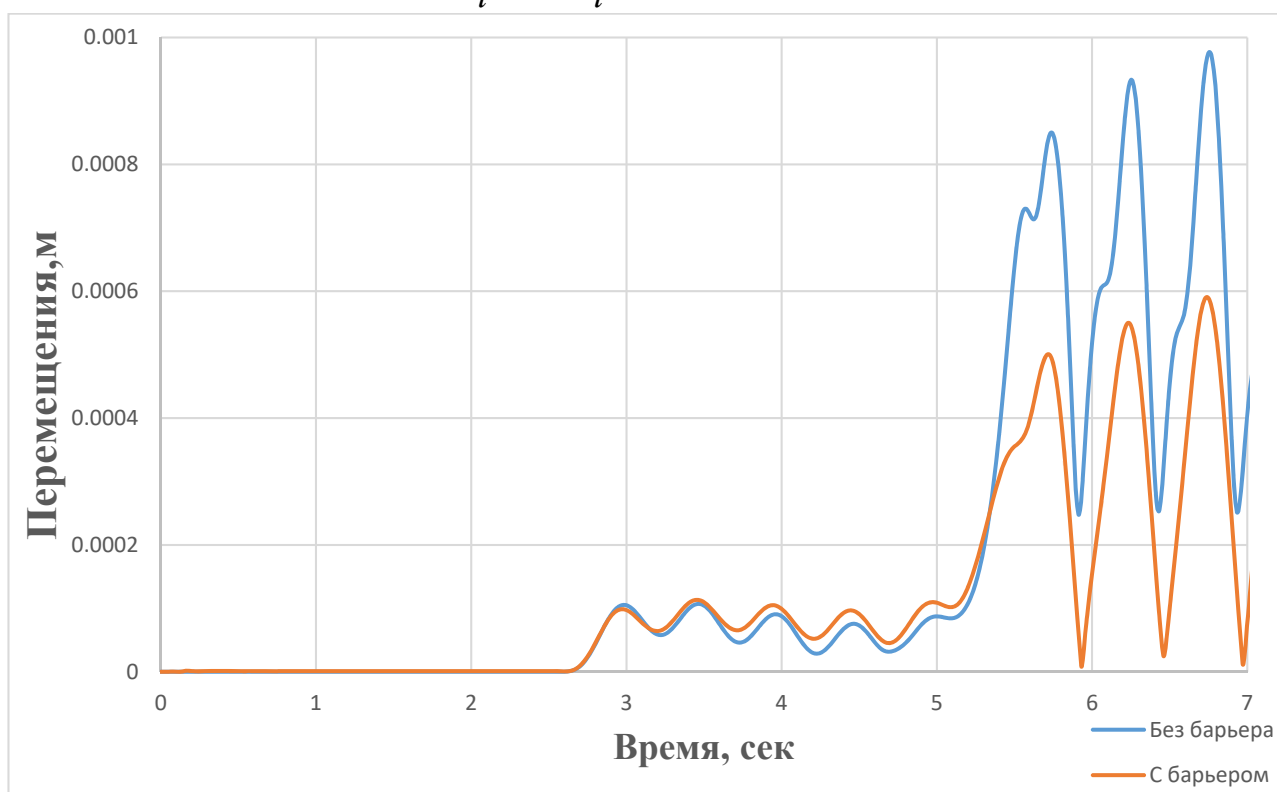


Рисунок 4.8. – Амплитуда перемещений точки на расстоянии $\frac{l}{2}$ от барьера без барьера и после его установки ($\frac{h}{l} = 2.0, \frac{d}{l} = 0.09, \omega = 12.56 \text{ рад/с}, \gamma = 1 \cdot 10^{-4}$).

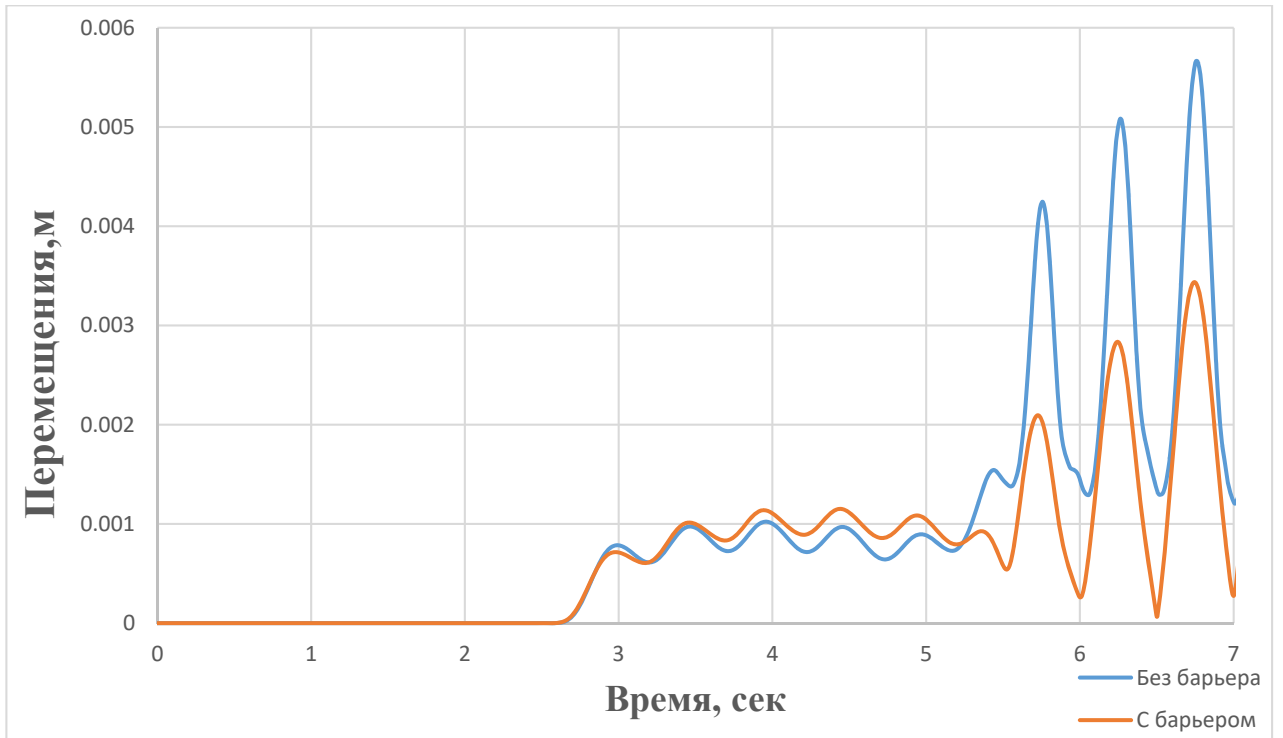


Рисунок 4.9. – Амплитуда перемещений точки на расстоянии $\frac{l}{2}$ от барьера без барьера и после его установки ($\frac{h}{l} = 2.0, \frac{d}{l} = 0.09, \omega = 12.56 \text{ рад/с}, \gamma = 5 \cdot 10^{-4}$).

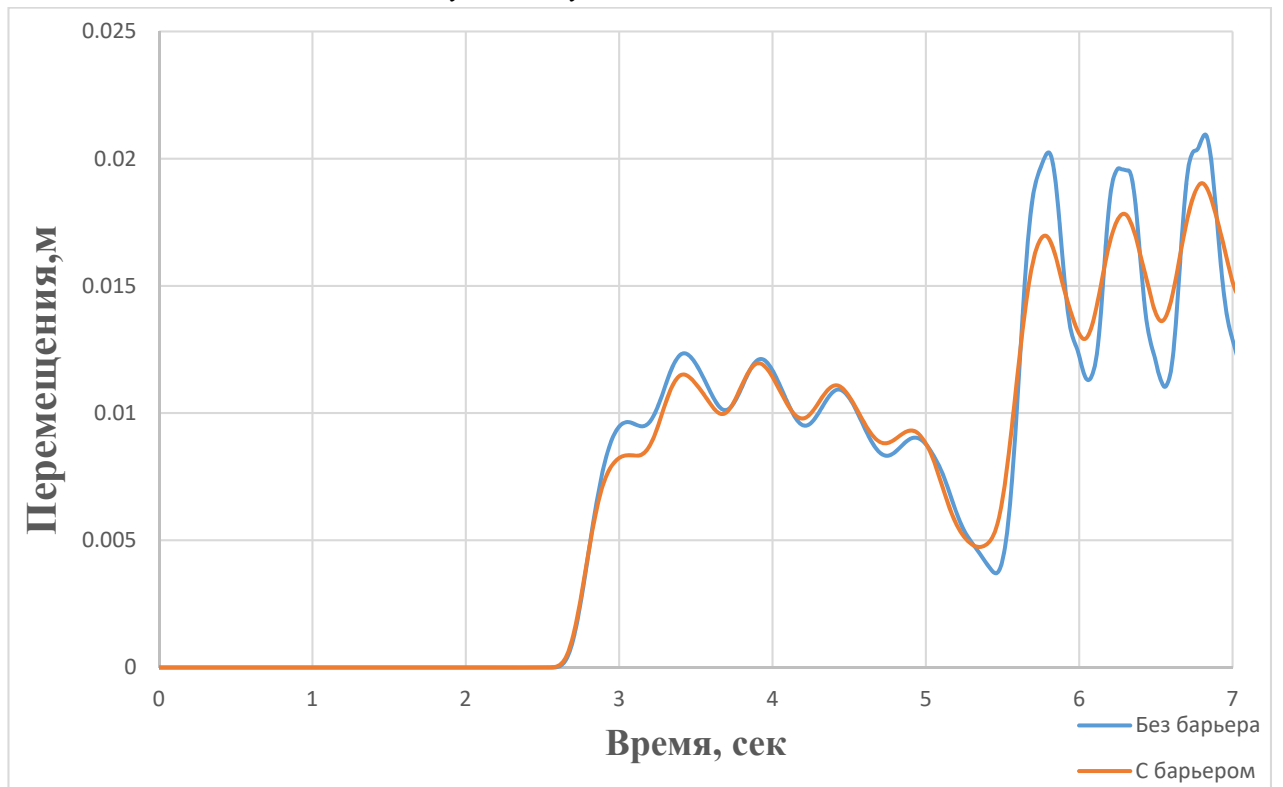


Рисунок 4.10. – Амплитуда перемещений точки на расстоянии $\frac{l}{2}$ от барьера без барьера и после его установки ($\frac{h}{l} = 2.0, \frac{d}{l} = 0.09, \omega = 12.56 \text{ рад/с}, \gamma = 10^{-3}$).

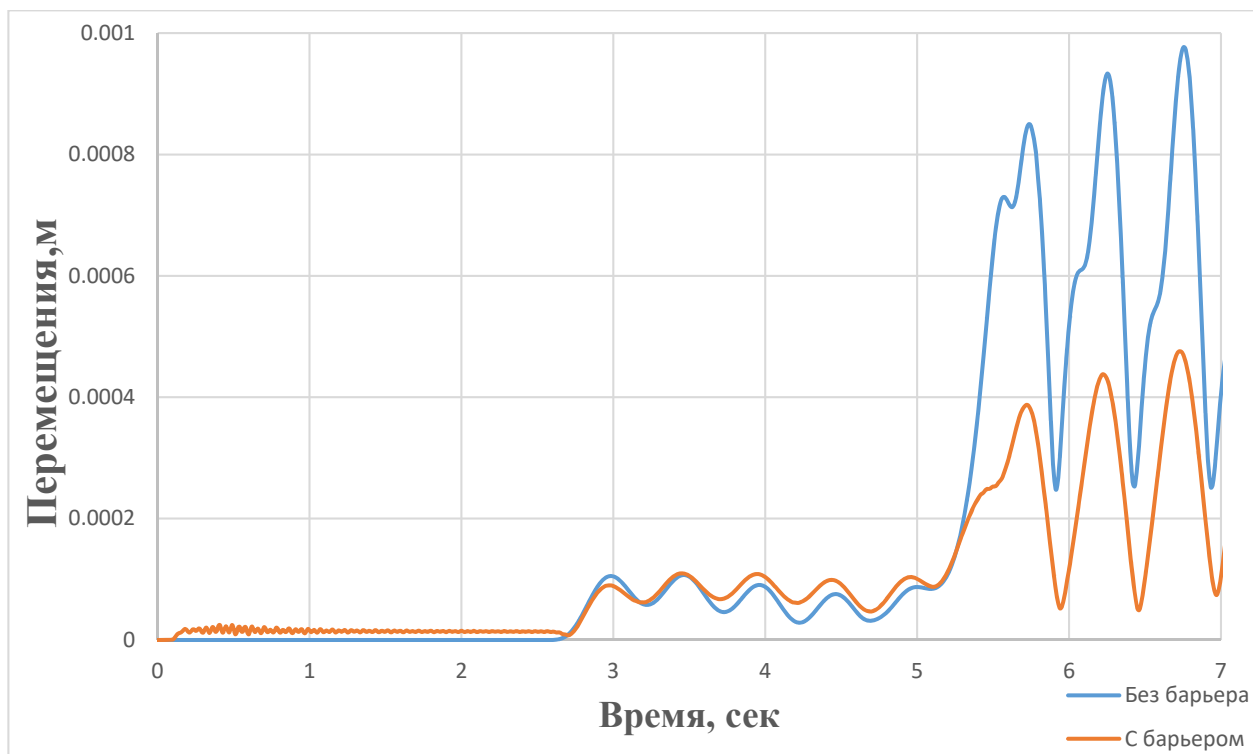


Рисунок 4.11. – Амплитуда перемещений точки на расстоянии $\frac{l}{2}$ от барьера без барьера и после его установки ($\frac{h}{l} = 3.0, \frac{d}{l} = 0.09, \omega = 12.56 \text{ рад} / \text{с}, \gamma = 10^{-4}$).

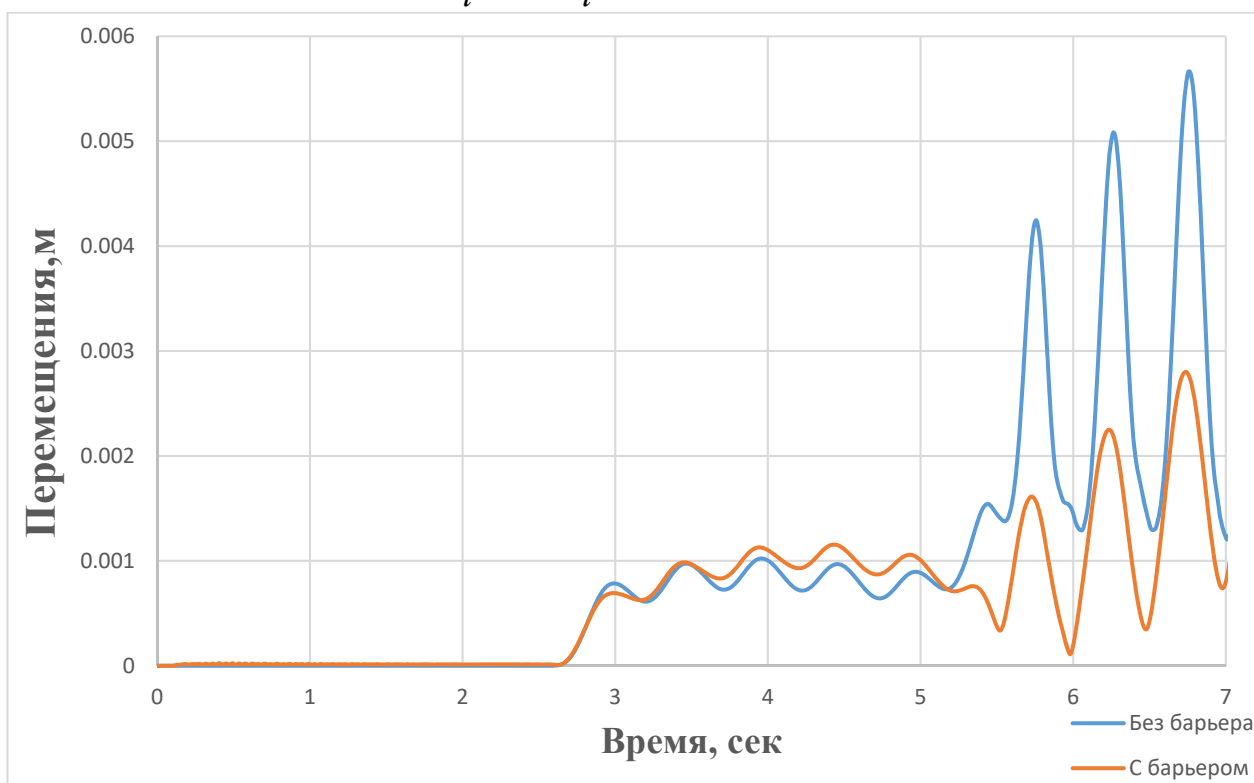


Рисунок 4.12. – Амплитуда перемещений точки на расстоянии $\frac{l}{2}$ от барьера без барьера и после его установки ($\frac{h}{l} = 3.0, \frac{d}{l} = 0.09, \omega = 12.56 \text{ рад} / \text{с}, \gamma = 5 \cdot 10^{-4}$).

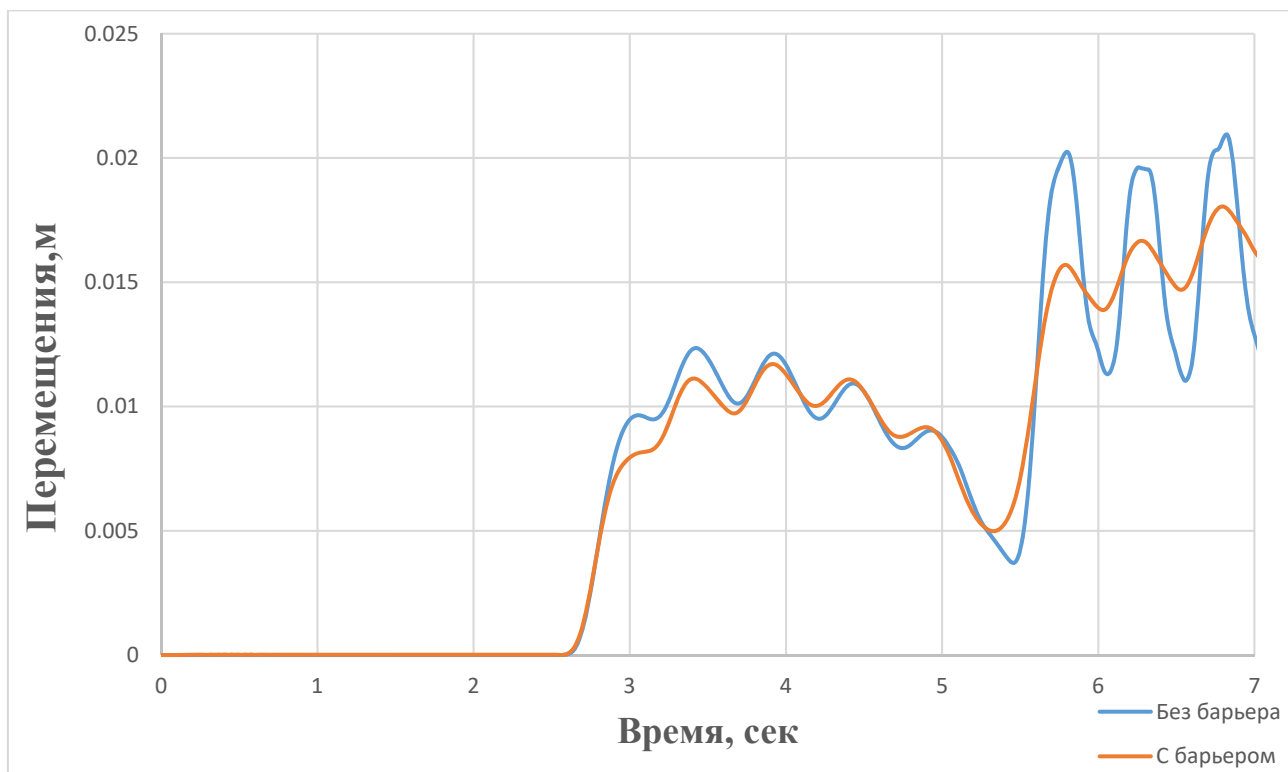


Рисунок 4.13. – Амплитуда перемещений точки на расстоянии $\frac{l}{2}$ от барьера без барьера и после его установки ($\frac{h}{l} = 3.0, \frac{d}{l} = 0.09, \omega = 12.56 \text{ рад/с}, \gamma = 10^{-3}$).

Полученные результаты показывают, что при высоких уровнях сдвиговых деформаций образование пластических зон ухудшает защитные свойства вертикального сейсмического барьера. При этом для глубины барьера сравнимой с длиной поверхностной волны потеря эффективности барьера происходит при меньших значениях сдвиговых деформаций. Для более слабых сыпучих грунтов (с меньшими значениями угла внутреннего трения) потеря эффективности сейсмического барьера происходит раньше. Ширина барьера практически не оказывает влияние на начало потери эффективности барьера.

4.2.3 Результаты расчёта для глинистых грунтов

В данном разделе проведён анализ взаимодействия поверхностных волн Рэлея с вертикальными барьерами для связных грунтов (глины, суглинки). Вертикальные и горизонтальные начальные напряжения в грунтовом массиве до установки барьера и после строительства барьера вычислялись аналогично

расчёту для несвязных грунтов на основании решения статической задачи с учётом стадийности. Расчёт проводился для следующего диапазона сдвиговых деформаций: $\gamma = 10^{-6} \div 10^{-3}$. При этом, значения коэффициента редукции по перемещениям для $\gamma = 10^{-6}$ совпадает с результатами, полученными при упругом расчёте.

На рисунках 4.14 – 4.22 показаны графики амплитуды перемещений в точке на расстоянии $\frac{l}{2}$ от барьера до его установки и после. Графики на этих рисунках построены при $\frac{h}{l} = 1.0 \div 3.0, \frac{d}{h} = 1.0, \omega = 25.12 \text{ рад/с}$ (l - длина волны Рэлея, h, d - глубина и ширина барьера соответственно). Здесь показаны результаты для больших толщин барьера. Для малых толщин барьера результаты аналогичны результатам, полученным для песков.

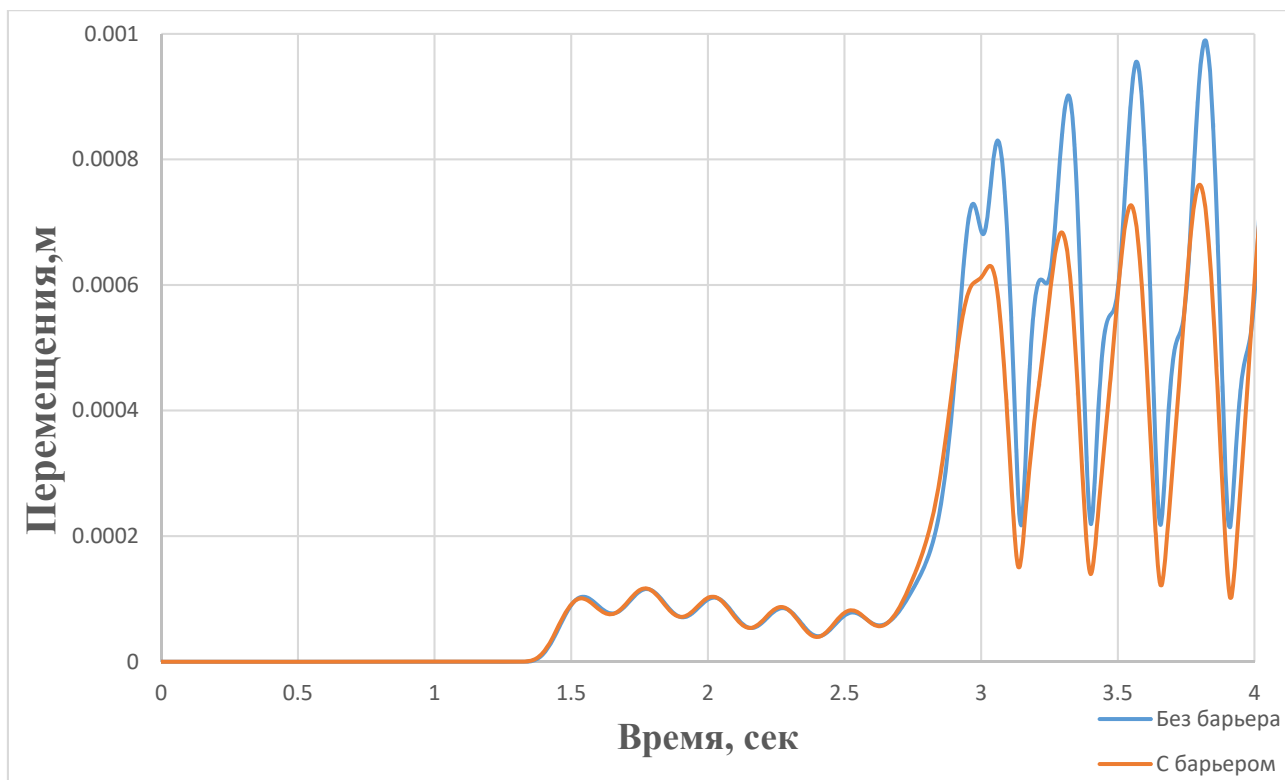


Рисунок 4.14. – Амплитуда перемещений точки на расстоянии $\frac{l}{2}$ от барьера без барьера и после его установки ($\frac{h}{l} = 1.0, \frac{d}{h} = 0.1, \omega = 25.12 \text{ рад/с}, \gamma = 10^{-4}$).

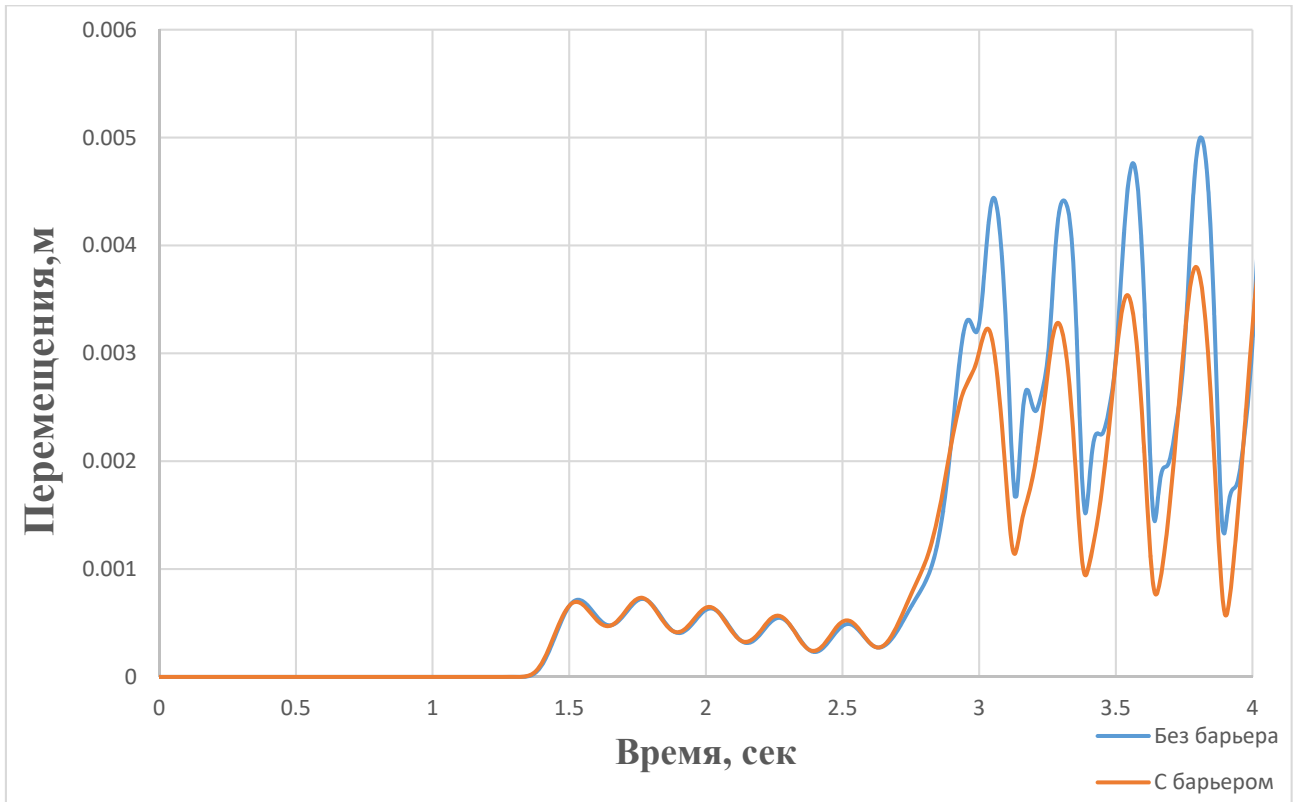


Рисунок 4.15. – Амплитуда перемещений точки на расстоянии $\frac{l}{2}$ от барьера без барьера и после его установки ($\frac{h}{l} = 1.0, \frac{d}{h} = 0.1, \omega = 25.12 \text{ рад/с}, \gamma = 5 \cdot 10^{-4}$).

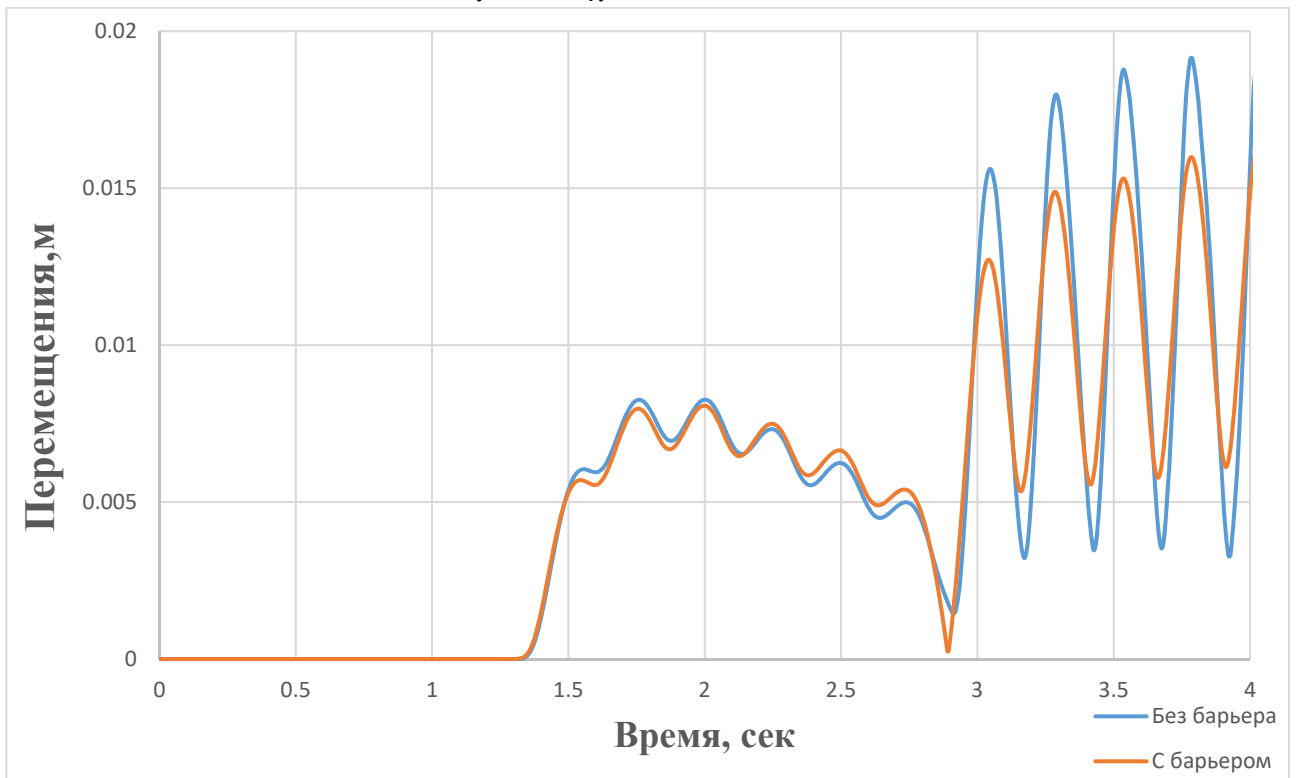


Рисунок 4.16. – Амплитуда перемещений точки на расстоянии $\frac{l}{2}$ от барьера без барьера и после его установки ($\frac{h}{l} = 1.0, \frac{d}{h} = 0.1, \omega = 25.12 \text{ рад/с}, \gamma = 10^{-3}$).



Рисунок 4.17. – Амплитуда перемещений точки на расстоянии $\frac{l}{2}$ от барьера без барьера и после его установки ($\frac{h}{l} = 2.0, \frac{d}{h} = 0.1, \omega = 25.12 \text{ рад/с}, \gamma = 10^{-3}$).

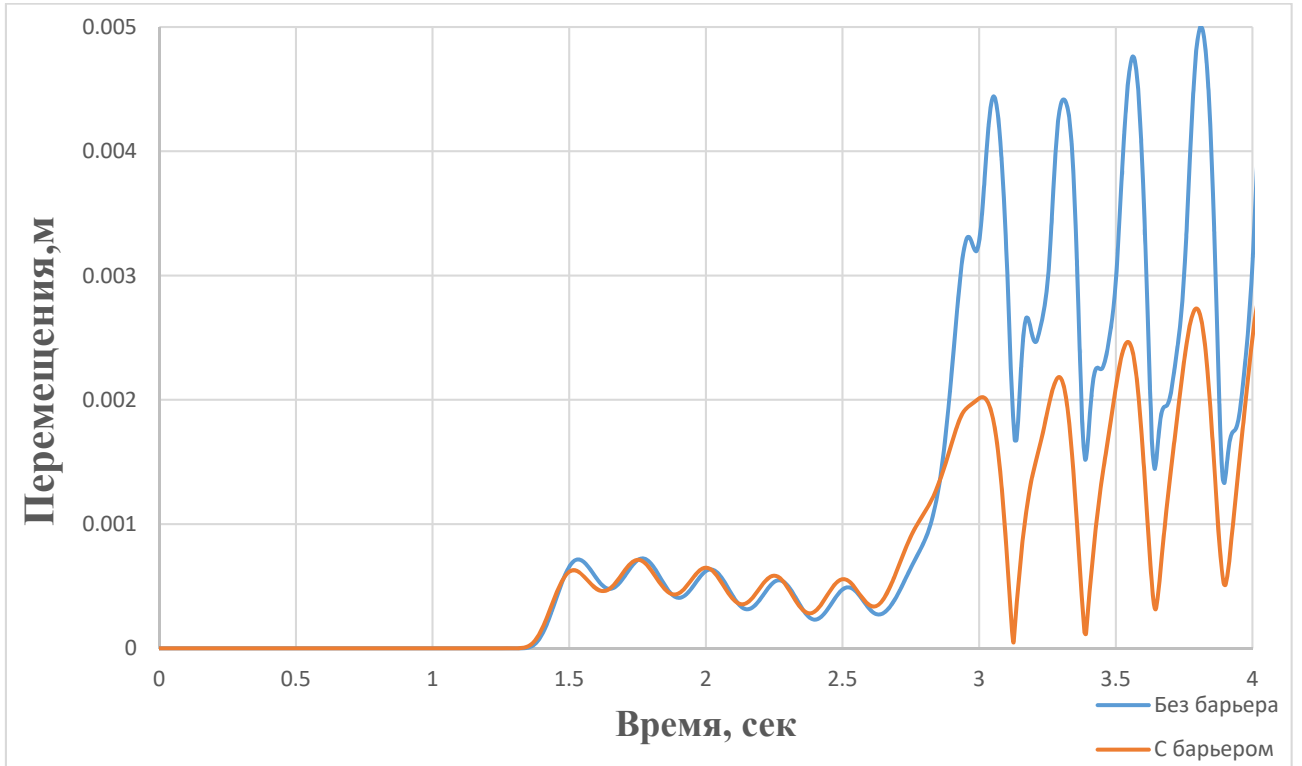


Рисунок 4.18. – Амплитуда перемещений точки на расстоянии $\frac{l}{2}$ от барьера без барьера и после его установки ($\frac{h}{l} = 2.0, \frac{d}{h} = 0.1, \omega = 25.12 \text{ рад/с}, \gamma = 10^{-3}$).

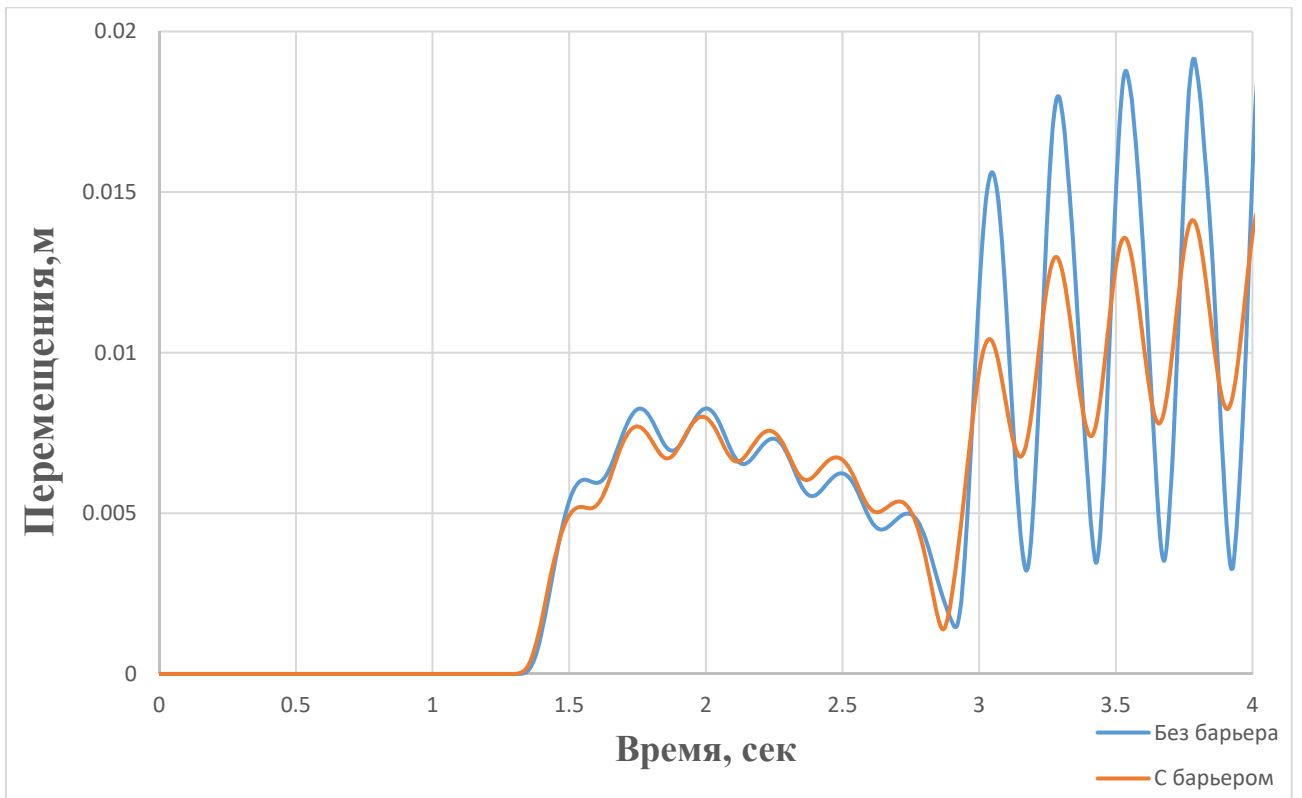


Рисунок 4.19. – Амплитуда перемещений точки на расстоянии $\frac{l}{2}$ от барьера без барьера и после его установки ($\frac{h}{l} = 2.0, \frac{d}{h} = 0.1, \omega = 25.12 \text{ рад/с}, \gamma = 10^{-3}$).

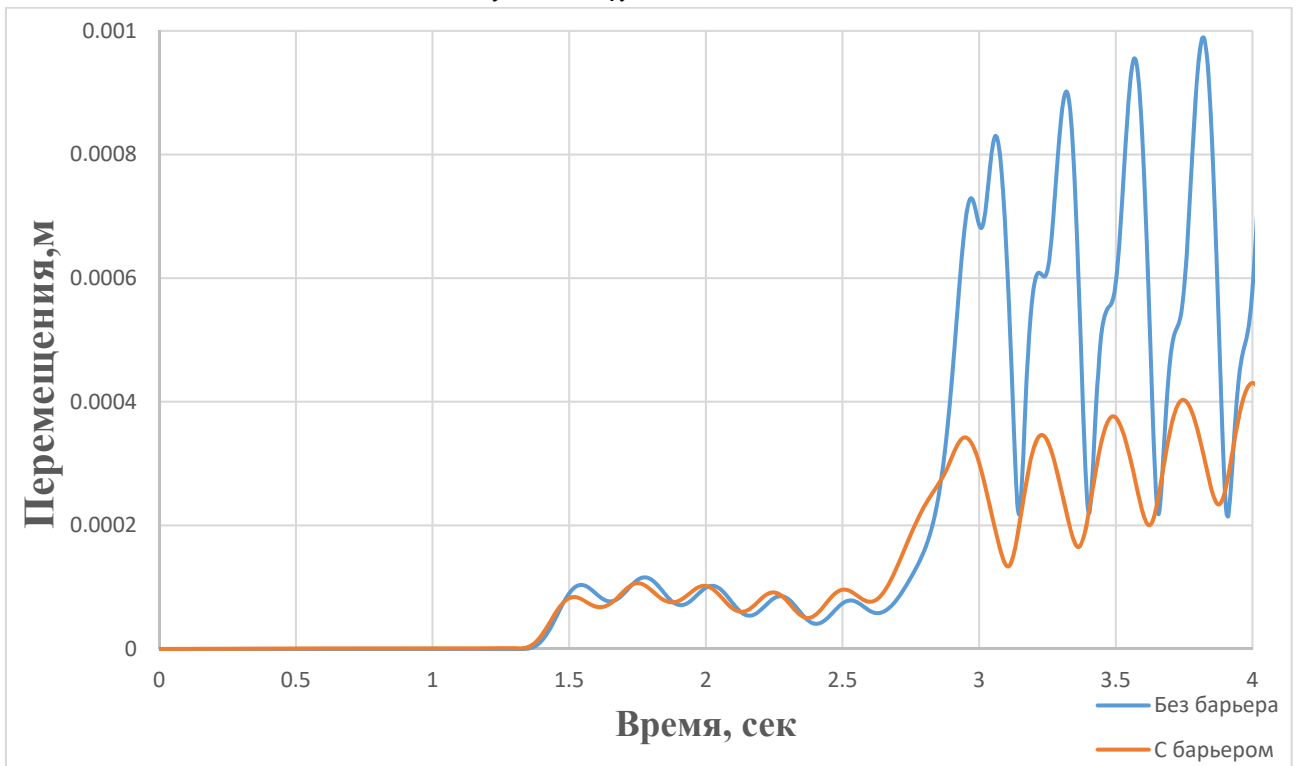


Рисунок 4.20. – Амплитуда перемещений точки на расстоянии $\frac{l}{2}$ от барьера без барьера и после его установки ($\frac{h}{l} = 3.0, \frac{d}{l} = 0.09, \omega = 25.12 \text{ рад/с}, \gamma = 10^{-4}$).

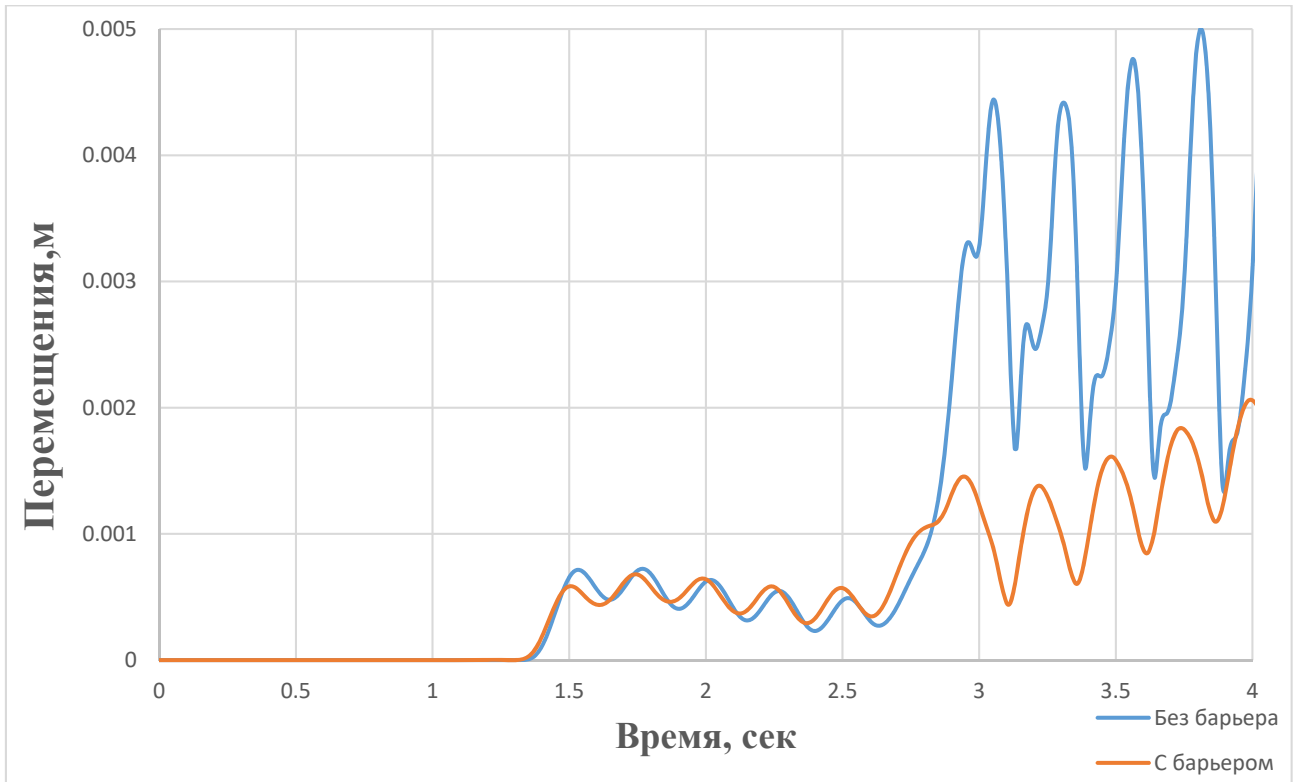


Рисунок 4.21. – Амплитуда перемещений точки на расстоянии $\frac{l}{2}$ от барьера без барьера и после его установки ($\frac{h}{l} = 3.0, \frac{d}{l} = 0.09, \omega = 25.12 \text{ рад/с}, \gamma = 5 * 10^{-4}$).

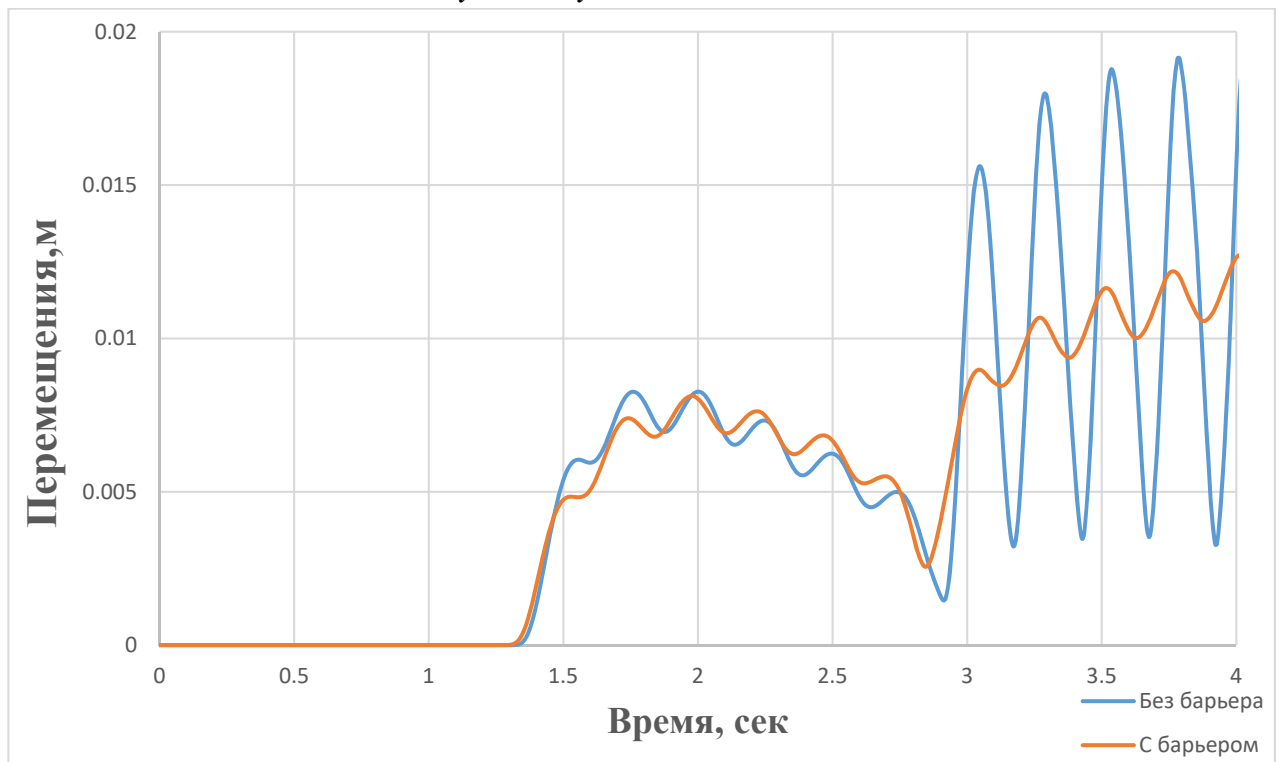


Рисунок 4.22. – Амплитуда перемещений точки на расстоянии $\frac{l}{2}$ от барьера без барьера и после его установки ($\frac{h}{l} = 3.0, \frac{d}{l} = 0.09, \omega = 25.12 \text{ рад/с}, \gamma = 10^{-3}$).

Так же, как и для несвязных грунтов, при высоких уровнях сдвиговых деформаций образование пластических зон в связных грунтах ухудшает защитные свойства вертикального сейсмического барьера. Однако в этом случае, ухудшение свойств наступает позднее за счёт того, что в приповерхностных зонах образование пластических деформаций происходит при большем уровне сдвиговых деформаций чем для несвязных грунтов. При этом, увеличение глубины и толщины барьера позволяет снизить негативный эффект понижения защитных свойств при высоких уровнях деформаций.

Замечание 4.1. В данном случае выбор частоты обусловлен тем, что технически выполнение барьера для частоты 2Гц будет слишком дорогим. Однако для воздействий более высоких частот (больше 4 Гц) устройство барьера остаётся возможным.

Замечание 4.2. В данном случае графики амплитуды перемещений возможно построить для любой точке в зоне наблюдения $x \in [0.1l; l]$ (x - расстояние от барьера). При этом, характер изменения перемещений будет сохраняться. Зона $x \in [0; 0.1l]$ не входит в этот диапазон поскольку сразу за барьером наблюдается увеличение перемещений.

4.3 Выводы по главе

1. Предложенная методика оптимизации вертикальных сейсмических барьеров для конкретных грунтовых условий позволяет подобрать оптимальную конфигурацию барьера для расчётного вибрационного воздействия при возможных ограничениях на допустимый уровень вибрации либо требуемый объём материала барьера.

2. В случае низкого уровня сдвиговых и остаточных деформаций в грунте ($\gamma < 10^{-4}$), влияющих преимущественно на комфортность в жилых и производственных зданиях, расчёт в упругой постановке является достаточным и учёт пластических свойств не требуется.

3. При высоком уровне сдвиговых деформаций ($\gamma > 10^{-4}$) возможно образование пластических зон, ухудшающих защитные свойства вертикального барьера. Критическая величина сдвиговых деформаций в грунте при которой барьер теряет свою эффективность зависит от пластических свойств грунта (угол внутреннего трения и сцепление) и отношения глубины барьера к длине волны Рэлея. Диапазон сдвиговых деформаций при котором барьер остаётся эффективным может быть расширен за счёт увеличения глубины барьера.

4. В случае несвязных грунтов снижение эффективности барьера более значительно и может наступать при меньших значения сдвиговых деформаций чем для связных грунтов. На основании этого при проектировании барьера должна быть выполнена проверка его эффективности для расчётного уровня сдвиговых деформаций в грунте с учётом грунтовых условий.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

На основании проведённого диссертационного исследования был выполнен анализ взаимодействия вертикального сейсмического барьера с поверхностными волнами Рэлея и выполнена оценка его эффективности с точки зрения снижения вибраций в защищаемой зоне, переносимых волнами данного типа, для разных конфигураций барьера и его материала при разных уровнях сдвиговых деформаций.

1. Выполнен обзор и анализ существующих моделей пластичности, применяемых в динамике гранулированных сред, а также их параметров, в результате которого для моделирования взаимодействия поверхностных волн Рэлея с вертикальным барьером с учётом пластических свойств грунта выбрана модель Мора-Кулона. Данный выбор обоснован большим количеством экспериментальных данных по разным типам грунтов для данной модели и её применимостью для моделирования их гистерезисного поведения в случае пластичности без упрочнения, а также учёта деградации модуля сдвига при увеличении уровня сдвиговых деформаций в грунте.

2. Проведён анализ влияния численных параметров модели и демпфирования в численной схеме, применяемой для решения задач динамики. Численные параметры модели оказывают незначительное влияние, однако неправильно выбранное значение может приводить к неустойчивости процесса решения. Дополнительная вязкость должна выбираться так, чтобы при относительно небольших временах наблюдения, волновые поля в тестовых задачах, для которых известны аналитические либо экспериментальные решения (например, внешняя задача Лэмба) незначительно отличались от полученных теоретическими или экспериментальными методами. При этом, сравнение полученных в настоящей работе результатов взаимодействия поверхностных волн с траншеями с результатами экспериментов и аналитических решений показывает достаточную степень качественной и количественной сходимости.

3. Проведён анализ взаимодействия вертикальных сейсмических барьеров с поверхностными волнами Рэлея с использованием плоских и пространственных моделей в упругой постановке. На основании проведённых расчётов получены зависимости снижения вибраций в защищаемой зоне, переносимых волнами Рэлея, от механических параметров материала барьера и его геометрической конфигурации. По итогам данного расчёта даны рекомендации по проектированию барьера.

4. Рассмотрена задача многокритериальной оптимизации вертикального сейсмического барьера. В качестве целевых функций рассмотрен объём барьера и его коэффициент редукции. На основании чего рассмотрены две подзадачи: (1) нахождение минимума коэффициента редукции при ограничении на объём барьера и (2) нахождение минимального объёма барьера при ограничении на коэффициент редукции. Для обеих задач был построен алгоритм решения с использованием условия Кунна-Таккера, который был записан в разностной для обеих задач и приведён пример решения с его использованием.

5. Рассмотренный метод оптимизации является эффективным для данной задачи поскольку при небольшой размерности пространства параметров (двумерное) позволяет получить достоверное решения для гладких целевых функций, удовлетворяющее критерию Парето оптимальности, а также необходимому и достаточному условиям минимума. Кроме того, он позволяет учесть порядок важности целевых функций для конкретной рассматриваемой задачи.

6. Проведён анализ взаимодействия вертикального сейсмического барьера с поверхностными волнами Рэлея с учётом пластических свойств грунта для разных уровней деформаций. Показано, что образование пластических зон при определённых уровнях деформаций может ухудшать защитные свойства сейсмического барьера в случае песчаных грунтов. Однако в случае глинистых грунтов барьер сохраняет свою эффективность при больших значениях сдвиговых деформаций в грунте. Диапазон сдвиговых деформаций, при которых

барьер сохраняет свою эффективность может быть расширен за счёт увеличения глубины барьера либо устройства нескольких барьеров.

7. Результаты взаимодействия поверхностных волн Рэлея с вертикальными сейсмическими барьерами с учётом пластических свойств грунта также показывают, что результаты упругого расчёта (Глава 3), а также методика оптимизации барьера (Глава 4, параграф 1) допустимо использовать при величине сдвиговых деформаций в грунте не превышающих 10^{-4} . При больших значениях деформации сдвига в грунте при распространении воздействия необходимо делать проверочные расчёты с использованием упругопластических моделей. В результате этих расчётов итоговая конфигурация барьера может быть скорректирована.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Semblat J. F., Pecker A. Waves and vibrations in soils: earthquakes, traffic, shocks, construction works. – 2009.
2. DEC. Assessing vibration: A technical guideline. – 2006.
3. СН 2.2.4/2.1.8.566-96 «Санитарные нормы. Производственная вибрация, вибрация в помещениях жилых и общественных зданий»
4. СН 2.2.4/2.1.8.562-96 «Шум на рабочих местах, в помещениях жилых, общественных зданий и на территории жилой застройки»
5. ТСН 23-315-2000 (МГСН 2.04-97) «Допускаемые уровни шума, вибраций и требования к звукоизоляции в жилых и общественных зданиях»
6. ВСН 211-91 «Прогнозирование уровней вибрации грунта от движения метропоездов и расчет виброзащитных строительных устройств»
7. СП 51.13330.2011. «Защита от шума: нормативно-технический материал.» Актуализированная редакция СНиП 23-03-2003. – М.: [б.и.], 2003. – 60 с.
8. ГОСТ 31191.1-2004 «Измерение общей вибрации и оценка ее воздействия на человека. Часть 1. Общие требования»
9. ГОСТ 31191.2-2004 «Измерение общей вибрации и оценка ее воздействия на человека. Часть 2. Вибрация внутри зданий»
10. ГОСТ 23337-78 «Шум. Методы измерения шума на селитебной территории и в помещениях жилых и общественных зданий»
11. ГОСТ Р 54500.3-2011/Руководство ИСО/МЭК 98-3:2008 «Неопределенность измерения. Часть 3. Руководство по выражению неопределенности измерения»
12. ANZECC 1990. Technical basis for guidelines to minimise annoyance due to blasting overpressure and ground vibration. Australian and New Zealand Environment Council, Canberra.

13. Hanson C. E. et al. High-speed ground transportation noise and vibration impact assessment. – United States. Federal Railroad Administration. Office of Railroad Policy and Development, 2012. – №. DOT/FRA/ORD-12/15.
14. Lefeuve-Mesgouez G., Peplow A. T., Le Houédec D. Surface vibration due to a sequence of high speed moving harmonic rectangular loads // *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*. – 2002. – Т. 22. – №. 6. – С. 459-473.
15. Paolucci R., Spinelli D. Ground motion induced by train passage // *Journal of engineering mechanics*. – 2006. – Т. 132. – №. 2. – С. 201-210.
16. СП 23-105-2004. Оценка вибрации при проектировании, строительстве и эксплуатации объектов метрополитена. М.: Метротранс, 2004.
17. Lamb H. On the propagation of tremors over the surface of an elastic solid // *Proceedings of the Royal Society of London*. – 1904. – Т. 72. – №. 477-486. – С. 128-130.
18. Lamb H. XLIV. On waves due to a travelling disturbance, with an application to waves in superposed fluids // *The London, Edinburgh, and Dublin Philosophical Magazine and Journal of Science*. – 1916. – Т. 31. – №. 184. – С. 386-399.
19. Miller G. F., Pursey H. On the partition of energy between elastic waves in a semi-infinite solid // *Proc. R. Soc. Lond. A*. – 1955. – Т. 233. – №. 1192. – С. 55-69.
20. Nakano H., "On Rayleigh waves," *Japan Journal of Astronomy and Geophysics*., vol. 2, pp. 233-326, 1925.
21. S. V. Kuznetsov and E. O. Terentjeva, "Planar internal Lamb problem: Waves in the epicentral zone of a vertical power source," *Acoustical Physics*, vol. 61(3), pp. 356-367, 2015.
22. Kuznetsov S. V., Terentjeva E. O. Planar internal Lamb problem: Waves in the epicentral zone of a vertical power source // *Acoustical Physics*. – 2015. – Т. 61. – №. 3. – С. 356-367.
23. Ewing W. M. et al. Elastic waves in layered media // *Physics Today*. – 1957. – Т. 10. – С. 27.

24. Пузырев Н. Н., Оболенцева И. Р. Методы и объекты сейсмических исследований. Введение в общую сейсмологию. – 1997.
25. Kramer S. L. Geotechnical earthquake engineering. in prentice–Hall international series in civil engineering and engineering mechanics //Prentice-Hall, New Jersey. – 1996.
26. Djeran-Maigre I., Kuznetsov S. V. A new principle for protection from seismic waves.
27. Kuznetsov S. V. Seismic waves and seismic barriers //Acoustical Physics. – 2011. – Т. 57. – №. 3. – С. 420-426.
28. Kim S. H., Das M. P. Artificial seismic shadow zone by acoustic metamaterials //Modern Physics Letters B. – 2013. – Т. 27. – №. 20. – С. 1350140.
29. Massarsch K. R. Vibration isolation using gas-filled cushions //Soil dynamics symposium in honor of professor Richard D. Woods. – 2005. – С. 1-20.
30. Chadwick P., Smith G. D. Foundations of the theory of surface waves in anisotropic elastic materials //Advances in applied mechanics. – Elsevier, 1977. – Т. 17. – С. 303-376.
31. Love A. E. H. Some Problems of Geodynamics: Being an Essay to which the Adams Prize in the University of Cambridge was Adjudged in 1911. – CUP Archive, 1911.
32. Sobczyk K. Scattering of Reyleigh waves at a random boundary of an elastic body //Proceedings of Vibration Problems. – 1966. – Т. 7. – №. 4. – С. 363-374.
33. Maradudin A. A., Mills D. L. The attenuation of Rayleigh surface waves by surface roughness //Annals of Physics. – 1976. – Т. 100. – №. 1-2. – С. 262-309.
34. Shen J., Maradudin A. A. Multiple scattering of waves from random rough surfaces //Physical Review B. – 1980. – Т. 22. – №. 9. – С. 4234.
35. Goldstein R. V., Lewandowski J. Surface roughness induced attenuation and changes in the propagation velocity of long Rayleigh-type waves //Acta mechanica. – 1992. – Т. 91. – №. 3-4. – С. 235-243.

36. Lewandowski J. Propagation Velocity and Attenuation Coefficient of Rayleigh-Type Waves on Rough Solid Surfaces //Physical Acoustics. – Springer, Boston, MA, 1991. – C. 461-465.
37. Ostoja-Starzewski M. Propagation of Rayleigh, Scholte and Stoneley waves along random boundaries //Probabilistic engineering mechanics. – 1987. – T. 2. – №. 2. – C. 64-73.
38. Kuznetsov S. V., Nafasov A. E. Horizontal acoustic barriers for protection from seismic waves //Advances in Acoustics ceand Vibration. – 2011. – T. 2011.
39. Mow C. C., Pao Y. H. The diffraction of elastic waves and dynamic stress concentrations. – RAND CORP SANTA MONICA CALIF, 1971. – T. 482. – №. PR.
40. Knopoff L. Scattering of compression waves by spherical obstacles //Geophysics. – 1959. – T. 24. – №. 1. – C. 30-39.
41. Knopoff L. Scattering of shear waves by spherical obstacles //Geophysics. – 1959. – T. 24. – №. 2. – C. 209-219.
42. Pao Y. H., Mow C. C. Scattering of plane compressional waves by a spherical obstacle //Journal of Applied Physics. – 1963. – T. 34. – №. 3. – C. 493-499.
43. Hudson J. A., Knopoff L. Transmission and reflection of surface waves at a corner: 2. Rayleigh waves (theoretical) //Journal of Geophysical Research. – 1964. – T. 69. – №. 2. – C. 281-289.
44. Pilant W. L., Knopoff L., Schwab F. Transmission and reflection of surface waves at a corner: 3. Rayleigh waves (experimental) //Journal of Geophysical Research. – 1964. – T. 69. – №. 2. – C. 291-297.
45. Trifunac M. D. Scattering of plane SH waves by a semi-cylindrical canyon //Earthquake Engineering & Structural Dynamics. – 1972. – T. 1. – №. 3. – C. 267-281.
46. Wong H. L., Trifunac M. D. Scattering of plane SH waves by a semi-elliptical canyon //Earthquake Engineering & Structural Dynamics. – 1974. – T. 3. – №. 2. – C. 157-169.

47. Lee V. W. A note on the scattering of elastic plane waves by a hemispherical canyon //International Journal of Soil Dynamics and Earthquake Engineering. – 1982. – T. 1. – №. 3. – C. 122-129.
48. Mendelsohn D. A., Achenbach J. D., Keer L. M. Scattering of elastic waves by a surface-breaking crack //Wave motion. – 1980. – T. 2. – №. 3. – C. 277-292.
49. Angel Y. C., Achenbach J. D. Reflection and transmission of obliquely incident Rayleigh waves by a surface-breaking crack //The Journal of the Acoustical Society of America. – 1984. – T. 75. – №. 2. – C. 313-319.
50. Its E. N., Lee J. S. Screening of surface waves by composite wave barriers //Proceedings of the 10th World Conference on Earthquake Engineering. – 1992. – C. 1987-1992.
51. Karlström A., Boström A. Efficiency of trenches along railways for trains moving at sub-or supersonic speeds //Soil Dynamics and Earthquake Engineering. – 2007. – T. 27. – №. 7. – C. 625-641.
52. Avilés J., Sánchez-Sesma F. J. Piles as barriers for elastic waves //Journal of Geotechnical Engineering. – 1983. – T. 109. – №. 9. – C. 1133-1146.
53. Avilés J., Sánchez-Sesma F. J. Foundation isolation from vibrations using piles as barriers //Journal of Engineering Mechanics. – 1988. – T. 114. – №. 11. – C. 1854-1870.
54. Barkan D. D. Dynamics of bases and foundations. – 1960.
55. Dolling H. J. Schwingungsisolierung von Bauwerken durch tiefe auf geeignete Weise stabilisierte Schiltze //VDI-Berichte. – 1965. – T. 88. – C. 3741.
56. Neumeur H. Untersuchungen über die Abschirmung eines bestehenden Gebäudes gegen Erschütterungen beim Bau und Betrieb einer U-Bahnstrecke //Baumaschine and Bautechnik-10, Jahrgang. – 1963. – №. 1.
57. MCNEILL R., MARGASON B., BABCOCK F. The role of soil dynamics in the design of stable test pads //Guidance Control Conference. – 1965. – C. 1239.
58. Woods R. D. Screening of surface waves in soils //Am Soc Civil Engr J Soil Mech. – 1968.

59. Richart F. E., Hall J. R., Woods R. D. Vibrations of soils and foundations. – 1970.
60. Çelebi E. et al. Field experiments on wave propagation and vibration isolation by using wave barriers // Soil dynamics and earthquake engineering. – 2009. – T. 29. – №. 5. – C. 824-833.
61. Alzawi A., El Naggar M. H. Full scale experimental study on vibration scattering using open and in-filled (GeoFoam) wave barriers // Soil Dynamics and Earthquake Engineering. – 2011. – T. 31. – №. 3. – C. 306-317.
62. Coulier P. et al. Experimental and numerical evaluation of the effectiveness of a stiff wave barrier in the soil // Soil Dynamics and Earthquake Engineering. – 2015. – T. 77. – C. 238-253.
63. Aboudi J. The motion excited by an impulsive source in an elastic half-space with a surface obstacle // Bulletin of the Seismological Society of America. – 1971. – T. 61. – №. 3. – C. 747-763.
64. Aboudi J. Elastic waves in half-space with thin barrier // Journal of the Engineering Mechanics Division. – 1973. – T. 99. – №. 1. – C. 69-83.
65. Fuyuki M., Matsumoto Y. Finite difference analysis of Rayleigh wave scattering at a trench // Bulletin of the Seismological Society of America. – 1980. – T. 70. – №. 6. – C. 2051-2069.
66. Beskos D. E., Dasgupta B., Vardoulakis I. G. Vibration isolation using open or filled trenches // Computational mechanics. – 1986. – T. 1. – №. 1. – C. 43-63.
67. Dasgupta B., Beskos D. E., Vardoulakis I. G. Vibration isolation using open or filled trenches Part 2: 3-D homogeneous soil // Computational Mechanics. – 1990. – T. 6. – №. 2. – C. 129-142.
68. Leung K. L., Beskos D. E., Vardoulakis I. G. Vibration isolation using open or filled trenches // Computational Mechanics. – 1990. – T. 7. – №. 2. – C. 137-148.
69. Banerjee P. K., Ahmad S., Chen K. Advanced application of bem to wave barriers in multi-layered three-dimensional soil media // Earthquake engineering & structural dynamics. – 1988. – T. 16. – №. 7. – C. 1041-1060.

70. Segol G., Abel J. F., Lee P. C. Y. Amplitude reduction of surface waves by trenches //Journal of the Engineering Mechanics Division. – 1978. – T. 104. – №. 3. – C. 621-641.
71. May T. W., Bolt B. A. The effectiveness of trenches in reducing seismic motion //Earthquake Engineering & Structural Dynamics. – 1982. – T. 10. – №. 2. – C. 195-210.
72. Haupt W. A. Isolation of vibrations by concrete core walls //Proceedings of the ninth international conference on soil mechanics and foundation engineering. – 1977. – T. 2. – C. 251-256.
73. Hu W. et al. NUMERICAL ANALYSIS ON VIBRATION REDUCTION OF ISOLATION TRENCH ALONG TRAIN TRACKS.
74. Yang Y. B., Hung H. H. A parametric study of wave barriers for reduction of train-induced vibrations //International journal for numerical methods in engineering. – 1997. – T. 40. – №. 20. – C. 3729-3747.
75. Ekanayake S. D., Liyanapathirana D. S., Leo C. J. Attenuation of ground vibrations using in-filled wave barriers //Soil Dynamics and Earthquake Engineering. – 2014. – T. 67. – C. 290-300.
76. Jesmani M., Fallahi A. M., Kashani H. F. Effects of geometrical properties of rectangular trenches intended for passive isolation in sandy soils //Earth Science Research. – 2012. – T. 1. – №. 2. – C. 137.
77. Motamed R. et al. Evaluation of wave barriers on ground vibration reduction through numerical modeling in ABAQUS //Proceedings of the SIMULIA Customer Conference 2009. – 2009. – C. 402-441.
78. Wang J. G., Sun W., Anand S. Numerical investigation on active isolation of ground shock by soft porous layers //Journal of sound and vibration. – 2009. – T. 321. – №. 3-5. – C. 492-509.
79. Krieg R. D. A simple constitutive description for cellular concrete. – Albuquerque, NM : Sandia National Laboratories, 1972.

80. Its E. N., Lee J. S. Screening of surface waves by composite wave barriers // Proceedings of the 10th World Conference on Earthquake Engineering. – 1992. – С. 1987-1992.
81. Qiu B. Numerical study on vibration isolation by wave barrier and protection of existing tunnel under explosions : дис. – INSA de Lyon, 2014.
82. Andersen L., Nielsen S. R. K. Reduction of ground vibration by means of barriers or soil improvement along a railway track // Soil Dynamics and Earthquake Engineering. – 2005. – Т. 25. – №. 7-10. – С. 701-716.
83. Pflanz G., Hashimoto K., Chouw N. Reduction of structural vibrations induced by a moving load // Journal of applied mechanics. – 2002. – Т. 5. – С. 555-563.
84. Lombaert G. et al. Ground-borne vibration due to railway traffic: a review of excitation mechanisms, prediction methods and mitigation measures // Noise and vibration mitigation for rail transportation systems. – Springer, Berlin, Heidelberg, 2015. – С. 253-287.
85. Connolly D., Giannopoulos A., Forde M. C. Numerical modelling of ground borne vibrations from high speed rail lines on embankments // Soil Dynamics and Earthquake Engineering. – 2013. – Т. 46. – С. 13-19.
86. Wu G. Finite element study of vibration isolation using an underground trench : дис. – Texas Tech University, 1997.
87. Roy R. K. A primer on the Taguchi method. – Society of Manufacturing Engineers, 2010.
88. СП 14.13330. 2014 «СНиП II-7-81* Строительство в сейсмических районах» / ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко, ОАО «НИЦ «Строительство».
89. Варданян Г. С. и др. Сопротивление материалов теории упругости и пластичности. – 1995.
90. Chen W. F., Han D. J. Plasticity for structural engineers. – J. Ross publishing, 2007.
91. Manual A. U. Abaqus Theory Guide. – 2014.

92. Truesdell C., Noll W. The non-linear field theories of mechanics // The non-linear field theories of mechanics. – Springer, Berlin, Heidelberg, 2004. – С. 1-579.
93. Гольдштейн Р. В., Кузнецов С. В. Континуальные модели в динамике гранулированных сред. Обзор // Вычислительная механика сплошных сред. – 2015. – Т. 8. – №. 1. – С. 35-59.
94. Kuznetsov S.V. Subsonic Lamb waves in anisotropic plates // Quart. Appl. Math. 60 (2002) 577 – 587.
95. Kuznetsov S.V. Surface waves of non-Rayleigh type // Quart. Appl. Math. 2003. V.61. No.3. P.575 – 582.
96. Barnett D. M. Synthesis of the sextic and the integral formalism for dislocations, Greens function and surface waves in anisotropic elastic solids // Physica norvegica. – 1973. – Т. 7. – С. 13-19.
97. Barnett D. M., Lothe J. Consideration of the existence of surface wave (Rayleigh wave) solutions in anisotropic elastic crystals // Journal of physics F: Metal physics. – 1974. – Т. 4. – №. 5. – С. 671.
98. Barnett D. M., Lothe J. An image force theorem for dislocations in anisotropic bicrystals // Journal of Physics F: metal physics. – 1974. – Т. 4. – №. 10. – С. 1618.
99. Lothe J., Barnett D. M. On the existence of surface-wave solutions for anisotropic elastic half-spaces with free surface // Journal of Applied Physics. – 1976. – Т. 47. – №. 2. – С. 428-433.
100. Jarvis D. A. Surface waves in a pre-stressed elastic body // Proc. R. Soc. Lond. A. – 1979. – Т. 366. – №. 1727. – С. 517-536.
101. Chadwick P., Ting T. C. T. On the structure and invariance of the Barnett-Lothe tensors // Quarterly of Applied Mathematics. – 1987. – Т. 45. – №. 3. – С. 419-427.
102. Викторов И. А. Физические основы применения ультразвуковых волн Рэлея и Лэмба в технике. – Рипол Классик, 2013.

103. Гольдштейн Р. В., Кузнецов С. В. Континуальные модели в динамике гранулированных сред. Обзор //Вычислительная механика сплошных сред. – 2015. – Т. 8. – №. 1. – С. 35-59.
104. Zienkiewicz O. C., Taylor R. L. The finite element method for solid and structural mechanics. – Elsevier, 2005.
105. Zienkiewicz O. C. et al. Computational geomechanics. – Chichester : Wiley, 1999. – С. 105-110.
106. Zienkiewicz O. C., Taylor R. L. The finite element method: solid mechanics. – Butterworth-heinemann, 2000. – Т. 2.
107. Borja R. I. Plasticity: modeling & computation. – Springer Science & Business Media, 2013.
108. Hill R. The mathematical theory of plasticity. – Oxford university press, 1998. – Т. 11.
109. Malvern L. E. Introduction to the Mechanics of a Continuous Medium. – 1969. – №. Monograph.
110. Dunne F., Petrinic N. Introduction to computational plasticity. – Oxford University Press on Demand, 2005.
111. Wu S. R., Gu L. Introduction to the explicit finite element method for nonlinear transient dynamics. – John Wiley & Sons, 2012.
112. MASING G. Eigenspannungen und verfestigung beim messing //Proceedings, second international congress of applied mechanics. – 1926. – С. 332-335.
113. de Souza Neto E. A., Peric D., Owen D. R. J. Computational methods for plasticity: theory and applications. – John Wiley & Sons, 2011.
114. Roscoe K. H., Schofield A. N., Wroth C. P. On the yielding of soils //Geotechnique. – 1958. – Т. 8. – №. 1. – С. 22-53.
115. Roscoe K. H. Mechanical behaviour of an idealized 'wet' clay //Proc. 3rd Eur. Conf. Soil Mech. Wiesbaden, 1963. – 1963. – Т. 1. – С. 47-54.
116. Roscoe K. H., Burland J. B. On the generalized stress-strain behaviour of wet clay. – 1968.

117. Goldstein R. V., Dudchenko A. V., Kuznetsov S. V. The modified Cam-Clay (MCC) model: cyclic kinematic deviatoric loading //Archive of Applied Mechanics. – 2016. – T. 86. – №. 12. – C. 2021-2031.
118. Masin D. Clay hypoplasticity model including stiffness anisotropy //Géotechnique. – 2014. – T. 64. – №. 3. – C. 232.
119. Niemunis A., Herle I. Hypoplastic model for cohesionless soils with elastic strain range //Mechanics of Cohesive-frictional Materials. – 1997. – T. 2. – №. 4. – C. 279-299.
120. Ishihara K. Soil behaviour in earthquake geotechnics. – Clarendon Press, 1996.
121. Das B. M., Luo Z. Principles of soil dynamics. – Cengage Learning, 2016.
122. Hardin B. O., Drnevich V. P. Shear modulus and damping in soils: design equations and curves //Journal of Soil Mechanics & Foundations Div. – 1972. – T. 98. – №. sm7.
123. Hardin B. O., Drnevich V. P. Shear modulus and damping in soils: measurement and parameter effects //Journal of Soil Mechanics & Foundations Div. – 1972. – T. 98. – №. sm6.
124. Seed H. B. et al. Moduli and damping factors for dynamic analyses of cohesionless soils //Journal of Geotechnical Engineering. – 1986. – T. 112. – №. 11. – C. 1016-1032.
125. Zhang J., Andrus R. D., Juang C. H. Normalized shear modulus and material damping ratio relationships //Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. – 2005. – T. 131. – №. 4. – C. 453-464.
126. Ishibashi I., Zhang X. Unified dynamic shear moduli and damping ratios of sand and clay //Soils and Foundations. – 1993. – T. 33. – №. 1. – C. 182-191
127. Benz T. Small-strain stiffness of soils and its numerical consequences. – Stuttgart : Univ. Stuttgart, Inst. f. Geotechnik, 2007. – T. 5.
128. DESIGN I. UNIFIED FACILITIES CRITERIA (UFC). – 2006.

129. Курант Р., Фридрихс К. О., Леви Г. О разностных уравнениях математической физики //Успехи математических наук. – 1941. – №. 8. – С. 125-160.
130. Кравцов А. В., Кузнецов С. В., Секерж-Зенькович С. Я. Конечноэлементные модели в задаче Лэмба //Известия Российской академии наук. Механика твердого тела. – 2011. – №. 6. – С. 166-175.
131. Oppenheim A. V. Discrete-time signal processing. – Pearson Education India, 1999.
132. Кукуджанов В. Н. Вычислительная механика сплошных сред //М.: ФИЗМАТЛИТ. – 2008.
133. Gibbings J. C. Dimensional analysis. – Springer Science & Business Media, 2011.
134. Marler R. T., Arora J. S. Survey of multi-objective optimization methods for engineering //Structural and multidisciplinary optimization. – 2004. – Т. 26. – №. 6. – С. 369-395.
135. Boyd S., Vandenberghe L. Convex optimization. – Cambridge university press, 2004.
136. Подиновский В. В., Ногин В. Д. Парето-оптимальные решения многокритериальных задач. – 1982.