

Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение  
высшего образования «Новосибирский государственный архитектурно-  
строительный университет (Сибстрин)»  
(ФГБОУ ВО НГАСУ (Сибстрин))

*На правах рукописи*



**МИХАЙЛОВ Виктор Сергеевич**

**ПРОГНОЗ КОЛЕБАНИЙ БОЛЬШЕРАЗМЕРНЫХ СВАЙНЫХ  
ФУНДАМЕНТОВ С УЧЕТОМ РЕЗОНАНСНЫХ ЭФФЕКТОВ**

Специальность 2.1.2. Основания и фундаменты, подземные сооружения

Диссертация  
на соискание ученой степени  
кандидата технических наук

Научный руководитель  
кандидат технических наук, доцент  
Нуждин Леонид Викторович



Новосибирск – 2026

## ОГЛАВЛЕНИЕ

ВВЕДЕНИЕ .....	5
ГЛАВА 1. МЕТОДЫ РАСЧЕТА СВАЙНОГО ОСНОВАНИЯ .....	11
1.1 Свойства грунтов в моделях линейно-деформируемого основания....	11
1.2 Модель условного фундамента большеразмерного свайного поля.....	16
1.3 Контактные модели линейно-деформируемого грунтового основания	21
1.4 Модели одиночной сваи и малой группы свай.....	30
1.5 Расчет свайных фундаментов в условиях сейсмических воздействий	41
Выводы по первой главе и обоснование направления исследований .....	52
ГЛАВА 2. ТЕОРЕТИЧЕСКИЕ ПОЛОЖЕНИЯ КОМПЛЕКСНОГО МЕТОДА	
РАСЧЕТА БОЛЬШЕРАЗМЕРНЫХ СВАЙНЫХ ФУНДАМЕНТОВ .....	56
2.1 Условия резонанса сооружения и основания.....	56
2.1.1 Динамические параметры системы для оценки резонансных	
эффектов .....	57
2.1.2 Исследование условий резонанса с использованием зарубежных	
методик .....	59
2.1.3 Проверка критерия резонанса с параметрами модели Савинова.	64
2.1.4 Оценка резонанса пространственных моделей кинематическим	
методом.....	71
2.2 Модели сейсмического воздействия .....	74
2.3 Контактная модель свайного фундамента с жестким ростверком .....	85
2.4 Контактная модель свайного фундамента с гибким ростверком.....	91
2.5 Пространственная модель большеразмерного свайного основания....	93
2.5.1 Правила построения пространственных моделей основания .....	93
2.5.2 Волновой энергетический критерий дискретизации модели	
основания .....	102
2.5.3 Динамическая свайная ячейка эквивалентной жесткости.....	106
2.5.4 Присоединенные массы.....	113
Выводы по второй главе .....	114

ГЛАВА 3. ЧИСЛЕННЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ КОЛЕБАНИЙ БОЛЬШЕРАЗМЕРНЫХ СВАЙНЫХ ФУНДАМЕНТОВ .....	116
3.1 Сопоставление численных моделей основания с аналитическим решением .....	116
3.2 Зависимость резонансной частоты основания от мощности сейсмореализующего слоя по типам грунтов .....	124
3.3 Оценка влияющих факторов на колебания свайного основания .....	126
3.3.1 Сравнение контактных и пространственных моделей при силовом и кинематическом сейсмическом воздействии.....	127
3.3.2 Оценка влияния присоединенных масс .....	128
3.3.3 Влияние инерционных свойств основания на внутренние усилия в сваях	129
3.3.4 Оценка применимости укрупненных динамических свайных ячеек	130
Выводы по третьей главе .....	133
ГЛАВА 4. ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ РЕЗОНАНСНЫХ ЭФФЕКТОВ В БОЛЬШЕРАЗМЕРНОМ СВАЙНОМ ОСНОВАНИИ .....	135
4.1 Задачи, методы и геологические условия исследуемых объектов ...	135
4.2 Инструментальные средства и полевой метод исследований.....	143
4.3 Результаты натурных исследований и расчетного прогноза .....	146
Выводы по четвертой главе .....	151
ГЛАВА 5. РЕКОМЕНДАЦИИ ПО ПРОГНОЗИРОВАНИЮ КОЛЕБАНИЙ БОЛЬШЕРАЗМЕРНЫХ СВАЙНЫХ ФУНДАМЕНТОВ .....	152
5.1 Рекомендации к применению комплексного метода расчета большеразмерных свайных фундаментов.....	152
5.2 Рекомендации по оценке параметров демпфирования основания ...	155
5.3 Определение несущей способности свай на этапе длительного и сейсмического нагружения.....	161
Выводы по пятой главе .....	185
ЗАКЛЮЧЕНИЕ .....	186

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ.....	188
ПЕРЕЧЕНЬ ТЕРМИНОВ И СОКРАЩЕНИЙ .....	208
Термины и определения.....	208
Сокращения .....	211
ПРИЛОЖЕНИЕ А. Материалы исследований отклика зданий на сейсмические воздействия с учетом нелинейных свойств основания .....	213
ПРИЛОЖЕНИЕ Б. Материалы численных исследований колебания и эффектов резонанса большеразмерных свайных фундаментов .....	216

## ВВЕДЕНИЕ

**Актуальность темы исследований.** Здания и сооружения эксплуатируются не только в условиях длительных статических нагрузок, но и при кратковременных динамических нагружениях. Одной из актуальных задач проектирования фундаментов является учет промышленной и техногенной динамики, взрывных воздействий и сеймики. Свайные фундаменты имеют малую горизонтальную жесткость и в условиях слабых грунтов уязвимы при сейсмических воздействиях, особенно при резком повышении амплитуд колебаний в случае совпадения преобладающей частоты колебаний основания и собственных частот сооружения.

На текущий момент в Российской Федерации практически отсутствуют надежно апробированные методы расчета свайных фундаментов с большим количеством свай на динамические и сейсмические воздействия. Существующие методы расчета рассматривают колебания свайных фундаментов простой формы и небольшого размера (до 25 свай в кусте), как правило, под машины с динамическими нагрузками.

В современных условиях актуальны задачи по проектированию многоэтажных и высотных зданий в сложных геотехнических условиях ранее неосвоенных территорий, в которых наиболее рациональными являются большеразмерные в плане свайные основания, включающие несколько сотен свай. Такой армированный массив отличается по своим свойствам от свайного куста, в том числе за счет его большой инерционной массы. Поэтому учет резонансных свойств основания может быть очень важным при обосновании надёжности свай в составе большеразмерного свайного фундамента.

**Степень разработанности темы.** Вопросами аналитического и численного моделирования большеразмерных свайных фундаментов, в том числе по методике «условного фундамента», в разное время занимались такие ученые, как А.А. Бартоломей, Б.В. Бахолдин, С.Г. Безволев, А.Н. Богомолов, М.И. Горбунов-Посадов, А.Л. Готман, Н.З. Готман, К.С. Завриев, В.В. Знаменский, А.М. Караулов, К.В. Королев, И.А. Медников, А.Л. Невзоров, Н.С. Никифорова,

А.Б. Пономарев, А.И. Полищук, Я.А. Пронозин, А.З. Тер-Мартirosян, З.Г. Тер-Мартirosян, В.М. Улицкий, А.Б. Фадеев, В.Г. Федоровский, М.М. Филоненко-Бородич, В.А. Флорин, Д.М. Шапиро, А.Г. Шашкин, К.Г. Шашкин, О.А. Шулятьев и др. Полученные указанными авторами результаты могут быть применимы в ситуации, когда отсутствует резонанс сооружения с основанием.

В случае проявления резонанса при совпадении собственных частот колебаний сооружения и преобладающих частот основания следует переходить к рассмотрению динамической системы «основание – свайный фундамент – сооружение». В данной области исследования проводили российские и советские ученые Д.Д. Баркан, Т.А. Белаш, Г.Б. Глик, М.И. Забылин, В.А. Ильичев, В. Колоушек, П.П. Кульмач, Р.А. Мангушев, М.Б. Мариничев, Л.Г. Мариупольский, И.Т. Мирсаяпов, Ю.П. Назаров, Ш.Г. Напетваридзе, Л.В. Нуждин, В.Г. Офрихтер, О.А. Савинов, М.А. Садовский, Н.А. Смородинский, Л.Р. Ставницер, С.П. Тимошенко, А.Н. Трофимчук, А.Г. Тяпин, А.М. Уздин, С.Ю. Фиалко, О.Я. Шехтер и др. Среди зарубежных авторов данную тему исследовали E.H. Davis, G. Gazetas, C.W. Harden, T.C. Hutchinson, A.M. Kaynia, H. Link, J. Lysmer, Y. Nakamura, T. Nogami, M. Nogoshi, M. Novak, H.G. Poulos, M.D. Trifunac, A.S. Veletsos, A. Velez, E.L. Wilson, Xu J. и др.

**Объектом исследований** является система «основание – большеразмерный свайный фундамент» с количеством свай в группе более 25.

**Предметом исследований** является процесс колебаний большеразмерного свайного фундамента совместно с основанием.

**Целью работы** является разработка комплексного метода расчета большеразмерных свайных фундаментов для прогнозирования динамического поведения системы «сооружение – свайный фундамент – основание» в условиях динамических и сейсмических воздействий, включая кинематическое возбуждение и учет развития резонансных эффектов.

**Задачи исследований.** В соответствии с поставленной целью решались следующие задачи:

1. Анализ и модификация существующих расчетных моделей свайных фундаментов для условий динамического нагружения.

2. Исследование условий развития резонанса сооружения и основания.

3. Аналитические и численные исследования колебаний системы «основание – большеразмерный свайный фундамент – сооружение» с оценкой влияющих факторов.

4. Полевые экспериментальные исследования с целью подтверждения динамических параметров предложенной пространственной комбинированной расчетной модели большеразмерного свайного основания.

5. Разработка рекомендаций по выполнению расчета колебаний большеразмерных свайных фундаментов на динамические воздействия с учетом оценки резонансных эффектов.

**Методология и методы исследований.** Для решения поставленных задач применялись методы системного анализа, планирования и проведения экспериментов, математического моделирования.

В качестве теоретических методов исследований колебаний большеразмерного свайного фундамента использованы аналитические и эмпирические методы расчета свайных фундаментов, основанные на классических принципах механики грунтов и сопротивления материалов, а также численное моделирование методом конечных элементов.

В качестве экспериментальных методов оценки достоверности динамических параметров расчетных моделей приняты полевые исследования отклика свайного фундамента на малоамплитудные колебания основания, специальные лабораторные исследования динамических свойств грунтов, исследования натуральных свай методом статического нагружения.

**Теоретическая значимость** исследований включает: модификацию двух существующих расчетных моделей для учета динамических нагрузок на большеразмерные свайные фундаменты при отсутствии резонанса; формализацию

критериев для оценки риска развития резонанса сооружения и грунтового основания в условиях динамических воздействий.

***Практическая значимость*** диссертационной работы включает:

1. Комплексный метод расчета большеразмерных свайных фундаментов, позволяющий проектировать свайное основание в зависимости от возможности развития резонанса и жесткости фундамента. Предлагаемый комплексный метод позволяет использовать распространенные инженерные расчетные МКЭ комплексы и стандартные персональные компьютеры.

2. Наблюдательный HVSR метод полевого исследования на всех этапах жизненного цикла свайного фундамента применительно к малоамплитудным колебаниям: исходного и «армированного сваями» основания, в условиях естественного и техногенного микросейсмического поля. Метод позволяет инструментально определять частотные характеристики проектируемого и возводимого свайного фундамента с использованием стандартного для сейсмического микрорайонирования виброизмерительного оборудования.

3. Модифицированное геофизическое сейсмоакустическое оборудование для задач мониторинга динамических параметров проектируемой или возводимой системы «основание – большеразмерное свайное поле – сооружение» на этапах изысканий и строительства. Получены патенты № 2815393, №2844754 и №2852243 на изобретения «Скважинный сейсмоприемник», «Скважинное прижимное устройство», «Источник сейсмических волн», позволяющие выполнять исследования малоамплитудных микросейсмических колебаний и динамических свойств грунтового массива в условиях повышенных шумов.

***Научная новизна*** работы состоит в следующем:

1. Разработана комбинированная пространственная модель большеразмерного свайного основания, которая учитывает его резонансные свойства и включает энергетический критерий дискретизации ближней зоны основания, аналитическую свайную ячейку для соответствия малого шага свай укрупнённым конечным элементам ближней зоны, а также подстилающее аналитическое полупространство на глубине сейсмореализующей толщи.

2. Для условий, когда невозможно развитие резонанса между основанием и сооружением с жестким большеразмерным свайным фундаментом, разработана упрощенная численно-аналитическая модель пропорциональных деформаций, основанная на модификации подхода Н.З. Готман с применением аналитических зависимостей по С.W. Harden и нормативных динамических свойств грунтов по О.А. Савинову.

3. Уточнены данные о влиянии поверхностных волн в основании на внутренние усилия в сваях, которые могут повышаться до 2.45 раз по сравнению с результатами нормативного метода расчета по линейно-спектральной теории в случае резонанса на собственных частотах колебаний сооружения и фундамента.

4. Установлена зависимость резонансных свойств основания от мощности сейсмореализующей толщи, использующая нормативные динамические свойства грунтов по О.А. Савинову и позволяющая оценить наличие резонанса с точностью от 3 до 9% относительно полевых данных.

***Положения, выносимые на защиту*** диссертационной работы:

1. Комбинированная пространственная модель большеразмерного свайного основания для учета развития резонанса с грунтовым массивом.

2. Аналитическая модель укрупненной свайной ячейки с энергетическим волновым критерием для оптимизации больших расчетных схем.

3. Формула для оценки зависимости резонансных свойств основания от мощности сейсмореализующей толщи для повышения надежности проектируемых свайных фундаментов в условиях динамических воздействий.

Указанные положения ***соответствуют пунктам 4, 6 и 9 паспорта специальности 2.1.2 «Основания и фундаменты, подземные сооружения».***

***Личный вклад автора.*** Выносимые на защиту результаты получены совместно с Л.В. Нуждиным в ходе выполнения научно-исследовательских работ на кафедре ИГОФ НГАСУ (Сибстрин). Автором проведено моделирование, натурные микросейсмические исследования колебаний сооружений и фундаментов, разработан алгоритм численно-аналитического метода расчета колебаний большеразмерных свайных фундаментов с использованием

комбинированной пространственной модели в условиях развития поверхностных волн или с использованием численно-аналитической модели пропорциональных деформаций, когда невозможно развитие эффектов резонанса между жестким фундаментом и основанием.

**Достоверность полученных результатов и выводов.** Результаты диссертации согласуются с известными положениями теории колебаний и с решениями, полученными с применением апробированных методик. Достоверность подтверждается данными компьютерного моделирования и натурными экспериментальными исследованиями с использованием сертифицированных программ и виброизмерительного оборудования.

**Апробация работы.** Основные положения и выводы диссертации доложены и получили положительную оценку на международных и всероссийских научно-технических конференциях: в Алматы (2025), в Астане (2023), во Владивостоке (2016), в Воронеже (2022), в Казани (2025), в Москве (2019, 2024), в Новосибирске (2017, 2019, 2021, 2022, 2023); в Новочеркасске (2018, 2022), в Перми (2017, 2021, 2024) и в Санкт-Петербурге (2019, 2021).

Полученные результаты исследований вошли в раздел 19.6.4 «Справочника геотехника» (3 изд. в 2023, 4 изд. в 2024). Практическое внедрение выполнено при чтении лекций в НГАСУ и при проектировании объектов нового строительства многоэтажных и высотных зданий на свайном основании в Барнауле, Владивостоке, Грозном, Кемерово и Новосибирске.

**Публикации.** Опубликовано 50 научных работ, в том числе 7 основных работ по теме диссертации, из них 4 – в журналах, рекомендованных ВАК РФ для публикации основных научных результатов диссертаций, 3 – в изданиях, индексируемых в международных реферативных базах Scopus и Web of Science. По результатам разработки используемого оборудования получено три патента.

**Структура и объем работы.** Диссертация состоит из введения, пяти глав, заключения, списка литературы из 195 наименований, двух приложений, изложена на 206 листах печатного текста, всего 252 листа с учетом приложений, содержит 114 рисунков и 41 таблицу.

## ГЛАВА 1. МЕТОДЫ РАСЧЕТА СВАЙНОГО ОСНОВАНИЯ

При решении проблемы расчета большеразмерных свайных фундаментов в условиях динамических воздействий необходимо учитывать, что колебательный процесс системы «грунтовое основание – свайный фундамент с сооружением» происходит при наличии предварительно сформированного напряженно-деформированного состояния, поэтому расчетный метод должен позволять выполнять расчет как на стадии статического нагружения, так и в момент мгновенного динамического воздействия. В связи с этим в первом разделе настоящей главы рассмотрены необходимые для комплексного расчета характеристики грунтов. В последующих разделах выполнен анализ существующих методов расчета свайных фундаментов в условиях динамического нагружения. В конце главы даны выводы и уточнены задачи исследований.

### 1.1 Свойства грунтов в моделях линейно-деформируемого основания

Полная необратимая осадка грунтового основания под действием нагрузки на фундамент возникает в связи с развитием четырех составляющих:

$$s = s_e + s_0 + s_{fc} + s_{cr}, \quad (1.1)$$

где  $s_e$  – обратимые упругие деформации, характерные для малоамплитудных колебаний от слабых техногенных вибраций грунтового основания или для длительных воздействий, не превышающих начальную структурную прочность скелета грунта, определяемые с использованием прямых геотехнических исследований штампом и радиальным прессиомером по ветви вторичного нагружения, в том числе с использованием косвенных полевых исследований методами сейсмической разведки и динамического зондирования, по данным лабораторных исследований динамических свойств грунтов;  $s_0$  – общая осадка, по данным исследований штампом или прессиомером по ветви первичного нагружения, превышающего структурную прочность скелета грунта;  $s_{fc}$  –

первичная консолидационная осадка, связанная с фильтрационными свойствами основания;  $S_{cr}$  – вторичная консолидационная осадка при развитии ползучести.

Указанные составляющие осадки вносят не одинаковый вклад в значение полной осадки, а также могут происходить с разной скоростью.

На этапе длительных воздействий на грунтовое основание при возведении нового объекта капитального строительства и в процессе приложения к грунтовому основанию статических нагрузок, превышающих ранее испытанное грунтом бытовое давление, преобладает общая осадка. Скорость первичной консолидационной осадки зависит от степени водонасыщения и коэффициента фильтрации. Она выше для песков и гравия, медленнее для глин и супесей, что отражено в требованиях к проведению полевых испытаний грунтов. Вторичная консолидация как явление пластичности всегда достаточно длительная в зависимости от вида грунтов, занимающая наибольшее время в глинистых грунтах и незначительное в песчаных и гравийных грунтах.

Рассмотренные процессы развития длительных деформаций основания относятся к элементарному объему грунта. При приложении нагрузки к конструкции фундамента проявляется дополнительная зона интенсивных пластических деформаций по краям подошвы фундамента или пяты сваи. По мере увеличения нагрузки данные зоны проникают вглубь подстилающего основания до тех пор, пока не произойдет их смыкание вокруг уплотненного ядра, что формирует поверхность скольжения и потерю устойчивости положения (рисунок 1.1, а). Наглядные численные и лотковые исследования процесса формирования разрыва сплошности среды грунтового основания, показанные на рисунке 1.1, б, выполнялись Болдыревым Г.Г. [1] и Барвашевым В.А. [4, 5, 6].

Учитывая описанный процесс развития пластических зон на контакте основания с подошвой фундамента, на графике штамповых или компрессионных испытаний грунта рассматриваются деформации в границах линейного участка АВ (рисунок 1.1, в) с целью обоснования применимости модели линейно-деформируемого грунтового основания. При выполнении практических расчетов осадок фундаментов линейный участок АВ расширяется до точки С,

определяющей расчетное сопротивление  $R$  по СП 22.13330 на основании аналитических решений Пузыревского Н.П. и Герсеванова Н.М. [7]. На приведенном графике результаты компрессионных испытаний приведены к одометрическому модулю деформации  $E_{oed}$ , соответствующему общему модулю деформации  $E_0$  по результатам полевых испытаний штампами, с использованием экспериментальных коэффициентов  $m_{oed}$ , принятых на основании работ Агишева А.И. [8] и Игнатовой О.И. [9].

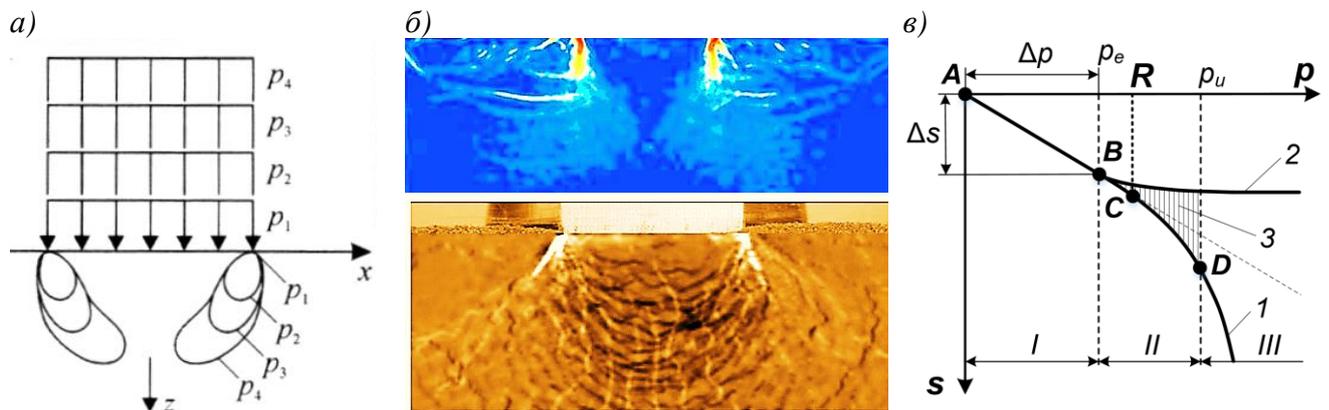


Рисунок 1.1 – Развитие зон пластических деформаций: а) схема развития процесса; б) результаты численного (сверху) и лоткового (снизу) исследования; в) график развития осадок по результатам штамповых (1) и компрессионных (2) испытаний при давлениях под подошвой:  $p_e$  для участка линейных деформаций до расхождения данных по методам испытаний из-за выпора грунта (3),  $R$  – для зон пластических деформаций на глубину до  $\frac{1}{4}$  ширины фундамента,  $p_u$  – предельное давление.

Упругая осадка, в отличие от трех остальных составляющих, напротив, является быстрой. Кроме того, она представляет наибольший интерес при рассмотрении колебаний грунтового основания в условиях малоамплитудных динамических или слабых сейсмических воздействий.

Лабораторные испытания динамических свойств грунтов и связанные с упругими характеристиками полевые исследования обычно выполняются при проектировании уникальных и технически-сложных зданий и сооружений по причине высокой стоимости используемого оборудования. Научные исследования динамического поведения грунтовых оснований объектов в области гидротехнического строительства и атомной энергетики [10, 11] отражены в

ГОСТ Р 56353 «Грунты. Методы лабораторного определения динамических свойств дисперсных грунтов», введенном только в 2015 году.

В России удалось заместить дорогостоящее иностранное оборудование для динамических испытаний грунтов [12], которое позволяет определять деформационные динамические свойства грунтов по ГОСТ Р 56353: модуль упругих деформаций; коэффициент Пуассона; модуль сдвига начальный и при сверхмалых деформациях; коэффициент демпфирования.

Для объектов массового строительства могут быть использованы накопленные экспериментальные данные по определению динамического модуля упругости исходя из корреляционной зависимости со скоростью продольных и поперечных волн по результатам полевых исследований методами сейморазведки. Зависимость динамических параметров грунтовой среды от скорости прохождения через нее упругих продольных  $V_p$  и поперечных  $V_s$  волн имеет строгое аналитическое описание [13] для динамического модуля упругости  $E_{dyn}$ , коэффициента Пуассона  $\nu$  и начального модуля сдвига  $G$ :

$$E_{dyn} = 2 V_s^2 (1 + \nu) = V_p^2 \rho \frac{(1+\nu)(1-2\nu)}{1-\nu}; \quad \nu = \frac{1-2(V_s/V_p)^2}{2-2(V_s/V_p)^2}; \quad G = V_s^2 \rho. \quad (1.2)$$

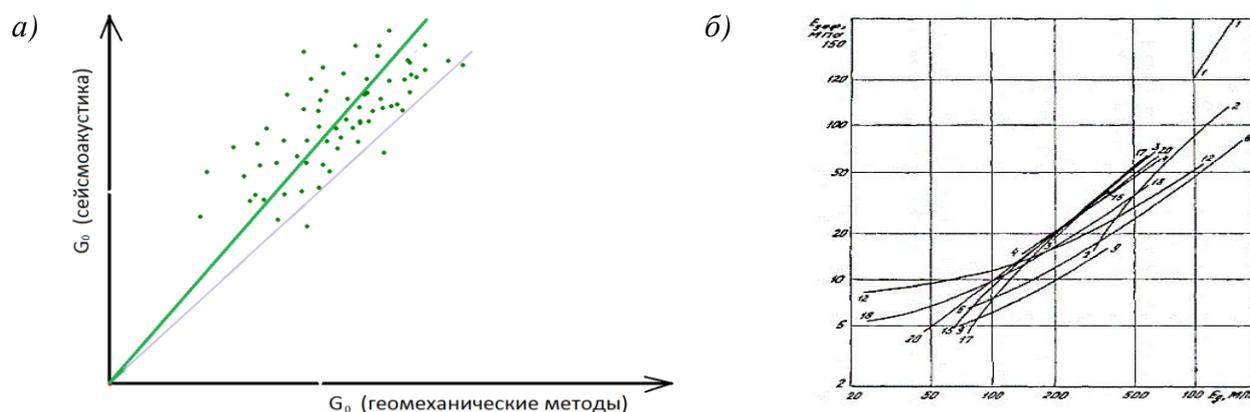


Рисунок 1.2 – Корреляция динамических свойств грунтов с результатами лабораторных и полевых испытаний: а) начальный модуль сдвига по результатам исследований АО «МостДорГеоТрест»; б) корреляция общего и динамического модуля деформации по результатам исследований АО ЦНИИС.

На рисунке 1.2 показаны кривые корреляционных зависимостей модуля упругих деформации от общего модуля деформации для дисперсных грунтов, по результатам исследований АО «МостДорГеоТрест» и в трудах ЦНИИС [14].

Результаты аналогичных исследований горных пород и корреляции их динамических и статических модулей упругости были обобщены Link Н. [15].

Как правило, на начальном этапе изысканий проектировщику известны только стандартные результаты лабораторных исследований грунтов. Поэтому для задач научного исследования целесообразно использовать обратные зависимости скорости упругих волн в грунтовом основании от их механических и физических свойств. Такие исследования выполнялись рядом авторов. В монографии Ишихара К. [16] обобщены результаты множества исследований разными авторами и получена эмпирическая зависимость начального модуля сдвига от коэффициента пористости грунта и величины действующих на грунт напряжений. Коллективом ИФЗ РАН им. О.Ю. Шмидта при разработке СП 283.1325800 принята обобщенная формула для определения общего модуля деформации по результатам полевых сейсморазведочных работ с использованием скорости упругих поперечных волн:

$$E_0 = 10^{1,67 \lg V_s - 2,58}. \quad (1.3)$$

Нуждиным Л.В. [17] были получены выражения для вычисления скорости распространения поперечной волны и начального модуля сдвига, для глинистых (1.4) и песчаных (1.5) грунтов в зависимости от их физических характеристик:

$$\begin{aligned} V_s &= 530[1 - 6,85(1 - 2w) - 0,3\gamma_d(1 - 0,4\gamma_d + 0,01\sigma_{ст}) + \\ &\quad + 2,4I_p(1 + 0,4\gamma_d)]; \\ G &= 28,7 \cdot 10^3 \cdot \\ &\cdot \gamma_s \frac{1+w}{1+e} \left[ 1 - 6,85(1 - 2w) + \frac{1 \cdot 10^3 \gamma_s}{1+e} \left( \frac{\gamma_s}{1+e} - 26,8 + 0,03\sigma_{ст} \right) + \right. \\ &\quad \left. + 0,1I_p \left( 2565 + \frac{\gamma_s}{1+e} \right) \right]^2; \end{aligned} \quad (1.4)$$

$$V_s = 27,6(\gamma_d - 9,85)\sigma_{ст}^{0,167}, \quad G = \gamma_s \frac{1+w}{1+e} \left( \frac{\gamma_s}{1+e} - 9,85 \right)^2 \sigma_{ст}^{0,333}, \quad (1.5)$$

где  $\gamma_s$  и  $\gamma_d$  – удельный вес скелета грунта и твердых частиц грунта;  $w$  и  $e$  – весовая влажность и коэффициент пористости грунта в долях единицы;  $\sigma_{ст}$  – геостатическое напряжение в грунте.

Перечисленные выше подходы к оценке динамических свойств грунтов использованы в процессе исследований колебаний большеразмерных свайных фундаментов с использованием моделей линейно-деформируемого основания в условиях динамических воздействий.

В качестве средства натуральных исследований процесса колебаний большеразмерного свайного основания рекомендовано применение геофизических методов сейсморазведки и оценка сейсмической жесткости основания с использованием выше приведенных зависимостей динамического модуля упругих деформаций и скорости прохождения поперечных волн.

## 1.2 Модель условного фундамента большеразмерного свайного поля

В качестве первичных оценочных значений максимальной осадки линейно-деформируемого грунтового основания  $s$  от распределенного давления  $p$  в уровне условного фундамента используется расчет методом послойного суммирования. Он основан на уравнении упругого полупространства Буссинеска Ж.В. [18]:

$$s = \frac{1}{E_0/(1-\nu_0^2)} \cdot \frac{N}{\pi \cdot R}, \quad r = (z_m - z)^2 + (x_m - x)^2, \quad E_0 = (1 - \nu^2)\omega D \frac{\Delta p}{\Delta s} \quad (1.6)$$

где  $r$  – расстояние от точки приложения сосредоточенной нагрузки  $N$ ,  $E_0$  – общий модуль деформации грунта, полученный по результатам испытания грунтов жестким штампом по формуле Шлейхера [19] с коэффициентом формы  $\omega$  и диаметром штампа  $D$ ,  $\nu_0$  – коэффициент поперечной деформации грунта.

Модель основания упругого полупространства Буссинеска, схематично показанная на рисунке 1.3, *a*, соответствует фактическим наблюдаемым осадкам фундаментов при введении параметра глубины сжимаемой толщи  $H_c$ , на которой дополнительные давления  $\sigma_{zp}$  не превышают половины бытовых  $\sigma_{z\gamma}$ .

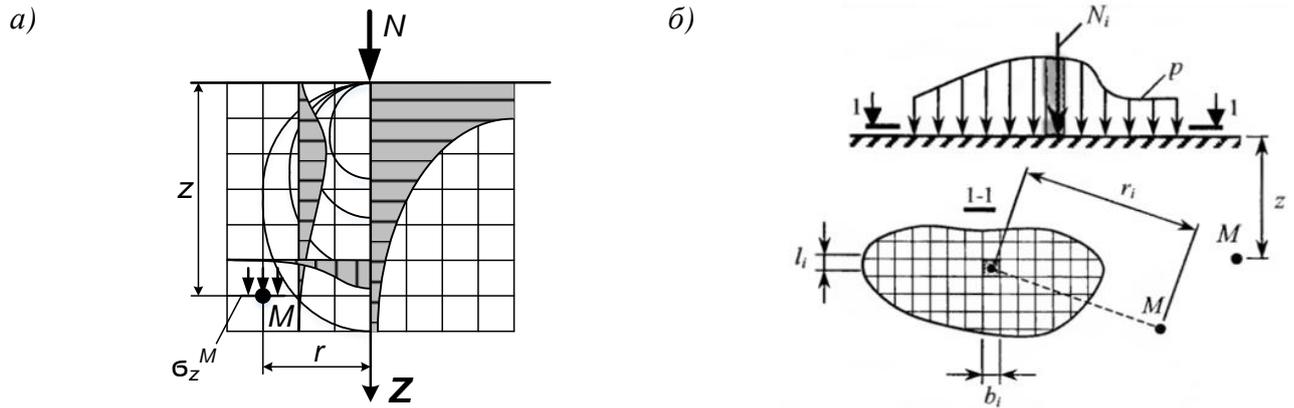


Рисунок 1.3 – Схемы анализа распределения напряжений в точке  $M$  по модели Буссинеска:

- а) вертикальное сечение полупространства через точку  $M$  и ось нагрузки  $N$ ;  
 б) схема численного интегрирования для гибкого фундамента произвольной формы и с неравномерно-распределенной по его площади нагрузкой  $p$ .

Метод послойного суммирования применим для вычисления напряжений в произвольной точке  $M$  под гибкой плитой с неравномерно распределенной нагрузкой  $p_i$  произвольной геометрии (рисунок 1.3, б), которая может быть аппроксимирована оболочечными конечными элементами [20]:

$$N_i = l_i b_i p_i. \quad \sigma_{zN}^{Mn} = \alpha p = \frac{1}{z^2} (k_1 N_1 + \dots + k_n N_n),$$

$$k_n = f\left(\frac{r_n}{z}\right) = \frac{3}{2\pi[1+(r_n/z)^2]^{5/2}}; \quad \sigma_{zN}^M = \alpha p = k_i (N_i/z^2). \quad (1.7)$$

Максимальная осадка основания  $s$  от нагрузки под подошвой столбчатого, плитного или условного фундамента, не учитывающая жесткость фундамента, в СП 22.13330 приведена к более простой линейной зависимости:

$$s = \beta \sum_{i=1}^n \frac{(\sigma_{zp,i} - \sigma_{zy,i}) h_i}{E_{0,i}} + \beta \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{zy,i} h_i}{E_{e,i}}, \quad (1.8)$$

где  $\sigma_{zp,i} = \alpha_i p$  – среднее значение дополнительного нормального напряжения по вертикали в  $i$ -ом слое грунта, равное полусумме указанных напряжений на верхней  $z_{i-1}$  и нижней  $z_i$  границах слоя по вертикали, вдоль оси  $z$ , проходящей через центр подошвы фундамента;  $\sigma_{zy,i} = \alpha_i \sigma_{zg,0}$  – вертикальное нормальное напряжение в уровне подошвы фундамента от собственного веса грунта  $\sigma_{zg,0}$ , выбранного при отрывке котлована;  $\alpha_i$  – коэффициенты рассеивания нагрузки в

упругом полупространстве Буссинеска в зависимости от формы подошвы и глубины фундамента по таблицам СП 22.13330.

Вертикальные напряжения от внешней нагрузки на глубине  $z$  от подошвы фундамента  $\sigma_{zpc,i}$ , кПа, по вертикали, проходящей через угловую точку прямоугольного фундамента, вычисляются по упрощенной формуле как  $\alpha_i p/4$ . Вертикальные напряжения  $\sigma_{zPA}$ , кПа, на глубине  $z$  от подошвы фундамента по вертикали, проходящей через произвольную точку  $A$  при давлении по подошве  $p$ , вычисляются алгебраическим суммированием напряжений  $\sigma_{zpc,j}$  в угловых точках двух-четырёх фиктивных фундаментов по формуле:

$$\sigma_{zPA} = \sum_{j=1}^4 \sigma_{zpc,j}. \quad (1.9)$$

Коэффициенты  $\alpha_i$  для вычисления напряжений в точке  $M$  на заданной глубине упругого полупространства могут быть определены аналитически интегрированием решения Буссинеска для простых форм [21, 22] в основании под углом равномерно распределенной по прямоугольной площади нагрузки (1.10), в центре равномерно распределенной по прямоугольной площади нагрузки (1.11), по оси симметрии равномерно распределенной полосовой нагрузки (1.12) и в центре от распределенной по кругу нагрузки (1.13):

$$\sigma_{zN}^C = p\alpha = p \frac{1}{2\pi} \left[ \operatorname{arctg} \frac{bl}{z\sqrt{b^2+l^2+z^2}} + \frac{2blz(b^2+l^2+2z^2)}{(b^2+z^2)(l^2+z^2)\sqrt{b^2+l^2+z^2}} \right]; \quad (1.10)$$

$$\sigma_{zN}^M = p\alpha = p \frac{2}{\pi} \left[ \operatorname{arctg} \frac{bl}{2z\sqrt{b^2+l^2+4z^2}} + \frac{2blz(b^2+l^2+8z^2)}{(b^2+4z^2)(l^2+4z^2)\sqrt{b^2+l^2+4z^2}} \right]; \quad (1.11)$$

$$\sigma_{zN}^{lin} = p\alpha = p \frac{1}{\pi} \left[ \operatorname{arctg} \frac{b-2y}{2z} + \operatorname{arctg} \frac{b+2y}{2z} - \frac{4bz(4y^2-4z^2-b^2)}{(4y^2-4z^2-b^2)^2+16b^2z^2} \right]; \quad (1.12)$$

$$\sigma_{zN}^M = p\alpha_{cir} = p \left( 1 - \frac{z^3}{(R^2+z^2)^{3/2}} \right). \quad (1.13)$$

В соответствии с научными работами [23, 26, 30, 27] в нормативную практику введено уточнение расчета большеразмерного свайного поля как условного фундамента с учетом двух дополнительных составляющих относительно фундамента на естественном основании:

$$s = s_{ef} + \Delta s_p + \Delta s_c, \quad (1.14)$$

где  $s_{ef}$  – осадка условного свайного фундамента;  $\Delta s_p$  – дополнительная осадка за счет продавливания свай в уровне подошвы условного фундамента;  $\Delta s_c$  – дополнительная осадка за счет сжатия ствола свай, которая может быть определена в модели за счет деформации стержневых конечных элементов свай либо по правилам расчета центрально сжатой железобетонной стойки.

Границы условного фундамента ограничены нижней плоскостью в уровне нижних концов свай, по вертикали – плоскостями, удаленными от краевых свай на половину шага свай, но не более двойного приведенного диаметра.

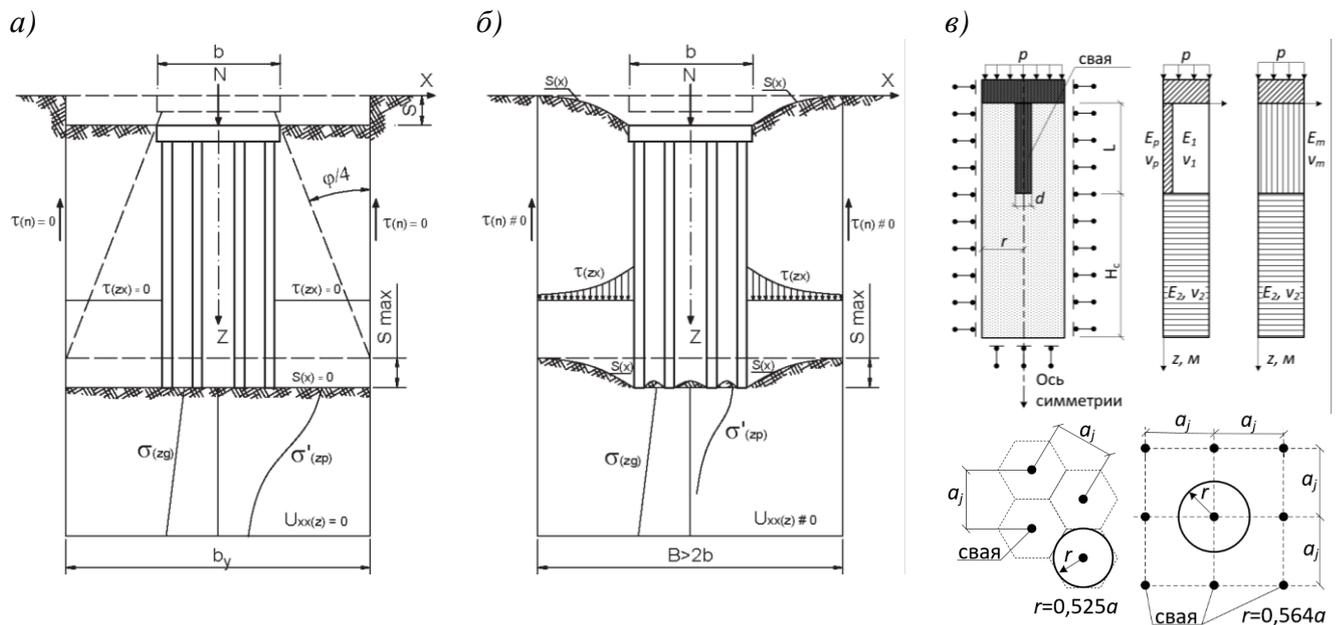


Рисунок 1.4 – Схемы к вариантам уточнения метода послойного суммирования для условного фундамента: а) схема для свайных кустов с малым шагом между свай; б) то же для большеразмерных свайных и свайно-плитных фундаментов; в) схема ячейки для вычисления дополнительной осадки  $\Delta s_p$  под пятой свай.

Для проверки давления на уровне нижних концов свай анализируют нагрузки под подошвой условного фундамента от их нормативно-длительного сочетания:

$$p = \frac{N_{II}/\gamma_f + G_{ef}}{a_{ef} b_{ef}} \leq R_{ef}, \quad (1.15)$$

где  $\gamma_f$  – коэффициент надежности по нагрузке, принимаемый 1,2;  $N_{II}$  – нормативно длительная нагрузка от надфундаментной части;  $a_{ef}, b_{ef}$  – длина и ширина условного фундамента;  $G_{ef} = a_{ef}b_{ef}h_{ef}\gamma$  – нормативный вес условного фундамента, где  $\gamma$  – осредненный удельный вес бетона и грунта 20 кН/м<sup>3</sup>;  $h_{ef}$  – высота условного фундамента от уровня планировки до нижних концов свай, м.

Расчетное сопротивление грунта на уровне нижних концов свай определяется с учетом ширины и высоты условного фундамента по упрощенной формуле:

$$R_{ef} = \frac{\gamma_{c1}\gamma_{c2}}{K} [M_{\gamma}K_z b \gamma_{II} + M_q d_1 \gamma'_{II} + M_c c_{II}]. \quad (1.16)$$

Расчет осадки условного фундамента производят методом послойного суммирования с условным ограничением сжимаемой толщи по формуле (1.8). Вертикальное дополнительное давление  $\sigma_{zp}$ , определяющее деформации и глубину сжимаемой толщи, рассматривается только от действия нагрузки, приложенной к свайному фундаменту и вес грунта в пределах условного фундамента не учитывается. Бытовые напряжения  $\sigma_{zy}$  определяются с учетом откопки котлована. В нагрузке на фундамент учитывается собственный вес фундамента.

Величина осадки продавливания  $\Delta s_p$  зависит от шага свай в свайном поле, причем шаг может быть переменным. Расчет следует выполнять применительно к цилиндрической ячейке, в пределах которой рассматриваемые точки в массиве грунта находятся ближе к оси данной сваи, чем к осям остальных свай. Площадь горизонтального поперечного сечения ячейки равна  $a^2$ , где  $a$  – шаг свайного поля в окрестности данной сваи. Грунт в объеме ячейки делится на две однородные части: в пределах длины сваи  $L_p$  с модулем общей деформации  $E_1$  и коэффициентом поперечной деформации  $\nu_1$ , а ниже с аналогичными параметрами  $E_2$  и  $\nu_2$ . В общем случае для неоднородного по глубине основания эти параметры получают осреднением, аналогично алгоритму расчета осадки одиночной сваи по формулам (1.48) и (1.49), рассмотренным далее. Внешняя нагрузка на ячейку:

$$P = p \Omega, \quad \Omega = \pi(r_p a)^2 \quad (1.17)$$

где  $\Omega$  – площадь поперечного сечения ячейки, с коэффициентом  $r_p$  равным 0,564 при ортогональном шаге свай и 0,525 при диагональном;  $p$  – среднее давление под подошвой условного фундамента по формуле 1.2.10.

Осадка продавливания  $\Delta s_p$  в общем случае ( $E_2 > E_1 > 0$ ) будет равна:

$$\Delta s_p = \frac{\Delta s_{p1}}{\frac{\Delta s_{p1}}{\Delta s_{p0}} \left(1 - \frac{E_1}{E_2}\right) + \frac{E_1}{E_2}}, \Delta s_{p1} = \frac{\pi(1-\nu_2^2)p}{4E_2} (a - 1,5d_c), \Delta s_{p0} \approx \frac{(1-\nu_2^2)(1-k)P}{d_c E_2}, \quad (1.18)$$

где  $E_1$  – модуль общей деформации грунта в пределах длины сваи  $L_p$ , без учета заделки сваи в ростверк, получаемый осреднением значений  $E_i$  в случае неоднородного по глубине основания;  $E_2$  – модуль общей деформации несущего слоя основания под пятой сваи, осредненный на глубину  $0,5L_p$ ;  $\Delta s_{p1}$  – осадка продавливания нижнего конца сваи;  $a$  – шаг свай в области свайной ячейки, м;  $d_c$  – диаметр или сторона сваи, м;  $\Delta s_{p0}$  – осадка идеальной сваи-стойки ( $E_1 \rightarrow 0$ ), приближенно вычисляемой с учетом коэффициента  $k = \sqrt{A/\Omega}$ , при площади опирания пяты сваи на грунт  $A$ . Для случая однородного основания ( $E_1 = E_2$ ,  $\nu_1 = \nu_2$ )  $\Delta s_{p1}$  определяется с учетом коэффициента поперечной деформации несущего слоя  $\nu_2$ , осредненного на глубину  $0,5L_p$ .

Осадка за счет сжатия ствола сваи с модулем упругости бетона  $E_b$ :

$$\Delta s_c = \frac{P(L_p - a)}{E_b A}. \quad (1.19)$$

Метод послойного суммирования принят в СП 22.13330 и СП 24.13330 основным за счет своей простоты, консервативности линейных расчетов по секущему модулю общей деформации, использованию в основе метода модели идеально упругого полупространства. Модель условного большеразмерного свайного фундамента наследует эти же особенности.

### 1.3 Контактные модели линейно-деформируемого грунтового основания

Модель пропорциональных деформаций относится к простейшему типу контактных моделей, когда для вычисления напряжений под подошвой

фундамента, контактирующей с основанием, используется один коэффициент пропорциональности с постоянным или переменным значением.

Первая контактная модель пропорциональных деформаций была предложена в 1801 году академиком Санкт-Петербургской академии наук Фуссом Н.И. [31] и окончательно сформулированная в 1867 году Винклером Э. [32]:

$$s = \frac{p}{c_1}, \quad (1.20)$$

где  $s$  – осадка основания;  $p = N/A$  – распределенная нагрузка на штамп или фундаментную плиту, создающая давление под подошвой плиты;  $C_1$  – коэффициент пропорциональности, также называемый коэффициентом постели, который означает какая нагрузка приводит единичному значению деформации.

Поведение основания приближается к модели Фусса-Винклера для очень жестких фундаментов либо гибких фундаментов в очень рыхлых грунтах, слабо воспринимающих сдвиговые усилия в массиве грунта или при высоких краевых напряжениях, вызывающих срез несущего слоя грунта за счет развития пластических деформаций.

При использовании данной модели не могут быть учтены распределительные способности основания, которые приводят к образованию осадочной мульды при влиянии нового строительства на окружающую застройку или между отдельно стоящими фундаментами на естественном основании.

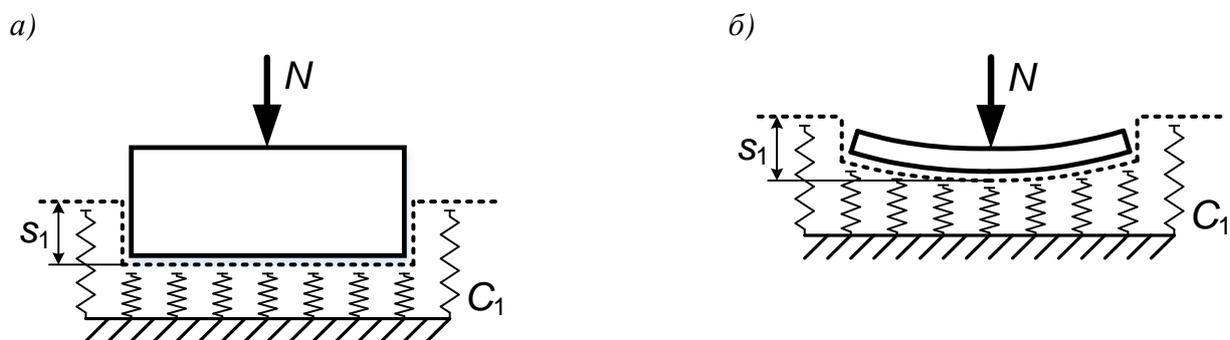


Рисунок 1.5 – Схема модели пропорциональных деформаций с одним коэффициентом постели:

а) деформации жёсткого фундамента; б) то же – гибкого.

Модель пропорциональных деформаций Фусса-Винклера удобна, когда требуется выполнить приведение деформаций расчетной модели сооружения к предварительно определенным осадкам с использованием иного метода. Например, при взаимодействии между инженером-конструктором и геотехником, когда последний сообщает коэффициенты постели или значения жесткостей линейных специальных конечных элементов по итогу выполнения геотехнического расчета с использованием многопараметрических нелинейных моделей грунтов.

Широкое распространение при расчете осадки условного фундамента конечной жесткости получила контактная модель модифицированного итерационного метода послойного суммирования, предложенная Федоровским В.Г. и Безволевым С.Г. [33], которая использует подход модели пропорциональных деформаций с переменным коэффициентом постели, определяемым в результате расчета осадки в каждой точке подошвы гибкой плиты с использованием модифицированного метода послойного суммирования.

Данная модель является билинейной и представляет дальнейшее развитие модели линейно-деформируемого основания за счет того, что учитывает наличие у грунта структурной прочности  $p_c$ . Модель основания представлена в виде верхнего массива с модулем общей деформации  $E_0$ , опирающегося на значительно более жесткое полупространство с заданным модулем упругости  $E_e$ , который по умолчанию в несколько раз выше  $E_0$ . Толщина более деформативного слоя зависит от нагрузки и структурной прочности грунта, а модуль деформации слоя получается осреднением по глубине. Осадка какой-либо точки поверхности основания  $s$  под подошвой гибкого плитного фундамента записывается в виде:

$$s = \int_{z_f}^{z_d} \varepsilon_{z,i} dz, \quad (1.21)$$

где  $\varepsilon_{z,i}$  - послойные деформации слоя  $i$  грунтового основания  $z$  - вертикальная координата, возрастающая вниз;  $z_f$  - координата подошвы плиты;  $z_d = z_f + H_c$  - нижняя граница интегрирования;  $H_c$  - глубина сжимаемой толщи.

При определении  $s$  без учета боковых деформаций ( $\varepsilon_x = \varepsilon_y = 0$ ;  $\varepsilon_z \neq 0$ ) в случае грунта со структурной прочностью для  $\varepsilon_z$  принимаются, зависимости:

$$\text{при } \sigma_z \leq p_c \quad \varepsilon_z = \beta \frac{\sigma_p}{E_e}, \quad \text{при } \sigma_z > p_c \quad \varepsilon_z = \beta \left[ \frac{p_c - \sigma_0}{E_e} + \frac{\sigma_z - p_c}{E_0} \right], \quad (1.22)$$

где  $\sigma_z$  - суммарное вертикальное напряжение  $\sigma_z = \sigma_0 + \sigma_p$ ;  $\sigma_0$  - начальное вертикальное напряжение до начала приложения нагрузки, равное бытовому давлению от собственного веса грунта и давлению от существующих сооружений окружающей застройки;  $\sigma_p$  - дополнительное вертикальное напряжение от возводимого сооружения;  $E_0$  - модуль общей (упругопластической) деформации;  $E_e = (1,5 \div 12) E_0$  - модуль упругой (обратимой) деформации;  $p_c$  - структурная прочность на сжатие, зависящая от плотности (пористости) грунта и давления, т.е. то бытовое давление, которое сложилось в массиве грунта за длительный срок от собственного веса грунта на рассматриваемой глубине в толще основания;  $\beta$  - коэффициент, отражающий степень стеснённости боковых деформаций в условиях компрессионного сжатия ( $\varepsilon_x = \varepsilon_y = 0$ ;  $\varepsilon_z \neq 0$ ).

Выражение для  $\varepsilon_z$  отображает нелинейные свойства грунта, для которого принимаются различные модули деформации, определенные при компрессионных испытаниях грунта, обладающего структурной прочностью, для выявления которой нагружения осуществляются малыми ступенями  $\sigma_z$  как на графике ( $\sigma_z - \varepsilon_z$ ) на рисунке 1.6, б).

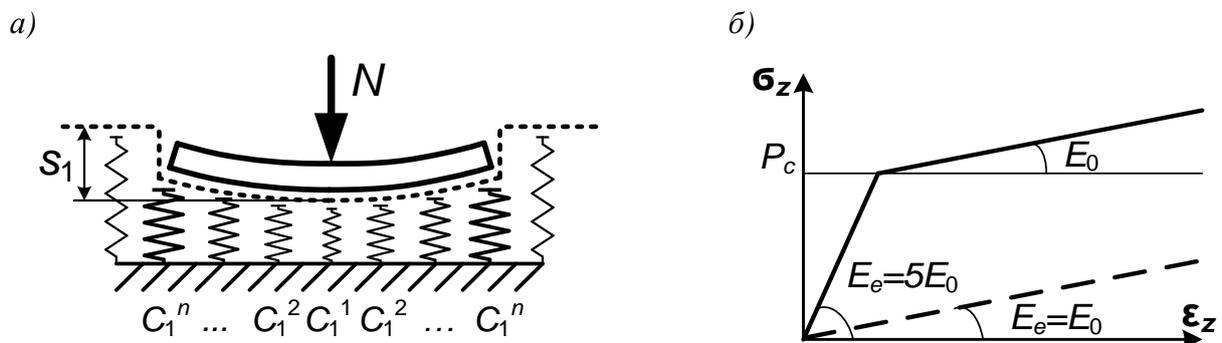


Рисунок 1.6 – Схемы модифицированного итерационного метода послойного суммирования Федоровского-Безволева: а) деформации абсолютно гибкого фундамента; б) график билинейной зависимости  $\sigma_z - \varepsilon_z$  с точкой перелома при превышении структурной прочности грунта  $p_c$  (исторических бытовых давлений).

Непосредственное использование компрессионной зависимости  $\varepsilon_z = f(\sigma_z)$  при вычислении осадок  $s$  позволяет более точно отразить билинейное деформирование грунта с учетом ветви повторного нагружения, по сравнению с зависимостью с использованием одного модуля деформации, обозначенной штриховой линией на рисунке 1.6, б.

Большой интерес представляет модель пропорциональных деформаций для большеразмерного свайного фундамента, предложенная Готман Н.З. (2003). Расчет допускается выполнять по упрощенным формулам в центре тяжести трапецевидных участков, на которые разбиваются симметричные области по краю периметра свайного фундамента. Переменные коэффициенты назначаются оболочечным конечным элементам свайного ростверка без моделирования самих свай. Постоянный коэффициент постели  $K_0$  аналогично модели Фусса-Винклера назначается в центре плиты и переменные коэффициенты  $Kx_i$  и  $Ky_i$  по полосовым областям постоянного шага по периметру ростверка, как на рисунке 1.7.

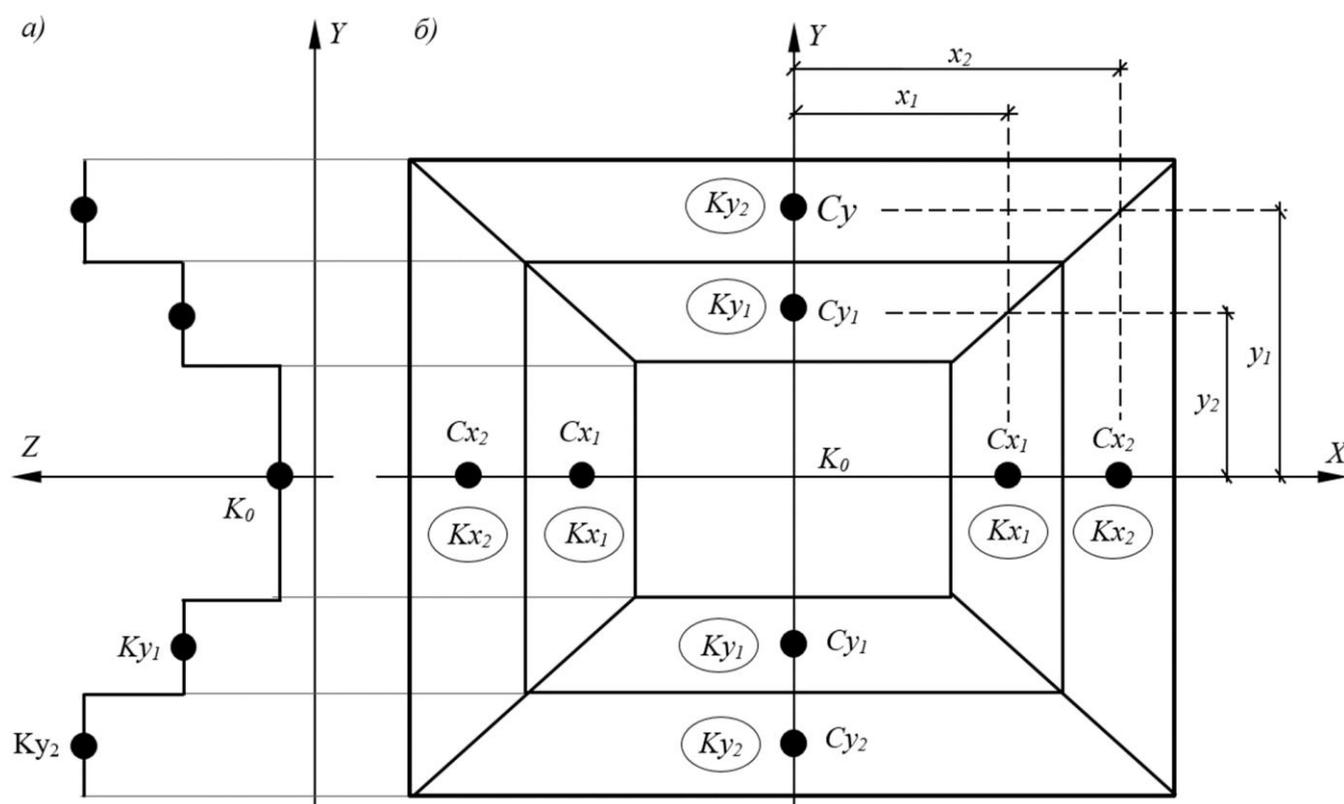


Рисунок 1.7 – Значения переменного коэффициента постели  $K$ :

а) эпюра по глубине; б) распределение в плане.

Начальный коэффициент постели основания  $K_0$  является отношением давления в основании плитного ростверка к средней осадке. Если основание под нижними концами свай сложено горизонтальными и выдержанными по толщине слоями грунта с уклоном не более 1:10, то коэффициенты постели  $K_{(x,0)}$  и  $K_{(y,0)}$  вдоль ортогональных осей плиты  $Ox$  и  $Oy$  допускается определять как:

$$K_0 = \frac{p}{s}, \quad K_{(x,0)} = K_0 \left(1 + \frac{2,25x^2}{L^2 + B^2}\right), \quad K_{(y,0)} = K_0 \left(1 + \frac{2,25y^2}{L^2 + B^2}\right), \quad (1.23)$$

где  $x$  и  $y$  – расстояние от центра плиты до рассматриваемого трапецевидного участка;  $L$  – длина ростверка;  $B$  – ширина ростверка.

Помимо контактных моделей пропорциональных деформаций, для разработки комплексной модели расчета большеразмерного фундамента рассмотрены альтернативные подходы к анализу осадки условного фундамента конечной жесткости с контактной моделью линейно-деформируемого полупространства, учитывающей распределительные способности основания и формирование осадочной мульды, показанной на рисунке 1.8. Эти модели учитывают взаимное влияние близко расположенных зданий и отдельно стоящих фундаментов, а также совместную осадку свай в составе большой группы.

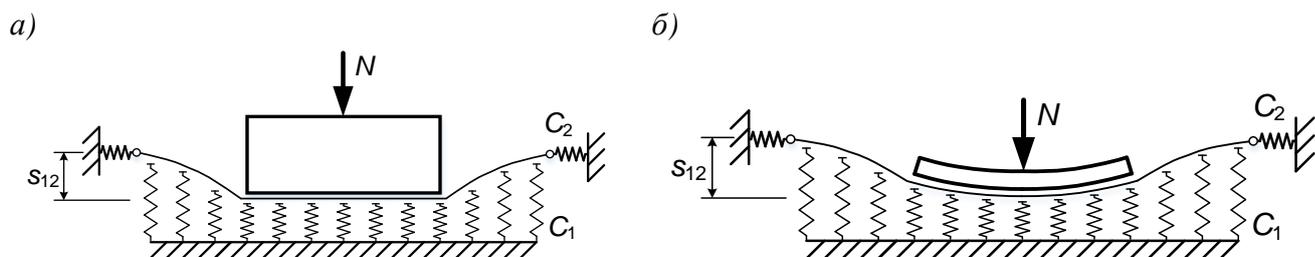


Рисунок 1.8 – Схема двухпараметрических контактных моделей: а) деформации основания для абсолютно жесткого фундамента; б) то же – конечной жесткости.

Впервые в 1940 году Филоненко-Бородич М.М. [34] предложил математическое описание процедуры сворачивания однородного полупространства к контактной поверхности путем интегрирования. Им предложено решение, где произвольная постоянная интегрирования  $C$  была связана с величиной силы  $P$  по следующим формулам:

$$P = \int w_0 dS, \quad r = \sqrt{x^2 + y^2 + h^2} = \sqrt{\rho^2 + h^2},$$

$$\int_0^\infty \frac{\rho d\rho}{(\rho^2 + h^2)^{\frac{5}{2}}} = \frac{1}{2} \int_0^\infty \frac{d(\rho^2 + h^2)}{(\rho^2 + h^2)^{\frac{5}{2}}} = \frac{1}{2} \frac{d(\rho^2 + h^2)^{-\frac{3}{2}}}{(-\frac{3}{2})} = \frac{1}{3h^3},$$

$$P = 3C\nu h^3 \cdot 2\pi \frac{1}{3h^3}, \quad C\nu \cdot 2\pi = P, \quad C = \frac{P}{2\pi\nu}, \quad (1.24)$$

$$\delta w = -\frac{\sigma_{\text{гр}}(\xi, \eta) dS}{4\pi\nu} 2(1 - \sigma) \frac{1}{r'}, \quad r' = \sqrt{(x - \xi)^2 + (y - \eta)^2},$$

$$w = -\frac{1-c}{2\pi\nu} \int \frac{q(\xi, \eta)}{r'} dS = -\frac{1-c^2}{\pi E} \int \frac{\sigma_{\text{гр}}(\xi, \eta)}{r'} d\xi d\eta.$$

В основу модели Филоненко-Бородича положена взаимосвязь между вертикальными осадками основания  $w$ , средним давлением под подошвой фундамента  $p$ , нормальными  $\sigma = C_1 w$  и касательными  $\tau = C_2 dw/dx$  напряжениями в теле вертикальной элементарной призмы единичной площади и на заданном удалении в осях координат  $x$  и  $y$ :

$$C_1 w - C_2 \left( \frac{d^2 w}{dx^2} + \frac{d^2 w}{dy^2} \right) - p = 0, \quad (1.25)$$

где  $C_1$  и  $C_2$  – коэффициенты пропорциональности при сжатии и при сдвиге.

Модель Пастернака П.Л. [35] является развитием модели Филоненко–Бородича с использованием методики Горбунова-Посадова М.И. [36, 37]. Данная методика справедлива для однородного в плане многослойного основания, состоящего из конечного числа слоев, каждый из которых является линейно-деформируемым и постоянным по толщине. В качестве коэффициентов жесткости также используются два постоянных коэффициента постели  $C_1$  и  $C_2$ .

Наиболее обоснованным является способ назначения коэффициентов  $C_1$  и  $C_2$  по результатам штамповых испытаний. Именно так и предполагал их определять Пастернак П.Л. Несмотря на наличие методики, в отчетах по инженерно-геологическим изысканиям, как правило, информация по  $C_1$  и  $C_2$  отсутствует. В связи с этим разработано достаточно много дополнительных методик, позволяющих по заданным  $E$ ,  $H$  и  $\nu$ , определить  $C_1$  и  $C_2$  так, чтобы двухпараметрическая модель наилучшим образом приближалась к модели упругого полупространства с ограниченной глубиной. Ниже указаны некоторые из методик, использующие разные аналитические зависимости для калибровки

коэффициентов двухпараметрической контактной модели основания: Власова В.З. и Леонтьева Н.Н. [38], Барвашова В.А. [4], Сливкера В.И. [39].

В модели основания Пастернака выполняется математическое приведение модели Буссинеска к поверхности контакта подошвы плиты в обобщенном виде:

$$s_z = \frac{q}{C_1 - C_2 \cdot \Delta}, \quad (1.26)$$

где  $\Delta = \frac{\partial^2}{\partial x^2} + \frac{\partial^2}{\partial y^2} + \frac{\partial^2}{\partial z^2}$  – оператор Лапласа,  $1/\text{м}^2$ ;  $C_1 = E/(H \cdot (1 - \nu^2))$  и  $C_2 = E \cdot H/(12(1 + \nu)^2)$  – коэффициенты пропорциональности сжатия и сдвига,  $\text{тс}/\text{м}^3$  и  $\text{тс}/\text{м}$ , по эмпирической методике Власова-Леонтьева;  $H$  – сжимаемая толщина в м,  $\nu$  – коэффициент Пуассона;  $E$  и  $G$  – приведенные модули деформации и сдвига, которые для каждого слоя на глубине  $z$  могут быть выражены:

$$s_z = E = E_0 \frac{1 - \nu}{(1 + \nu)(1 - 2\nu)}, \quad G = \frac{E_0}{2(1 + \nu)}. \quad (1.27)$$

Если обозначить толщину сжимаемой толщи многослойного грунтового основания  $H_c = \sum_{i=1}^n h_i$  через сумму числа слоев  $n$ , линейно-деформируемых и постоянных по толщине  $h_i$  то для численных расчетов удобнее использовать следующие формулы для определения  $C_1$  и  $C_2$  [46, 47]:

$$C_1 = \left[ \int_0^H \frac{dz}{E(z)} \right]^{-1} = \sum_{i=1}^n \frac{E_i}{h_i}, \quad C_2 = \left[ \int_0^H \frac{dz}{E(z)} \right]^{-2} \int_0^H \frac{1}{E(z)} \int_0^z G(z) \int_z^H \frac{dz}{E(z)}, \quad (1.28)$$

Во всем множестве методик уточнения  $C_1$  и  $C_2$  достоинством модели Пастернака является ее относительная простота и возможность учета распределительных свойств основания. Первый параметр  $C_1$  по смыслу аналогичен коэффициенту постели по гипотезе Винклера, однако имеет другое численное значение и тем больше отличается, чем более упругим является основание с более полой осадочной мульдой. Второй коэффициент сдвига  $C_2$  учитывает работу упругого основания на сдвиг (срез). Если второй параметр принимать нулевым, то модель преобразуется в основание Фусса-Винклера. Основными недостатками модели Пастернака являются невозможность прогноза напряженно-деформированного состояния по глубине основания и отсутствие нормативных положений по определению коэффициентов постели при штамповых испытаниях.

Следует заметить, что модель Пастернака содержит противоречие при выводе формул, допускающее разрыв в эпюре касательных напряжений. Это противоречие было снято в работе Медникова И.А. [48]. Он учел ступенчатое снижение по высоте грунтового столба значений модуля деформации сдвига, а также предложил для приведенного модуля сдвига поправочный коэффициент  $K_i$ , позволяющий завышенный коэффициент постели на сдвиг  $C_2$  сопоставить с фактическими данными испытаний грунтов. Математические зависимости Медникова И.А. были обобщены Шашкиным К.Г. [49] и развиты до завершённой модели поверхности упругого слоя с переменным модулем сдвига по глубине:

$$C_1 = \frac{1}{\delta_1} = \sum_{i=1}^n \frac{E_i}{h_i}, \quad C_2 = \frac{1}{3\delta_1^2} \sum_{i=1}^n G_i h_i (\delta_i^2 + \delta_i \delta_{i+1} + \delta_{i+1}^2) \quad (1.29)$$

где  $H_c = \sum_{i=1}^n h_i$  – полная глубина деформируемой толщи грунтового основания, состоящей из конечного числа слоев  $n$ , линейно-деформируемых и постоянных по толщине  $h_i$ ;  $E_i = E_{0i}(1 - \nu_i)[(1 + \nu_i)(1 - 2\nu_i)]^{-1}$  – одометрический приведенный модуль деформации слоя  $i$ , учитывающий допущение о незначительном влиянии поперечных деформации;  $E_{0i}$  – общий модуль деформации слоя  $i$  по данным изысканий или справочный;  $\nu_i$  – модуль пропорциональных поперечных деформация слоя (коэффициент Пуассона);  $G_i = K_i E_{0i} [2(1 + \nu_i)]^{-1}$  – модуль деформации сдвига слоя  $i$ ;  $K_i < 1$  – поправочный коэффициент по данным лабораторных испытаний, всегда меньше единицы и учитывающий отклонение грунтов от совершенно упругих тел, который в случае игнорирования и единичного значения приводит к завышенным значениям  $C_2$ , должен быть вычислен по данным сопоставления со штамповыми испытаниями или при их отсутствии с методом послойного суммирования;  $\delta_1 = \sum_{i=1}^n h_i/E_i$  – коэффициент податливости основания, вычисленный для полной глубины сжимаемой толщи  $H_c$  для всех слоев от 1 до  $n$ , пропорциональный коэффициенту постели при сжатии  $\delta_1 = 1/C_1$ ;  $\delta_i = \sum_{j=i}^n h_j/E_j$  – коэффициент податливости от второго или последующих слоев основания до отметки  $H_c$  и равный нулю при  $i = n + 1$ .

Модель Шашкина имеет процедуру обратного «разворачивания» напряжений под подошвой фундамента к нормальным, касательным напряжениям и перемещениям в любой точке массива полупространства по формулам:

$$\sigma_z = -(C_1 w_0 - C_2 \Delta w_0) - \Delta w_0 \int_0^z G \varphi dz; \quad \sigma_x = \sigma_y = \sigma_z (\nu / (1 - \nu));$$

$$w = \varphi \left( w_0 - \Delta w_0 \int_0^{H_c} \frac{1}{E} \left( \int_0^z G \varphi dz \right) dz \right) + \Delta w_0 \int_0^{H_c} \frac{1}{E} \left( \int_0^z G \varphi dz \right) dz; \quad (1.30)$$

$$\tau_{xz} = G \partial w / \partial x; \quad \tau_{yz} = G \partial w / \partial y,$$

где  $\nabla = \left( \frac{\partial^2}{\partial x^2} + \frac{\partial^2}{\partial y^2} \right)$  – аналог оператора Лапласа,  $1/\text{м}^2$ ;  $\varphi = \int_z^{H_c} \frac{1}{E} dz / \int_z^{H_c} \frac{1}{E} dz$  – параметр для учета в формуле переменного по глубине модуля сдвига  $G$ .

На рисунке 1.9 представлена реализация данной модели в Mathcad с расчетом перемещений под подошвой условного фундамента и обратного вычисления напряжений в любой точке в основании.

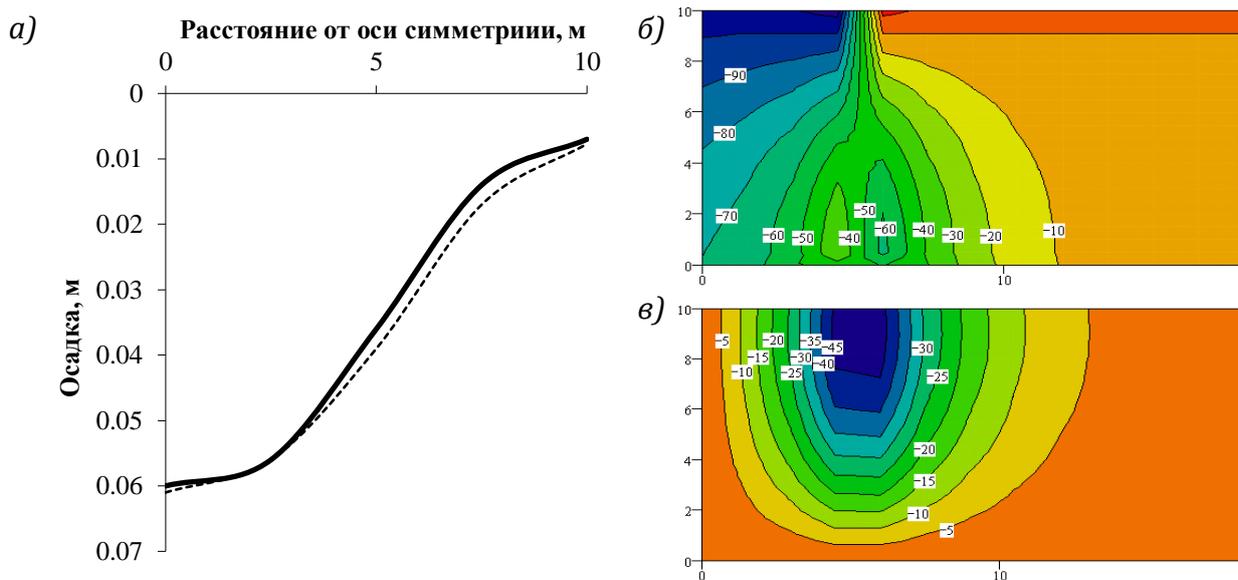


Рисунок 1.9 – Пример реализации в Mathcad двухпараметрической аналитической контактной модели основания по К.Г. Шашкину для условного бесконечного ленточного фундамента: а) осадка в основании под гибким фундаментом, м; б) вертикальные напряжения в основании от нагрузки по подошве фундамента, кПа; в) касательные напряжения, кПа.

#### 1.4 Модели одиночной сваи и малой группы свай

Расчетная схема висячей сваи или сваи-стойки (рисунок 1.10, а) с горизонтальной нагрузкой основывается на методе местных упругих деформаций

с треугольной формой распределения коэффициента постели и на допущении об условной ширине сваи, отражающей условия взаимодействия с грунтом. Силовое взаимодействие сваи и грунта основания описывается либо функцией коэффициента постели  $C_z$  для отношения контактных давлений  $\sigma_z$  и совместных горизонтальных перемещений  $y_z$  сваи и околосвайного грунта, либо через коэффициент пропорциональности  $K$  уравнениями:

$$C_z = \sigma_z \cdot y_z, \quad C_z = K \cdot z, \quad (1.31)$$

где  $K$  - коэффициент пропорциональности, тс/м<sup>4</sup> или кН/м<sup>4</sup>, принимаемый по таблице Б.1 СП 24.13330 в зависимости от вида грунта;  $z$  - координата длины сваи, отсчитываемая от поверхности основания и равная нулю на её верхней границе; координата низа сваи  $z$  равна длине заглублённой части сваи  $h$ .

Значения коэффициентов  $K$  в таблице Б.1 СП 24.13330 получены путём обобщения серий экспериментов, выполненных Голубковым В.Н. [51] и Лугой А.Л. [53], по схемам, показанным на рисунке 1.10, в.

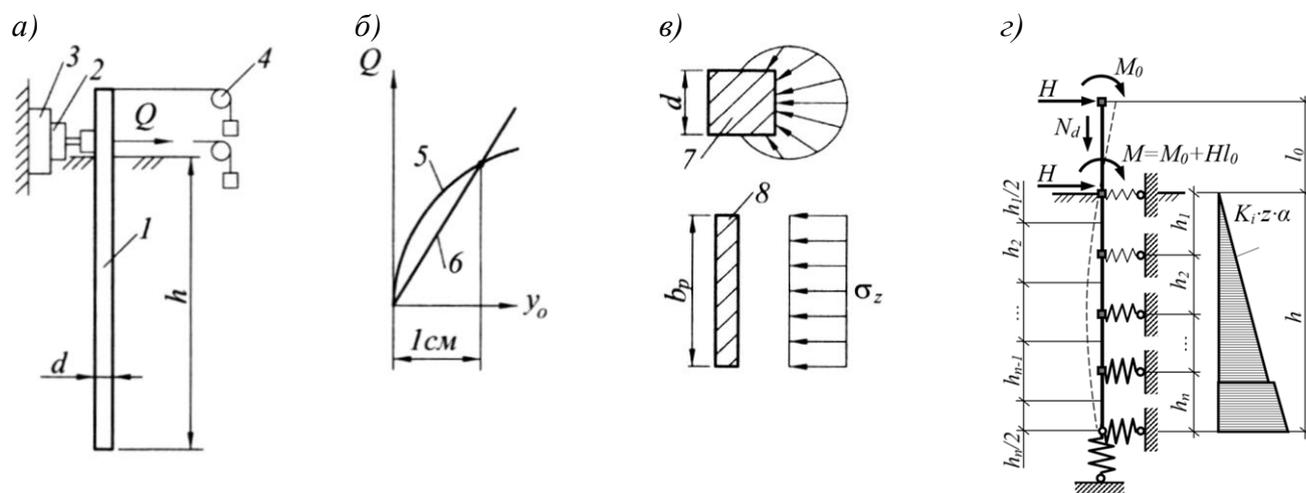


Рисунок 1.10 – Схемы к определению горизонтальной жесткости одиночной сваи: а, б) схема натуральных испытаний на горизонтальную нагрузку  $Q$ : 1 – свая, 2 – домкрат, 3 – упорная конструкция, 4 – датчики деформации в уровне оголовка и в уровне приложения нагрузки, 5 – фактическая диаграмма деформаций, 6 – секущая линейная зависимость  $Q$  при смещении  $y_0 = 1$  см; в) схема к определению расчетной ширины  $b_p$ ; 7 – сечение сваи, 8 - сечение условной стенки шириной  $b_p$ ; г) конечно-элементная модель горизонтально нагруженной сваи.

Зависимость горизонтальных перемещений  $y_0$  верхних концов свай в уровне верхней поверхности заделки от испытательной нагрузки  $Q$  во всех опытах получена криволинейной и приближённо описана Крюковым Е.П. [59]:

$$y_0 = kQ^{1,8}, \quad (1.32)$$

Расчётная условная ширина сваи была определена опытным путем Завриевым К.С. [60, 61] с применением теории подобия, представляемой как условная стенка, эквивалентная свае по взаимодействию с грунтом, которая отражает в расчёте по плоской схеме фактические пространственные условия задачи. Значение  $b_p$  описывается аналитической степенной зависимостью или линейными формулами:

$$b_p = 2k_\phi \times 1.5^{3.32 \lg(d)}; \quad (1.33)$$

$$b_p = k_\phi(1.5d + 0.5) \text{ при } d \leq 0.8 \text{ м; } b_p = k_\phi(d + 1.0) \text{ при } d > 0.8 \text{ м,} \quad (1.34)$$

де  $d$  - сторона или диаметр сечения сваи;  $k_\phi$  - коэффициент формы сечения сваи: прямоугольной ( $k_\phi=1.0$ ) или круглой ( $k_\phi=0.9$ ).

В работе Шапиро Д.М. [63] предложен способ расчёта на математической основе МКЭ. Интенсивность погонной контактной нагрузки, связанной с силовым взаимодействием сваи и грунтового основания, описывается уравнением:

$$p_z = \sigma_z b_p = y_z C_z b_p. \quad (1.35)$$

Заглубленная в грунтовое основание часть сваи делится на короткие равные участки, моделируемые стержневыми конечными элементами длиной  $0.25 \div 1.0$  м. В узлах стержневых конечных элементов в виде условных «пружин» вводятся горизонтальные упругоподатливые связи, заменяющие участки эпюры  $C_z$  длиной  $C_z$ , имитируя упругий отпор грунта на этих участках (рисунок 1.10, з).

Данный подход удобен для групп свай и большеразмерных полей. Стержень по оси сваи разбивается на конечные элементы малой длины, кратной значениям толщины отдельных слоев околосвайного грунта. Для каждого конечного элемента итоговый коэффициент постели вычисляется по формуле:

$$C_z = K \cdot z \cdot \alpha_i / \gamma_{cz}. \quad (1.36)$$

где  $\gamma_{cz}$  – коэффициент условий работы, принимаемый равным 3,  $\alpha_i$  – понижающий коэффициент, определенный по серии опытов для гидротехнических сооружений [64], учитывающий взаимодействие свай в составе группы при их нагружении по горизонтали и вычисляемый по эмпирической формуле:

$$\alpha_i = \gamma_{c,c} \prod_{j \neq i} \left\{ 1 - \frac{d}{r_{ij}} \left[ 0,789 + 0,229 \frac{x_j - x_i}{r_{ij}} - 0,143 \left( \frac{x_j - x_i}{r_{ij}} \right)^2 \right] \right\}, \quad (1.37)$$

где  $\gamma_{cc}$  – коэффициент уплотнения грунта, принимаемый 1,2 для забивных свай и 1 для остальных;  $r_{ij} = \sqrt{(x_j - x_i)^2 + (y_j - y_i)^2}$  – расстояние вдоль направления приложения горизонтальной нагрузки  $Q$  от сваи  $i$ , для которой назначается коэффициент  $\alpha_i$ , до ближайшей по направлению действия нагрузки  $Q$  сваи  $j$ , которая своими деформациями снижает отпор грунта перед площадкой  $b_p$  сваи  $i$ .

Следует отметить, что линейные зависимости при расчете свай на горизонтальное воздействие справедливы при условии ограничения расчетного давления  $\sigma_{x/y}$ , оказываемого на грунт боковой поверхностью сваи на глубине  $z$ , отсчитываемой при низком ростверке от его подошвы, при высоком – от грунта:

$$\sigma_{x/y} \leq \sigma_u = \eta_1 \eta_2 \frac{4}{\cos \varphi_I} (\gamma_I z t g \varphi_I + \xi c_I), \quad (1.38)$$

где  $\gamma_I$  – расчетный удельный вес грунта ненарушенной структуры, определяемый в водонасыщенных грунтах с учетом взвешивания в воде;  $\varphi_I$  и  $c_I$  – расчетные значения угла внутреннего трения грунта и удельного сцепления грунта;  $\xi$  – коэффициент, принимаемый для забивных свай 0,6 и для остальных видов свай – 0,3;  $\eta_1$  – коэффициент, равный 1, кроме случаев расчета фундаментов распорных сооружений, для которых равен 0,7;  $\eta_2$  – коэффициент, определяющий долю постоянной нагрузки в суммарной нагрузке по формуле:

$$\eta_2 = \frac{M_c + M_1}{n M_c + M_1}, \quad (1.39)$$

где  $M_c$  – момент от внешних постоянных нагрузок в сечении фундамента на уровне условной заделки на глубине  $l_1 = l_0 + 2/\alpha_\varepsilon$  при длине участка сваи от подошвы высокого ростверка до уровня планировки грунта  $l_0$  и при

коэффициенте деформации  $\alpha_\varepsilon = \sqrt[5]{Kb_p/(\gamma_c EI)}$ , 1/м, для модуля упругости  $E$  и момента инерции поперечного сечения сваи  $I$ ;  $M_1$  - то же, от внешних временных расчетных нагрузок;  $n$  - коэффициент, принимаемый: 2,5 - для зданий нормального уровня ответственности; 4 - для зданий повышенного уровня ответственности при  $\alpha_\varepsilon(l_2 - l_0) \leq 2,6$ ; 2,5 - для зданий повышенного уровня ответственности при  $\alpha_\varepsilon(l_2 - l_0) \geq 5$  или интерполяцией для промежуточных значений  $\alpha_\varepsilon(l_2 - l_0)$ .

Если расчетные горизонтальные давления на грунт  $\sigma_z$  не удовлетворяют условию (1.36), но при этом несущая способность свай по материалу для эффективной длины  $l_1$  недоиспользована и перемещения свай меньше предельно допускаемых значений, то при приведенной глубине свай  $\alpha_\varepsilon(l_2 - l_0) > 2,5$  до тех пор, пока условие (8) не будет выполняться во всех точках, следует выполнять нелинейный расчет с уменьшением значения отпора грунта  $c_{x/y,i}^*$  по формуле:

$$c_{x/y,i}^* = 0,95c_{x/y,i} \frac{\sigma_u}{\sigma_z}. \quad (1.40)$$

Рассмотренные методы расчета одиночной сваи или свайного куста при горизонтальном статическом нагружении удобны для автоматизации расчетов большеразмерных свайных полей на стадии длительных воздействий для снижения ресурсоемкости расчетов пространственных моделей.

Аналитическая сдвиговая двухслойная цилиндрическая модель для анализа осадки одиночной вертикально нагруженной сваи (рисунок 1.11, а) или группы до 25 свай была введена в 2010 году в СП 24.13330 взамен метода условного фундамента. Модель основана на экспериментальных данных, обобщенных в НИИОСП в рамках исследований Федоровского В.Г. [23, 64, 65, 66].

Двухслойная концепция одиночной сваи была впервые предложена еще в 1953 году Тер-Ованесовым Г.С. [67], в которой за счет исключения сжимаемости тела сваи по сравнению с грунтом, общая осадка сваи  $S$  разделялась на осадку основания по ее боковой поверхности  $S_\tau$  (рисунок 1.11, б) и на равную ей осадку подстилающего грунта  $S_0$  от продавливания пятой сваи (рисунок 1.11, в).

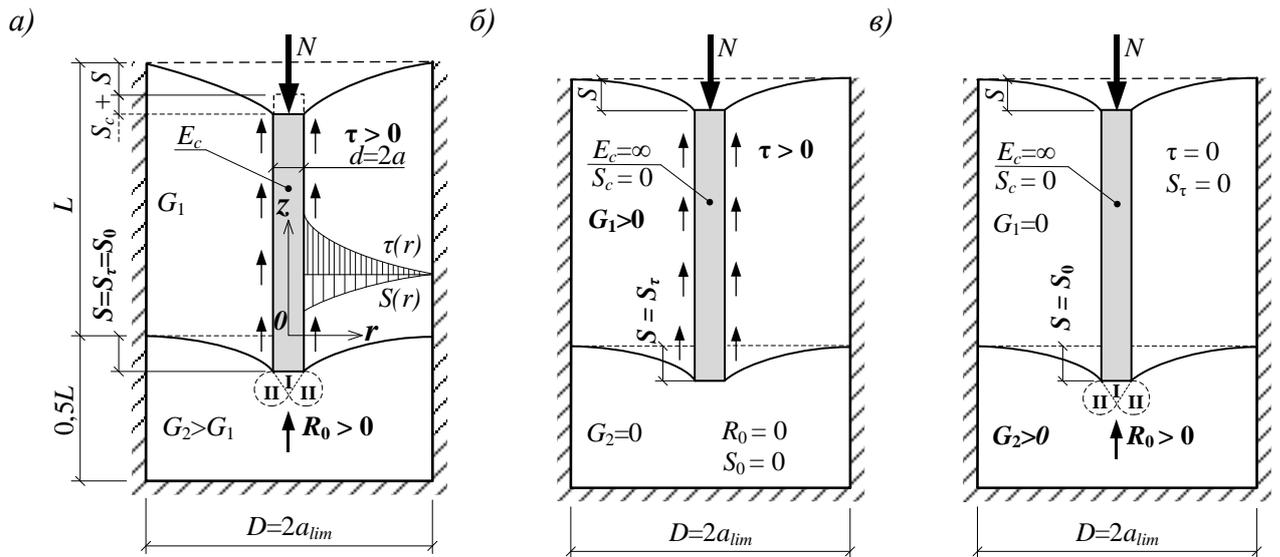


Рисунок 1.11 – Схема двухслойной цилиндрической модели сваи: а) напряженно-деформированное состояние околосвайного грунта; б) несжимаемая висячая свая при отсутствии отпора под пятой; в) несжимаемая свая-стойка с образованием уплотненного ядра (I) и зон предельного состояния (II) под пятой сваи.

На основе этого подхода разработано несколько аналитических моделей, основанных на решении Миндлина для упругого полупространства, которые позволяют учитывать пластические и реологические свойства грунтов. Данные исследования под научным руководством Тер-Мартirosяна З.Г. [68, 69] выполняли Динь Х.Н. [70], Нгуен З.Н. [71] и Тер-Мартirosян А.З. [72].

Расчетную схему вертикально нагруженной сваи можно представить в виде цилиндра ограниченных размеров с высотой, равной полуторной длине сваи  $L$ , с диаметром  $D = 2b = 2a_{lim}$  в виде двойного радиуса влияния, за границами которого исключено взаимное влияние свай в кусте. Внутри цилиндра размещена свая диаметром  $d = 2a$  и длиной более  $20d$ .

Осадка сваи от действия сил по боковой поверхности  $S_\tau$  равна осадке от сил, воспринимаемых на уровне нижнего конца сваи  $S_0$ . При этом предполагается, что в первом случае отсутствует реакция на уровне нижнего конца сваи, а во втором случае отсутствуют силы трения по боковой поверхности сваи. Из условия равенства  $S_0 = S_\tau$  и из условия равновесия  $N = R_\tau + R_0$  можно определить  $R_\tau, R_0$ .

Равенство осадок можно представить следующим уравнением:

$$\gamma(r) = \frac{dS(r)}{dr} = -\frac{\tau(r)}{G}, \quad (1.41)$$

где  $\tau(r) = \tau_a \frac{a}{r}$ ;  $\tau_a = \frac{R_\tau}{2\pi L a}$ ;  $p_0 = \frac{R_0}{\pi a^2}$ .

Таким образом, осадка основания имеет зависимость от касательных сил по боковой поверхности сваи  $S$  в произвольной по горизонтали точке  $r$  :

$$S_\tau(r) = -\frac{\tau_a a}{G} \int \frac{dr}{r}. \quad (1.42)$$

Интеграл этого уравнения известен, следовательно:

$$S_\tau(r) = -\frac{\tau_a a}{G} \ln r + C, \quad (1.43)$$

где  $C$  – постоянная интегрирования, определяемая из условия, что  $S_\tau(a_{lim}) = 0$ .

В результате получаем уравнение для максимальной осадки сваи в точке на боковой поверхности сваи и для осадки основания в произвольной точке:

$$S_\tau(a) = \frac{\tau_a a}{G} \ln \left( \frac{a_{lim}}{a} \right), \quad (1.44)$$

$$S_\tau(r) = \frac{\tau_a a}{G} \ln \left( \frac{a_{lim}}{r} \right) = S_\tau(a) \frac{\ln \left( \frac{a_{lim}}{r} \right)}{\ln \left( \frac{a_{lim}}{a} \right)}. \quad (1.45)$$

Осадку сваи от действия сил в уровне пяты сваи можно определить по зависимости Шлейхера О. [19]:

$$S_0 = \frac{R_0(1-\nu)}{4Ga} K(L), \quad (1.46)$$

где  $K(L) \leq 1$  – коэффициент, учитывающий глубину вдавливания жесткого круглого штампа от поверхности земли в данном уравнении

Методика Федоровского В.Г. имеет аналогичное математическое описание двухслойной цилиндрической модели. Для прямоугольных сечений используется приведенный диаметр  $d$  по эквивалентной площади  $A$ :

$$d = \sqrt{\frac{4A}{\pi}}. \quad (1.47)$$

Методика справедлива при условии, что свая является гибкой и соотношение ее длины  $L$  к приведенному диаметру  $d$  не менее 5, иначе необходим расчет короткой сваи как фундамента мелкого заложения.

В связи со сложностью аналитического описания цилиндрической модели с количеством слоев более двух, используются приведенные характеристики

модуля деформации  $E_i$ , коэффициента Пуассона  $\nu_i$  и соответствующего им модуля сдвига  $G_i$ . Выполняется осреднение характеристик для первого верхнего слоя околосвайного грунта ( $i = 1$ ) и для второго слоя ( $i = 2$ ), расположенного ниже пяты сваи на глубину, равную половине глубины заделки сваи в грунт  $L$ .

Средневзвешенные значения характеристик околосвайных грунтов:

$$E_1 = \frac{E_a h_a + E_b h_b + E_c h_c}{L}, \quad \nu_1 = \frac{\nu_a h_a + \nu_b h_b + \nu_c h_c}{L}, \quad G_1 = \frac{E_1}{2 \cdot (1 + \nu_1)}. \quad (1.48)$$

Средневзвешенные значения характеристик грунтов под пятой сваи:

$$E_2 = (E_d h_d + E_c h_c) / L, \quad \nu_2 = (\nu_d h_d + \nu_c h_c) / L, \quad G_2 = \frac{E_1}{2 \cdot (1 + \nu_1)}. \quad (1.49)$$

После осреднения свойств грунтов проверяется условие, что свая является висячей, иначе расчет осадки выполняется как для сваи стойки:

$$G_1 L > G_2 d \quad (1.50)$$

С целью оптимизации вида уравнений вводится параметр поперечной деформации околосвайного грунта  $k_{\nu 1}$  и параметр учета поперечной деформации осредненного грунта всего сжимаемого свайного основания  $k_\nu$ :

$$k_{\nu 1} = 2.82 - 3.78 \nu_1 + 2.18 \nu_1^2; \quad k_\nu = 2.82 - 3.78 \nu + 2.18 \nu^2, \quad (1.51)$$

где  $\nu = (\nu_1 + \nu_2) / 2$  – среднеарифметическое значение коэффициента поперечной деформации Пуассона для ранее осредненных грунтов, прорезаемых сваями с индексом 1 и для грунтов под пятой сваи на глубину  $0,5L$  с индексом 2.

В общей жесткости цилиндрической модели учитывается жесткость бетонного сечения сваи в связи с тем, что методика предназначена для использования в инженерных расчетах при определении осадки сваи в уровне заделки в свайный ростверк. Поэтому определяются относительная жесткость  $\chi$ , равная отношению жесткости сечения  $EA$  на сжатие к длине ствола сваи  $L$ , и определяется коэффициент  $\lambda_1$ , характеризующий увеличение осадки сваи за счет сжатия ствола:

$$\chi = \frac{EA}{G_1 L^2}, \quad \lambda_1 = \frac{2,12 \chi^{0,75}}{1 + 2,12 \chi^{0,75}}. \quad (1.52)$$

Затем вычисляются относительные жесткости околосвайного грунта  $\alpha'$ , всего свайного основания при абсолютно жесткой свае  $\beta'$  и результирующий коэффициент общей деформации  $\beta$ :

$$\alpha' = \frac{1}{2\pi} \cdot \ln(k_{v1} \frac{G_1 \cdot L}{G_1 \cdot d}); \quad \beta' = \frac{1}{2\pi} \cdot \ln(k_v \frac{G_1 L}{G_2 d}); \quad \beta = \frac{\beta'}{\lambda_1} + 0,3 \frac{1 - (\beta' \alpha')}{\chi}. \quad (1.53)$$

После вычисления описанных выше коэффициентов осадка одиночной сваи  $i$  от расчетного длительного воздействия  $N_i^{\text{II}}$  определяется по формуле:

$$S(N_i^{\text{II}}) = \beta \frac{N_i^{\text{II}}}{G_1 L}. \quad (1.54)$$

Дополнительное увеличение осадки сваи  $i$  от влияния соседних свай  $j$  на расстоянии  $a_j$  в составе единого куста определяется при условии:

$$\frac{k_v G_1 L}{2 G_2 a_j} > 1 \quad (1.55)$$

В этом случае суммарная осадка сваи  $i$  с учетом распределения нагрузок между соседними сваями определяется с использованием коэффициентов  $\delta_{ij}$ :

$$\delta_{ij} = \frac{1}{2\pi} \ln \frac{k_v G_1 L}{2 G_2 a_j}; \quad S_i = S(N_i^{\text{II}}) + \sum_{j \neq i} \delta_{ij} \frac{N_j^{\text{II}}}{G_1 L}. \quad (1.56)$$

Преимуществом аналитического описания сдвиговой модели одиночной сваи является простота её применения для автоматизации численных расчетов методом конечных элементов, в том числе для оснований с неоднородным напластованием грунтов. Однако реализация представленной теории в методике, предложенной Федоровским В.Г. и принятой в качестве основной для инженерных расчетов, имеет математическое изложение с избыточным количеством коэффициентов, что затрудняет восприятие физического смысла.

Численный метод расчета осадки вертикально нагруженной осесимметричной модели одиночной сваи, схема которой приведена на рисунке 1.12, *a*, рассматривался в работах Фадеева А.Б. [73], Носкова И.В. [74, 75], Федоровского В.Г. и Безволева С.Г. [30, 76, 77], Караулова А.М. [78].

На основании указанных исследований в СП 24.13330 включен метод «ячейки» и регламентирован расчет свайно-плитных фундаментов как плит на упругом основании с использованием переменного в плане коэффициента

постели, назначаемого как непосредственно из пространственного нелинейного расчета, так и путем решения осесимметричной задачи для ячейки, включающей сваю и окружающий ее массив грунта (рисунки 1.12, б, в). С 2021 года несущую способность свай длиной более 40 м следует определять по графику «осадка-нагрузка» по результатам компьютерных расчетов и принимать равной нагрузке, при которой происходит срыв сваи – значение осадки превышает 4 см. При наличии осевой симметрии в свойствах нагружаемой области, в граничных условиях вокруг цилиндрической модели сваи и окружающего сваю грунта в результате нагружения будут изменяться только координаты  $r$  и  $z$  точек среды, а узловая цилиндрическая координата  $\theta$  будет оставаться неизменной. Вследствие этого анализ можно вести лишь в координатной плоскости  $(r - z)$ , рассматривая при этом конечный элемент как кольцо треугольного поперечного сечения (рисунок 1.12, з).

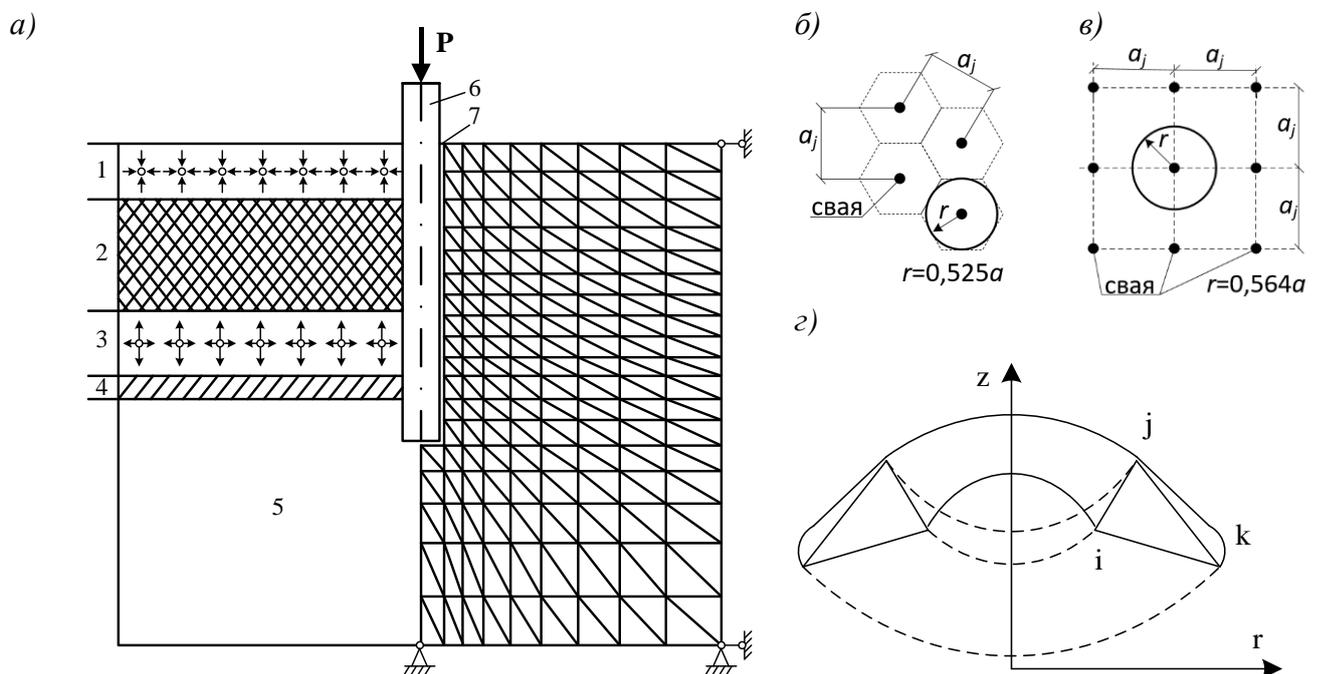


Рисунок 1.12 – Осесимметричная модель вертикально нагруженной сваи:

- а) пример расчетной конечно-элементной модели с условным отражением слоистого основания; б и в) площадь модели в методе ячейки; з) условная схема треугольного конечного элемента в осесимметричной постановке.

В линейно-деформируемой постановке напряжения связаны с деформациями законом Гука. Зависимость узловых сил от узловых перемещений определяется с использованием принципа возможных перемещений из условия равенства работы внешних сил и внутренних напряжений. При этом интеграл берется не по площади, а по объему конечного элемента. При использовании треугольных элементов удовлетворительные результаты получаются, если принять допущение о постоянстве напряжений и деформаций в пределах элемента, а жесткость считать неизменной во всем элементе и определить для центра с координатами:

$$r_0 = \frac{1}{3}(r_i + r_j + r_k), \quad z_0 = \frac{1}{3}(z_i + z_j + z_k). \quad (1.57)$$

Подобное допущение позволяет заменить интегрирование по объему элемента умножением на объем, который приблизительно равен  $2\pi r_0 \Delta$ , где  $\Delta$  – площадь элемента. Связь между напряжениями и узловыми силами определяется следующими простыми соотношениями для треугольного осесимметричного конечного элемента:

$$\{F\} = 2\pi r_0 \Delta [B]^T \{\sigma\}, \quad [B] = [B'] [A]^{-1}, \quad (1.58)$$

$$[B'] = \begin{bmatrix} 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \\ \frac{1}{r} & 1 & \frac{1}{r} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & 1 & 0 \end{bmatrix}, \quad [A] = \begin{bmatrix} 1 & r_i & z_i & 0 & 0 & 0 \\ 1 & r_j & z_j & 0 & 0 & 0 \\ 1 & r_k & z_k & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & r_i & z_i \\ 0 & 0 & 0 & 1 & r_j & z_j \\ 0 & 0 & 0 & 1 & r_k & z_k \end{bmatrix} \quad (1.59)$$

Осесимметричная численная модель одиночной сваи в условиях длительных воздействий при вертикальном нагружении позволяет учитывать локальные неоднородности без осреднения свойств грунтов, поэтому может быть рассмотрена в рамках комплексного метода расчета большеразмерных свайных полей на стадии длительных воздействий.

## 1.5 Расчет свайных фундаментов в условиях сейсмических воздействий

В период с 1945 по 1950 гг. сотрудниками НИИОСП под руководством Н.М. Герсеванова производились исследования динамической работы свайных сооружений черноморских портов в сейсмоопасных районах [79]. Было выявлено, что при поперечных колебаниях свай некоторая доля области грунта выше плоскости условной заделки частично участвует в движении и оказывает определенное инерционное воздействие на колебания свай. В последствии, по результатам рассмотрения колебаний основного тона консольного стержня с равномерно распределенной погонной массой  $m_i$  и колебаний динамически эквивалентной ему системы [80] было обосновано, что учет инерционного эффекта от влияния свай следует производить путем добавления от каждой сваи к массе верхнего строения так называемой «присоединенной» массы сваи, равной:

$$\Delta M_{св.i} = 0,23m_i l_i, \quad (1.60)$$

где  $m_i$  – собственная масса единицы длины сваи  $i$ ;  $l_i$  – свободная длина сваи  $i$  с учетом ранее данных примечаний к формуле (1.39), описываемая уравнением:

$$l_1 = l_0 + \frac{2}{\alpha_\varepsilon} = l_0 + \frac{2}{\sqrt[5]{Kb_p/(\gamma_c EI)}} \quad (1.61)$$

По результатам исследования Смородинского Н.А. [81] методика расчета высоких свайных ростверков в условиях сейсмических воздействий была уточнена для консольной модели с эффективной длиной относительно условной плоскости заделки по формуле (1.61). Результирующую жесткость высокого свайного ростверка  $K_x$ , состоящего из  $n$  свай, предложено определять как арифметическую сумму жесткостей одиночных свай в соответствующем направлении воздействия:

$$K_x = \sum_{i=1}^n K_{x,i}. \quad (1.62)$$

Коэффициент жесткости одиночной свайной опоры  $K_{x,i}$  определяется следующими формулами: при шарнирном сопряжении свай с основанием и

ростверком (1.63), при жесткой заделке сваи в основании и шарнирном с ростверком (1.64) и при жестких заделках сваи в основании и в ростверке (1.65):

$$K_{x,i} = A_i \sin^2 \alpha_i; \quad (1.63)$$

$$K_{x,i} = K_{x,i} = A_i \sin^2 \alpha_i + 3B_i \cos^2 \alpha_i; \quad (1.64)$$

$$K_{x,i} = K_{x,i} = A_i \sin^2 \alpha_i + 12B_i \cos^2 \alpha_i, \quad (1.65)$$

где  $A_i = C_i / \left(1 + \frac{C_i l_i}{E_i F_i}\right)$  – коэффициент, который характеризует жесткость свайной опоры в дисперсных грунтах при перемещениях по направлению оси сваи, тс/м;  $A_i = \frac{E_i F_i}{l_i}$  – то же при заделке в скальные грунты с преимущественной упругой работой материала сваи;  $B_i = \frac{E_i I_i}{l_i^3}$  – то же в любом типе грунта при поворотах, тс/м;  $E_i$ ,  $F_i$  и  $I_i$  – модуль упругости материала, площадь поперечного сечения и момент поперечного сечения сваи соответственно;  $\alpha_i$  – угол между осью сваи после восприятия длительных воздействий и вертикалью;  $C_i$  – коэффициент, характеризующий жесткость грунта основания, тс/м, пропорциональный несущей способности сваи по грунту  $N_i$  в соотношении  $C_i \cong (350 \div 500) N_i$ , тс/м.

В связи со склонностью водонасыщенных песчаных грунтов к виброразжижению и виброуплотнению, особенно мелкозернистых, в работах Напетваридзе Ш.Г. [82, 83] было обозначено предположение о возможности значительной утраты несущей способности висячих свай в указанных типах грунтов при сотрясениях и потере контактов между поверхностью сваи и грунтом, в том числе за счет роста порового давления, которое способствует уменьшению касательных сил трения. Данное предположение было подтверждено данными полевых и лабораторных опытов с выводом эмпирических зависимостей между несущей способностью свай в динамических и статических условиях:

$$F_{eq} = k_{eq} F_d, \quad (1.66)$$

где  $k_{eq}$  – коэффициент, определяющий снижение несущей способности сваи при землетрясении;  $F_d$  – несущая способность сваи, определенная по результатам статических или динамических испытаний, или по данным статического зондирования грунта без учета сейсмических воздействий.

По результатам расширенных исследований данного явления, проведенных под руководством Баркана Д.Д. и Ильичева В.А. [84, 85, 86, 87, 88, 89], были уточнены значения понижающих коэффициентов по типам грунтов и уровню интенсивности землетрясений в баллах по шкале MSK-64. Результаты исследования, приведенные в таблице 12.1 СП 24.13330, апробированы для проектирования объектов массового строительства.

Согласно этим таблицам, при определении теоретической несущей способности свай на вертикальную сжимающую или выдергивающую нагрузки  $F_{eq}$  в условиях сейсмических воздействий, значения расчетных сопротивлений под пятой  $R$  и по боковой поверхности свай  $f_i$  следует умножать на коэффициенты условий работы грунта в подстилающем основании  $\gamma_{eq1}$  и в прорезаемом сваем грунте  $\gamma_{eq2}$ , если отсутствуют результаты натурных испытаний свай или групп свай статическими нагрузками при имитации сейсмических воздействий. Для свай-стоек, опирающихся на скальные и крупнообломочные грунты, следует принимать значения коэффициентов условий работы  $\gamma_{eq1} = 1$  и  $\gamma_{eq2} = 0$ . Коэффициент  $\gamma_{eq1}$  для водонасыщенных песков средней плотности при расчетной сейсмичности 9 баллов определяется только на основании полевых исследований.

Напомним, что теоретическая несущая способность свай в зависимости от способа их погружения или устройства выполняется по апробированным эмпирическим табличным данным и формулам СП 24.13330. Данные эмпирические зависимости, как и коэффициенты  $\gamma_{eq1}$  и  $\gamma_{eq2}$ , всегда выше для свай вытеснения, погружаемых забивкой, вдавливанием или при изготовлении набивных свай, когда объем грунта, равный объему сваи, вытесняется. В песках рыхлых и средней плотности, а также в ненасыщенных водой глинистых грунтах ближайший к свае слой грунта уплотняется одновременно с погружением. Однако картина меняется, если свая погружается в водонасыщенные глины и суглинки, уплотнение которых возможно только после дренирования поровой воды.

Следует заметить, что в результате исследований Ильичева В.А. [89] на основании теоретического решения волновых уравнений колебания свай была также уточнена зависимость для расчетной глубины  $h_d$ , не превышающей  $3/\alpha_\varepsilon$  и соответствующей отметке ниже ростверка, до которой в результате землетрясения теряется контакт по боковой поверхности свай с грунтом и сопротивление грунта  $f_i$  на боковой поверхности свай принимается равным нулю:

$$h_d = \frac{a_1(H + \alpha_\varepsilon a_3 M)}{b_p \left( \frac{a_2}{\alpha_\varepsilon} \gamma_l \operatorname{tg} \varphi_l + c_l \right)} \quad (1.67)$$

где  $a_1, a_2, a_3$  – безразмерные коэффициенты, равные соответственно 1,5; 0,8 и 0,6 при высоком ростверке и для отдельно стоящей сваи, 1,2; 1,2 и 0 – при жесткой заделке свай в низкий ростверк;  $H, M$  – расчетные значения соответственно горизонтальной силы и изгибающего момента, приложенных к свае в уровне поверхности грунта при особом сочетании нагрузок с учетом сейсмических воздействий;  $\alpha_\varepsilon$  – коэффициент деформации, 1/м, определяемый по формуле (1.61) с учетом примечаний к формуле (1.39);  $b_p$  – условная ширина свай, м, определяемая по формуле (1.33);  $\gamma_l$  – расчетное значение удельного веса грунта, определяемое в водонасыщенных грунтах с учетом взвешивающего действия воды;  $c_l$  и  $\varphi_l^{eq}$  – расчетные значения удельного сцепления грунта и угла внутреннего трения грунта, уменьшаемого для расчетной сейсмичности 7 баллов на 2 градуса, для 8 баллов – на 4 градуса и для 9 баллов – на 9 градусов.

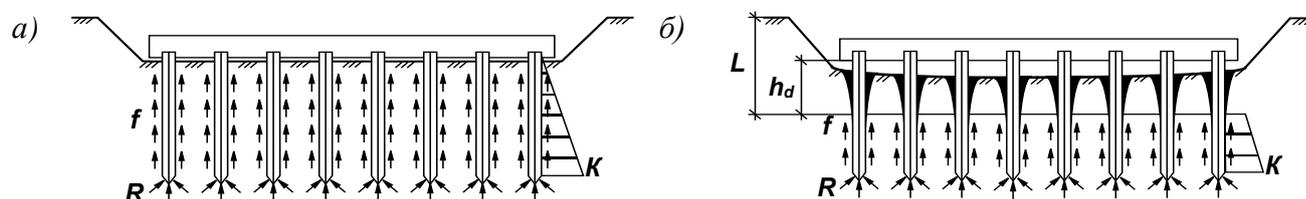


Рисунок 1.13 – Расчетное сопротивление грунтов свай: а) в условиях статического нагружения; б) в условиях сейсмических воздействий.

Таким образом, по результатам исследования поведения свай в сейсмических районах, проведенного под руководством Ильичева В.А. [89], в

нормативные методы расчета были включены только косвенные результаты. При этом используемые в исследованиях волновые модели, наиболее близко отвечающие процессам колебаний свайных фундаментов, в инженерную практику не были внедрены. Результаты исследований зарубежных авторов и российских исследователей Novak M. [90, 91], Velez A. [92], Veletsos A.S. [93], Ильичева В.А. [94], Нуждина Л.В. и Забылина М.И. [97, 99, 100, 102], Ставницера Л.Р. [103], Вознесенского Е.А. [10, 11] и др. свидетельствуют о преимуществах волновых моделей, основанных на истинных динамических характеристиках грунтов, универсальности решений, хорошей сходимости прогнозируемых параметров и экспериментальных данных.

Поведение свайных фундаментов при динамических нагрузках описывается в наиболее общем виде с помощью функции механического импеданса:

$$K = k + i\omega c, \quad (1.68)$$

где действительная часть механического импеданса характеризует истинную жесткость грунта  $k$ , а мнимая – демпфирование (затухание) колебаний;  $\omega$  – круговая частота,  $c$  – константа эквивалентного вязкого затухания, относящаяся как к поглощению, так и к рассеянию колебаний в грунте.

Параметры жесткости и затухания зависят от свойств грунта и частоты колебаний сооружения. При этом, если сваи в грунте отстоят друг от друга на расстоянии 10 диаметров сваи и более, то жесткость и демпфирование для группы свай являются суммой параметров отдельных свай [91].

Механический импеданс сваи  $K$ , помимо динамических свойств грунтов основания, зависит от целого ряда факторов. Для вертикальной вибрации важным является характер взаимодействия с грунтом нижнего конца сваи. Свая-стойка характеризуется большей жесткостью и меньшим демпфированием, чем висячая.

Аналитический вид горизонтального импеданса сваи-стойки [92]:

$$K_h = K_s(k_h + 2i\beta_h), \quad (1.69)$$

где  $G_i$  и  $G$  — соответственно модули сдвига грунта во внутренней и внешней зоне;  $\alpha$  и  $\beta$  – безразмерные коэффициенты жесткости и затухания;  $a_i = r_0\omega/V_i$  –

безразмерная частота;  $r_0$  – радиус полости в грунте,  $\omega$  – круговая частота,  $V_i = \sqrt{G_i/\rho_i}$  – скорость поперечных волн в ослабленной зоне и плотность грунта этой зоны  $\rho_i$ ;  $S_1$  и  $S_2$  – безразмерные параметры, зависящие от  $a_0 = r_0\omega/V_S$ ;  $V_S$  – скорость поперечных волн во внешней зоне;  $i = \sqrt{-1}$ .

Из рассмотренного следует, что работа свай в условиях динамического нагружения определяется свойствами грунта в формирующейся вокруг сваи ослабленной зоны и размерами этой зоны. При анализе работы свай в группе следует учитывать эффект возможного перекрытия таких зон отдельных свай.

В рамках исследований, выполненных Нуждиным Л.В. и Забылиным М.И. [97, 99], параметры жесткости и демпфирования свайного основания определяются из рассмотрения колебаний волновой модели одиночной сваи в грунтовой среде. Свая моделируется гибким вертикальным цилиндрическим стержнем, не теряющим контакта с грунтом в процессе колебаний. Грунт – вязкоупругая среда, ниже конца сваи рассматриваемая как полупространство, а выше – как однородная или слоистая структура, состоящая, в зависимости от реальных инженерно-геологических условий, из одного или нескольких слоев.

В пределах глубины погружения сваи грунтовая среда представляет собой совокупность бесконечно тонких независимых грунтовых пластин, по которым в горизонтальном направлении распространяются упругие волны. Поперечные и продольные колебания стержня рассматриваются отдельно. Связь между перемещениями стержня и реакциями грунта по его боковой поверхности определяется из рассмотрения задачи о колебаниях пластины с недеформируемым круглым вырезом. При поперечных колебаниях сваи в случае поворота её сечений не учитываются возможные депланационные перемещения грунтовых пластин.

Для получения параметров жесткости и демпфирования горизонтальных и сдвиго-вращательных колебаний одиночной сваи рассматриваются поперечные колебания стержня, описываемые уравнением:

$$EI \frac{\partial^4 u(z,t)}{\partial z^4} + \bar{m} \frac{\partial^2 u(z,t)}{\partial t^2} + c \frac{\partial u(z,t)}{\partial t} + S_u u(z,t) = 0, \quad (1.70)$$

где  $E$ ,  $I$ ,  $c$ ,  $\bar{m}$  – соответственно модуль упругости, коэффициент демпфирования

материала, момент инерции поперечного сечения и масса единицы длины сваи. Сопротивление среды перемещениям стержня удобно определять через зависимости для заглубленного фундамента:

$$S_u = G(S_{u1} + iS_{u2}) = 2\pi G a_0 \frac{\left(\frac{1}{s}\right)H_2^{(2)}(a_0)H_1^{(2)}(a_0\sqrt{2}) + H_1^{(2)}(a_0)H_2^{(2)}(a_0\sqrt{2})}{H_0^{(2)}(a_0)H_2^{(2)}(a_0\sqrt{2}) + H_0^{(2)}(a_0\sqrt{2})H_2^{(2)}(a_0)};$$

$$s = \sqrt{(1 - 2\nu)/2(1 - \nu)}; \quad (1.71)$$

$$\text{при } S_{u1} = \pi a_0^2 \left[ 1 + 2 \frac{J_0(a_0)J_2(a_0) + Y_0(a_0)Y_2(a_0)}{J_0^2(a_0) + Y_2^2(a_0)} \right]; \quad S_{u2} = \frac{8}{J_0^2(a_0)},$$

где  $G$ ,  $\nu$  – модуль сдвига и коэффициент Пуассона грунта;  $a_0 = r\omega\rho G$  – безразмерная частота колебаний;  $H_0^{(2)}$ ,  $H_1^{(2)}$ ,  $H_2^{(2)}$  – функции Ганкеля второго рода нулевого, первого и второго порядков;  $J_0$ ,  $J_2$ ,  $Y_0$ ,  $Y_2$  – функции Бесселя первого и второго рода нулевого и второго порядков.

Расчетные формулы параметров жесткости и демпфирования сдвиго-вращательных колебаний одиночной сваи с жесткой заделкой в ростверке и условным шарнирным закреплением нижнего конца имеют вид:

$$\begin{aligned} K_{xx}^1 &= \frac{EI}{r^3} f_{11.1}^{(1,2,3,4)}; & C_{xx}^1 &= \frac{EI}{r^2 V_{s1}} f_{11.2}^{(1,2,3,4)}; \\ K_{x\varphi}^1 &= \frac{EI}{r^3} f_{20.1}^{(1,2,3,4)}; & C_{x\varphi}^1 &= \frac{EI}{r^2 V_{s1}} f_{20.2}^{(1,2,3,4)}; \\ K_{\varphi x}^1 &= \frac{EI}{r^2} f_{9.1}^{(1,2,3,4)}; & C_{\varphi x}^1 &= \frac{EI}{r V_{s1}} f_{9.2}^{(1,2,3,4)}; \\ K_{\varphi\varphi}^1 &= \frac{EI}{r^2} f_{7.1}^{(1,2,3,4)}; & C_{\varphi\varphi}^1 &= \frac{EI}{r V_{s1}} f_{7.2}^{(1,2,3,4)}. \end{aligned} \quad (1.72)$$

Функции  $f$  зависят от безразмерных параметров свай в однородном грунте:

$$\begin{aligned} f_{11.1}^{(1,2,3,4)} &= \frac{F_{11.1}^{(1,2,3,4)}(\lambda)}{(l/r)^3}; & f_{11.2}^{(1,2,3,4)} &= \frac{F_{11.2}^{(1,2,3,4)}(\lambda)}{a_0(l/r)^3}; \\ f_{20.1}^{(1,2,3,4)} &= \frac{F_{20.1}^{(1,2,3,4)}(\lambda)}{(l/r)^3}; & f_{20.2}^{(1,2,3,4)} &= \frac{F_{20.2}^{(1,2,3,4)}(\lambda)}{a_0(l/r)^3}; \\ f_{9.1}^{(1,2,3,4)} &= \frac{F_{9.1}^{(1,2,3,4)}(\lambda)}{(l/r)^2}; & f_{9.2}^{(1,2,3,4)} &= \frac{F_{9.2}^{(1,2,3,4)}(\lambda)}{a_0(l/r)^2}; \\ f_{7.1}^{(1,2,3,4)} &= \frac{F_{7.1}^{(1,2,3,4)}(\lambda)}{(l/r)^2}; & f_{7.2}^{(1,2,3,4)} &= \frac{F_{7.2}^{(1,2,3,4)}(\lambda)}{a_0(l/r)^2}, \end{aligned} \quad (1.73)$$

где  $V_{s1}$  – скорость поперечной волны в грунте;  $a_0$  и  $l/r$  – относительная частота колебаний и отношение длин свай к приведенному радиусу сечения  $r = \sqrt{A/\pi}$ .

Если у сваи, в пределах глубины погружения находится несколько слоев грунта с разными свойствами, например  $n = 1 \dots 4$ , то количество слоев обозначено

в верхнем индексе функций  $f_k^{(n)}$ . Нижние индексы  $f_k^{(n)}$  соответствуют номерам  $k$  соответствующих функций комплексного переменного  $F_k(\lambda) = F_{k,1}(\lambda) + iF_{k,2}(\lambda)$ , которые совпадают с номерами выражений, аппроксимированных В. Колоушеком [104] для концевых усилий колеблющихся стержней при аналогичном закреплении концов. В данном случае для однородного грунта:

$$F_7^{(1)}(\lambda) = \lambda \frac{2\text{sh}\lambda\sin\lambda}{\text{ch}\lambda\sin\lambda - \text{sh}\lambda\cos\lambda}; \quad F_9^{(1)}(\lambda) = -\lambda^2 \frac{\text{ch}\lambda\sin\lambda + \text{sh}\lambda\cos\lambda}{\text{ch}\lambda\sin\lambda - \text{sh}\lambda\cos\lambda};$$

$$F_{11}^{(1)}(\lambda) = \lambda \frac{2\text{ch}\lambda\sin\lambda}{\text{ch}\lambda\sin\lambda - \text{sh}\lambda\cos\lambda}; \quad F_{20}^{(1)}(\lambda) = F_9^{(1)}(\lambda). \quad (1.74)$$

В отличие от выражений Колоушека аргументом функций (1.74) является комплексный параметр частоты колебаний с учетом сопротивления грунта:

$$\lambda = l^4 \sqrt{[\bar{m}\omega^2 - GS_{u1} - i(c\omega + GS_{u2})]/EI}. \quad (1.75)$$

Выражения для функций  $F_k^{(2,3,4)}(\lambda)$  при наличии нескольких слоев грунта в пределах глубины погружения сваи получены Нуждиным Л.В., Забылиным М.И. и Гензе П.А. [97, 99, 100]. Параметры жесткости  $K_{zz}^1$  и демпфирования  $C_{zz}^1$  вертикальных колебаний одиночной сваи определяются из рассмотрения продольных колебаний:

$$-EA \frac{\partial^2 w(z,t)}{\partial z^2} + \bar{m} \frac{\partial^2 w(z,t)}{\partial t^2} + c \frac{\partial w(z,t)}{\partial t} + S_w w(z,t) = 0. \quad (1.76)$$

Для сопротивления грунта перемещениям стержня также можно использовать зависимости Баранова В.А. для заглубленного фундамента:

$$S_w = G(S_{w1} + iS_{w2});$$

$$S_{w1} = 2\pi a_0 \frac{J_1(a_0)J_0(a_0) + Y_1(a_0)Y_0(a_0)}{J_0^2(a_0) + Y_0^2(a_0)}; \quad S_{w2} = \frac{4}{J_0^2(a_0) + Y_0^2(a_0)}. \quad (1.77)$$

Для свай-стоек с учетом невозможности вертикальных перемещений нижнего конца и нумерации функций по таблицам Колоушека В. получены:

$$K_{zz}^1 = \frac{EA}{r} f_{18.1}^{(1,2,3,4)}; \quad C_{zz}^1 = \frac{EA}{V_{s1}} f_{18.2}^{(1,2,3,4)};$$

$$f_{18.1}^{(1,2,3,4)} = \frac{F_{18.1}^{(1,2,3,4)}(\Lambda)}{(l/r)^3}; \quad f_{18.2}^{(1,2,3,4)} = \frac{F_{18.2}^{(1,2,3,4)}(\Lambda)}{a_0(l/r)^3}; \quad (1.78)$$

$$F_{18}(\Lambda) = F_{18.1}(\Lambda) + iF_{18.2}(\Lambda) = \Lambda \text{ctg} \Lambda;$$

$$\Lambda = l^4 \sqrt{[\bar{m}\omega^2 - GS_{w1} - i(c\omega + GS_{w2})]/EA}.$$

Для висячих свай параметры жесткости и демпфирования определены исходя из равенства продольной силы на нижнем конце стержня  $N(l)$  и реакции упругого полупространства на перемещение штампа радиусом  $R_z$ :

$$\begin{aligned}
 K_{zz}^1 &= \frac{EA}{r} f_{19.1}^{(1,2,3,4)}, & C_{zz}^1 &= \frac{EA}{V_{s1}} f_{19.2}^{(1,2,3,4)}, \\
 f_{19.1}^{(1,2,3,4)} &= \frac{F_{19.1}^{(1,2,3,4)}(\Lambda)}{(l/r)}; & f_{19.2}^{(1,2,3,4)} &= \frac{F_{19.2}^{(1,2,3,4)}(\Lambda)}{a_0(l/r)}, \\
 F_{19}(\Lambda) &= F_{19.1}(\Lambda) + iF_{19.2}(\Lambda) = -\Lambda \frac{K' \Lambda \sin \Lambda + (F_{z1} + iF_{z2}) \cos \Lambda}{K' \Lambda \cos \Lambda + (F_{z1} + iF_{z2}) \sin \Lambda}, \\
 K' &= \frac{EA}{G_0 l r}; & R_z &= G_0 r (F_{z1} + iF_{z2}) w.
 \end{aligned} \tag{1.79}$$

$F_{z1}$  и  $F_{z2}$  – функции жесткости и демпфирования основания штампа, выраженные Шехтер О.Я. [105] с использованием аналитических зависимостей. Выражения для функций  $F_k^{(2,3,4)}(\Lambda)$  при наличии нескольких слоев грунта в пределах глубины погружения сваи получены Нуждиным Л.В. и Забылиным М.И.

Обычно параметры жесткости и демпфирования свайного основания определяются суммированием соответствующих значений, определенных для каждой отдельной сваи в кусте. Однако волновые модели позволяют рассматривать волновое взаимодействие между сваями – динамический кустовой эффект. Функции жесткости и демпфирования свайного основания с учетом взаимодействия свай в кусте аппроксимированы Нуждиным Л.В. и Гензе П.А. [100]. Также возможно учитывать влияние на колебания свайного фундамента взаимодействия заглубленного ростверка с грунтом, его формы в плане, больших статических нагрузок и др. Расчетные формулы для этих случаев получены в работах Нуждина Л.В. и Колесникова А.О., Нуждина Л.В. и Лесина А.В. и др.

В дополнение к ранее описанным методам следует привести расчет свайных фундаментов под динамические машины Савинова О.А. [106, 107, 108], регламентируемый СП 26.13330. Метод содержит эмпирические зависимости как для фундаментов на естественном основании, но вместо значений жесткости, массы и моментов инерции массы использует их приведенные значения.

Приведенные жесткости для вертикальных  $K_{x,red}$  и горизонтально-вращательных  $K_{\varphi,red}$  движений:

$$K_{z,red} = \frac{K_{z,red}^*}{1 + \frac{K_{z,red}^* l_0}{NE_b A_p}}; K_{\varphi,red} = \frac{K_{z,red}}{N} \sum_{i=1}^N r_{h,i}^2, \quad K_{z,red}^* = NE_b A_p \bar{\beta} \frac{\bar{\beta} \text{th}(\bar{\beta} l) + \alpha}{\bar{\beta} + \alpha \text{th}(\bar{\beta} l)}; \quad (1.80)$$

$$\bar{\beta} = \sqrt{\frac{c_{p,m} u}{E_b A_p}}; \alpha = \frac{C_z^*}{E_b}; \quad c_{p,m} = \frac{\sum_{k=1}^{k_i} c_{p,k} l_k}{l},$$

где  $N$  – число свай;  $E_b$  – модуль упругости материала свай;  $A_p$  – площадь поперечного сечения сваи;  $u$  – периметр поперечного сечения сваи;  $l$  – глубина погружения сваи в грунт;  $l_0$  – расстояние от подошвы ростверка до поверхности грунта;  $C_z^*$  – коэффициент упругого равномерного сжатия грунта на уровне нижних концов свай, который определяется так же, как для фундаментов на естественном основании по формуле (5) СП 26.13330 при площади подошвы фундамента  $A$ , равной площади наибольшего поперечного сечения нижнего конца сваи, при этом значение коэффициента  $b_0$  в (19.60) для забивных свай удваивается;  $c_{p,k}$  – удельное упругое сопротивление грунта на боковой поверхности сваи в  $k$ -ом слое, принимаемое по таблицам 7 и 8 СП 26.13330;  $k_i$  – номера слоев грунта, отсчитываемые от поверхности до глубины  $l$ ;  $l_k$  – толщина  $k$ -го слоя грунта;  $r_{h,i}$  – расстояние от оси  $i$ -й сваи до горизонтальной оси, проходящей через центр тяжести подошвы ростверка, перпендикулярно плоскости колебаний.

Приведенные жесткости для горизонтальных  $K_{x,red}$  и вращательных  $K_{\psi,red}$  движений свайного фундамента определяются по формулам:

$$K_{x,red} = \frac{N \bar{\alpha}^3 E_b I}{p}; \quad K_{\psi,red} = \frac{K_{x,red}}{N} \sum_{i=1}^N r_{v,i}^2, \quad (1.81)$$

где  $I$  – момент инерции площади поперечного сечения сваи;  $\bar{\alpha} = 2\alpha_\varepsilon$  – коэффициент упругой деформации системы «свая–грунт», равный удвоенному значению коэффициента деформации сваи в статических условиях по формуле (1.61) с учетом примечаний к формуле (1.39);  $r_{v,i}$  – расстояние от оси  $i$ -й сваи до вертикальной оси, проходящей через центр тяжести подошвы ростверка;  $p$  –

параметр, учитывающую поправку для свай, жестко заделанных в ростверк, и для свай, шарнирно сопряженных с ростверком, соответственно:

$$p = A_0 + \frac{1}{C_0 + l_0 \bar{\alpha}} \left\{ B_0 [(l_0 \bar{\alpha})^2 - B_0] + \frac{(l_0 \bar{\alpha})^3}{3} \left( C_0 + \frac{l_0 \bar{\alpha}}{4} \right) \right\};$$

$$p = A_0 + 2B_0 l_0 \bar{\alpha} + C_0 (l_0 \bar{\alpha})^2 + \frac{(l_0 \bar{\alpha})^3}{3},$$
(1.82)

где  $A_0, B_0, C_0$  – коэффициенты, зависящие от приведенной глубины погружения сваи  $l = \bar{\alpha} l$  и условий опирания нижнего конца по таблице 8а СП 26.13330.

Относительное демпфирование для свайного основания рекомендуется определять, как правило, по результатам испытаний, а при их отсутствии относительное демпфирование  $\xi_z$  при вертикальных колебаниях свайных фундаментов допускается принимать равным 0,2 (для установившихся колебаний) и 0,5 (для неустановившихся колебаний). Значения  $\xi_x, \xi_\varphi, \xi_\psi$  предлагается назначать аналогично фундаментам на естественном основании:

$$\xi_x = 0,6\xi_z; \quad \xi_\varphi = 0,5\xi_z; \quad \xi_\psi = 0,6\xi_z.$$
(1.83)

В расчетах колебаний свайных фундаментов также используются приведенные значения массы  $m_{red}$  и моментов инерции массы  $\Theta_{red}$ :

$$m_{z,red} = m_r + \beta_z^* \sum_{i=1}^N m_{i,p} + \sum_{i=1}^N m_{i,0};$$

$$m_{x,red} = m_r + \beta_x^* \sum_{i=1}^N m_{i,p} + \sum_{i=1}^N m_{i,0};$$
(1.84)

$$m_{\varphi,red} = m_{\psi,red} = m_{x,red}; \quad \beta_x^* = 0,25\beta_z^*; \quad \beta_z^* = k^* \frac{\sum_{k=1}^{k_i^*} c_{p,k} l_k}{c_0 l^*};$$

$$\Theta_{\varphi,red} = \Theta_{\varphi,r} + \beta_z^* \sum_{i=1}^N m_{i,p} r_{h,i}^2 + \sum_{i=1}^N m_{i,0} r_{h,i}^2;$$

$$\Theta_{\varphi 0,red} = \Theta_{\varphi,red} + m_r h_2^2;$$
(1.85)

$$\Theta_{\psi,red} = \Theta_{\psi,r} + \beta_x^* \sum_{i=1}^N m_{i,p} r_{v,i}^2 + \sum_{i=1}^N m_{i,0} r_{v,i}^2;$$

где  $m_r$  – общая масса ростверка с установленной на нем машиной;  $m_{i,p}$  – масса части  $i$ -й сваи, заглубленной в грунт;  $m_{i,0}$  – масса части  $i$ -й сваи выше поверхности грунта;  $\Theta_{\varphi,r}$  – момент инерции массы ростверка и машины относительно горизонтальной оси, проходящей через их общий центр тяжести перпендикулярно плоскости колебаний;  $\Theta_{\psi,r}$  – то же, относительно вертикальной оси, проходящей через центр тяжести ростверка;  $h_2$  – расстояние от центра

тяжести  $m_r$ , ростверка и машины до подошвы ростверка;  $k^*$  – коэффициент, принимаемый равным: 2 – для сплошных железобетонных свай, 2,5 – для полых железобетонных свай, 3,5 – для деревянных свай;  $c_0$  – коэффициент, равный  $10000 \text{ кН/м}^3$ ;  $k_{i^*}$  – номера слоев грунта, отсчитываемые от поверхности грунта до глубины  $l^* = 0,2[1 + 4th(10/l)]l$ .

Данный эмпирический метод, по приведенным характеристикам, не допускается для использования при расчете свайных фундаментов в сейсмических районах в связи с отличием свойств грунтов при малоамплитудных вибрационных воздействиях и при больших сейсмических дислокациях.

### **Выводы по первой главе и обоснование направления исследований**

По результатам выполненных исследований современного состояния методов расчета большеразмерных свайных фундаментов следует:

1. Численные методы исследований колебаний свайных фундаментов являются одним из наиболее перспективных направлений развития методов расчета. В настоящее время данное направление развивают ЦНИИСК им Кучеренко, СПбГАСУ, МГСУ, АО «Атомэнергопроект», ООО «ЦВС» и др.

Под научным руководством Мангушева Р.А. проводятся исследования динамики грунтов, относящиеся к слабым глинистым грунтам Санкт-Петербурга [109, 110, 111].

Под научным руководством Тер-Мартirosяна З.Г. [113, 114] выполнен ряд исследований в области динамических задач механики грунтов, связанных с процессами вибропогружения свай, взаимодействия сооружений с основанием в условиях сейсмических воздействий.

Вопросы сейсмостойких свайных фундаментов в условиях Юга России рассматриваются под руководством Полищука А.И. и Мариничева М.Б. [115, 116].

Большой вклад в развитие пространственных численно-аналитических методов расчет фундаментов совместно с грунтовым основанием в условиях

сейсмических воздействий внесен Тяпиным А.Г. [117, 118, 119, 120, 121, 122, 123, 124, 125, 126, 127, 128]. К сожалению, применяемые им программные комплексы типа SASSY, CLASSY [129], используемые в соответствии с рекомендациями МАГАТЭ при проектировании сооружений атомных электростанций, являются узкоспециализированными программными продуктами и не доступны в России.

Актуальность разработки дифференцированных волновых моделей сейсмического движения грунта с использованием пространственных моделей обосновано в рамках НИР АО НИЦ «Строительство» Назаровым Ю.П. [131].

В связи с этим для дальнейших исследований выбраны численные методы, использующие пространственные дискретные модели грунтовых сред с кинематическим воздействием [132], которые могут быть реализованы с использованием распространенных инженерных расчетных комплексов.

2. Численные методы по сравнению с аналитическими моделями свайного основания обладают явными преимуществами: учет неоднородного напластования грунтов, анализ фундаментов произвольной формы в плане и по глубине; учет напряжений в надземной части сооружения в следствие неравномерных осадок. Тем не менее, с целью оптимизации численных моделей необходимо комбинировать численные модели с аналитическими решениями отдельных задач, а также выполнять проверку результатов численного моделирования по данным сопоставительного анализа с известными аналитическими зависимостями.

В связи с этим в первой главе были рассмотрены характеристики грунтов необходимые для задач моделирования, а также были приведены основные теоретические положения и эмпирико-аналитические методы расчета одиночных свай и свай в группе, которые необходимо учесть при разработке комплексной модели большеразмерного свайного поля с целью анализа напряженно-деформированного состояния фундамента на этапах статического и динамического нагружения.

3. Во второй главе более детально рассмотрены основные контактные аналитические модели основания, среди которых для дальнейших исследований

рекомендуется использовать модель Пастернака П.Л. с дополнительными модификациями Медникова И.А. и Шашкина К.Г. Данная модель может быть полезна в расчетах большеразмерного условного свайного фундамента по следующим причинам:

- Точное математическое описание двухпараметрической модели однородного упругого полупространства осложняется неоднородностью грунтов. Использование модели Шашкина К.Г. позволяет выполнять итерационный пересчет коэффициентов податливости для слоев на заданной глубине с возможностью уточнения сдвиговой жесткости по глубине по результатам полевых или лабораторных испытаний грунтов.
- Обратные процедуры определения напряжений на заданной глубине открывают возможность учета нелинейных свойств грунтов с использованием штамповых испытаний или исследований грунтов методом трехосного сжатия с жесткостью по двум ветвям нагружения.
- Контактная модель учитывает распределительные способности основания и позволяет оценить зону развития осадочной мульды при учете взаимного влияния свай в составе большеразмерного свайного фундамента, а также оценить влияние нового строительства на окружающую застройку.

4. В связи с опасностью развития резонансных эффектов при совместных колебаниях грунтового основания и свайного фундамента с несущей системой возводимого сооружения, следует исследовать данный вопрос и определить, какие типы численных моделей грунтового основания позволяют достоверно определить развитие резонансных явлений.

5. Для сокращения количества используемых объемных конечных элементов и уменьшения ресурсоемкости расчетов численным методом интегрирования уравнения движений во времени, необходимо рассмотреть применение контактной математической модели как в уровне нижних концов свай на стадии длительных воздействий, так и в основании модели пространственного грунтового массива в момент динамического нагружения.

6. С целью оптимизации численных расчетов требуется рассмотреть возможность упрощения метода расчета большеразмерного свайного фундамента путем использования контактных моделей подстилающего грунтового основания в условиях отсутствия резонанса колебаний массива грунта и расположенного на нем сооружения. Сопоставить различные подходы к контактной модели основания в зависимости от необходимости учета гибкости свайного ростверка.

7. Результаты численного моделирования рекомендуется проверить наиболее эффективным методом полевых исследований с натурной оценкой колебаний большеразмерных свайных фундаментов на грунтовых основаниях, которые должны быть различных категорий по сейсмическим свойствам.

8. В процессе апробации комплексного метода расчета большеразмерных свайных фундаментов в условиях динамических воздействий необходимо рассмотреть дополнительные вопросы, связанные с оптимизацией моделей и определением сопутствующих расчетных параметров.

## **ГЛАВА 2. ТЕОРЕТИЧЕСКИЕ ПОЛОЖЕНИЯ КОМПЛЕКСНОГО МЕТОДА РАСЧЕТА БОЛЬШЕРАЗМЕРНЫХ СВАЙНЫХ ФУНДАМЕНТОВ**

### **2.1 Условия резонанса сооружения и основания**

При анализе колебаний системы важным фактором является оценка резонанса колебаний грунтового основания и свайного фундамента с надземными конструкциями объекта проектирования. В случае проявления резонансных эффектов внутренние усилия в системе и ее перемещения могут увеличиваться в несколько раз и приводить к потере несущей способности элементов системы. Для свайных фундаментов учет резонансных эффектов обязателен в связи тем, что горизонтальная жесткость и прочность сваи на несколько порядков ниже ее продольных характеристик.

Выполненный анализ отечественных нормативно-технических регламентов и научных монографий выявил методологическую проблему с оценкой значимости обратного влияния колебаний фундамента на колебания грунтового основания в условиях сейсмического воздействия. В связи с этим на первом этапе было выполнено численное исследование с использованием трех методик: Osava Y., Kitagava Y., Irie Y [133]; ASCE 4; Timoshenko S.P. [134]. На втором этапе исследования методика ASCE 4 была рассмотрена с использованием параметров динамической жесткости основания по Савинову О.А. [108], с использованием параметров основания для фундаментов динамических машин согласно СП 26.13330, а также в виде линейной пространственной модели сооружения и основания в расчетном комплексе SCAD. На третьем этапе выполнен нелинейный анализ путем модификации сейсмического воздействия через нелинейную толщу дисперсных грунтов по методике Schnabel P.B., Lysmer J., Seed H.B. [135] с анализом пространственной модели сооружения и основания в SCAD.

### 2.1.1 Динамические параметры системы для оценки резонансных эффектов

Совпадение частоты приложения внешней периодической силы с одной из собственных частот сооружения вызывает эффект резонанса. При заданной величине возмущающей периодической силы  $F_{\text{возм}}$  и для коэффициента затухания  $\delta$  амплитуда вынужденных колебаний  $u_0$  является функцией круговой частоты возмущающей силы  $\omega$ . Если частота возмущающей силы совпадает с собственной частотой колебаний системы  $\omega = \omega_0$ , то амплитуда колебаний достигает экстремальных значений. На рисунке 2.1 показаны резонансные кривые зависимости амплитуды колебаний  $u_0$  от круговой частоты возмущающей силы  $\omega$  для различных значений коэффициента затухания  $\delta$ . Случай, когда круговая частота возмущения  $\omega = 0$ , соответствует длительной деформации системы  $u_{0,\text{стат}}$  под действием постоянной силы, например от собственного веса ротора до его запуска. Не зависимо от значения коэффициента затухания  $\delta$ , все кривые амплитуд колебаний имеют максимум вблизи собственной частоты, называемой резонансной  $\omega_{\text{рез}}$ , а для идеальных систем при отсутствии трения и коэффициента затухания их максимумы стремятся к бесконечности.

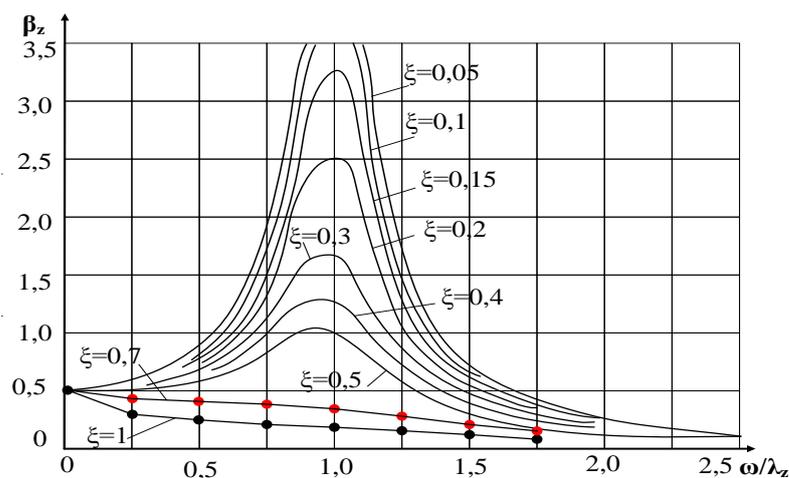


Рисунок 2.1 – Теоретические резонансные кривые

Резонансная частота находится по максимуму функции  $u = u(\omega)$  путем приравнивания к нулю ее первой производной и определяется по формуле:

$$u = u_0 e^{-\delta t}; \quad \omega_{\text{рез}} = \sqrt{\omega_0^2 - 2\delta^2} = \sqrt{\omega_0^2 - \frac{\xi^2}{2m^2}}, \quad (2.1)$$

где  $\omega_{\text{рез}}$  – собственная частота незатухающих колебаний,  $\delta$  – коэффициент затухания,  $\xi$  – параметр затухания в долях от критического,  $m$  – масса системы.

Из (2.1) следует, что для системы с затуханием резонансная частота всегда несколько ниже собственной частоты колебаний системы. При критическом коэффициенте затухания движение системы не имеет колебательного характера, явление резонанса исчезает и, независимо от возмущающей силы, амплитуда колебаний будет меньше статического отклонения. Резонансная амплитуда  $u_{0 \text{ рез}}$  при заданном параметре затухания системы в долях от критического  $\xi$ :

$$u_{0 \text{ рез}} = \frac{F_0}{\xi \omega} = \frac{F_0}{\xi \sqrt{\omega_0^2 - \frac{\xi^2}{4m^2}}} = \frac{F_0}{2\delta m \omega}, \quad (2.2)$$

где  $F_0$  – максимальное значение возмущающей силы;  $m$  – масса колеблющейся системы;  $\omega_0$  – собственная частота незатухающих колебаний;  $\omega = \sqrt{\omega_0^2 - \delta^2}$  – частота колебаний системы с затуханием;  $\delta = \xi/2m$  – коэффициент затухания.

Резонансная частота грунтового основания для вертикальных и горизонтальных колебаний при известной жесткости  $k$  в данном направлении и массе колебательной системы  $m$  вычисляются аналитически по формуле:

$$f_{z/x/y} = \frac{1}{2 \cdot \pi} \cdot \sqrt{\frac{k_{z/x/y}}{m}}. \quad (2.3)$$

Динамическую жесткость грунтового основания  $k$  рекомендуется принимать по апробированным эмпирическим зависимостям Савинова О.А. [108], которые подробно рассмотрены в следующем разделе и включены в СП 26.13330. Присоединенная масса грунтового основания  $m_{\text{soil}}$ , вовлекаемая в колебательное движение, может быть принята по отношениям [133], в которых используется приведенный радиус контакта фундамента с грунтом  $r = \sqrt{A/\pi}$  в зависимости от площади контакта  $A$  и осредненная плотность грунтов  $\rho$  ниже фундамента на глубину, равную приведенному радиусу:

$$m_{\text{soil}} = \rho \left( \frac{A}{\pi} \right)^{3/2}. \quad (2.4)$$

## 2.1.2 Исследование условий резонанса с использованием зарубежных методик

В рамках исследований в таблице 2.1 представлены четыре типа однородного грунтового основания, соответствующие четырем стандартным категориям грунтов по сейсмическим свойствам согласно СП 14.13330.

Рассмотрено жилое монолитное здание с перекрестно-стеновой системой, габаритами фундамента в плане  $16,2 \times 27,9$  м, исходной высотой 20 этажей и массой 14 510 т, а также четыре дополнительные типа этажности с исходной жесткостью типового этажа: 5 этажей – 3 620 т; 10 этажей – 7 250 т; 15 этажей – 10 880 т; 25 этажей – 18 140 т. Пространственная модель показана на рисунке 2.2.

Таблица 2.1 – Характеристики грунтов по категориям сейсмических свойств

Наименование грунта	$V_s$ , м/с	$V_p/V_s$	$\rho$ , т/м <sup>3</sup>	$E$ модуль упругости, кПа	$\nu$ Коэффициент Пуассона	$G$ модуль сдвига, кПа
Грунт I	700	1,7	2	2421481,5	0,24	980000
Грунт II	400	2,2	2	876666,7	0,37	320000
Грунт III	200	5,3	2	237046,9	0,48	80000
Грунт IV	100	11	2	59833,3	0,496	20000

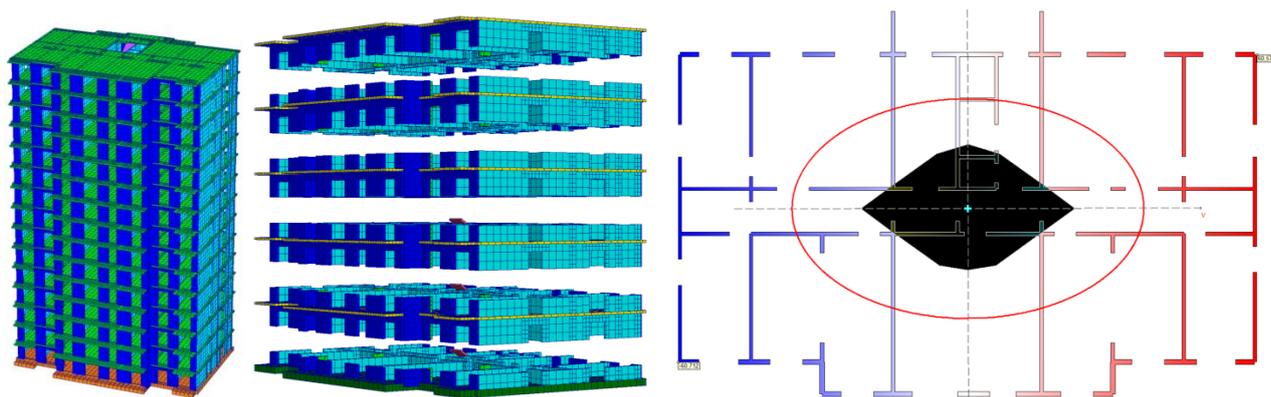


Рисунок 2.2 – Исходная модель жилого здания и типовых этажей, используемые для приведения к эквивалентной стержневой консольной модели

Реализованный в методике Osava, Kitagava, Irie подход позволяет выполнить оценку качественных закономерностей взаимодействия сооружения с

основанием до создания расчетной схемы надфундаментных конструкций, опираясь только на известные параметры сооружения и основания: безразмерная резонансная частота  $a_0$ ; относительная масса сооружения  $m_0$ ; параметр  $\kappa$ , определяющий соотношение между сдвиговой и поворотной жесткостью фундамента. По вычисленным параметрам на графической диаграмме (рисунок 2.3, а) определяется точка, соответствующая рассматриваемой задаче. В зависимости от того, какой области принадлежит точка, делается вывод о существенности взаимодействия сооружения и основания: в зонах 1 и 2 обратное воздействие сооружения на основание несущественно; в зонах 3 и 6 взаимодействие сооружения с основанием всегда существенно; в зонах 4 и 5 взаимодействие существенно при  $\kappa < \kappa^*(a_0)$  по графической зависимости на рисунке 2.3, б.

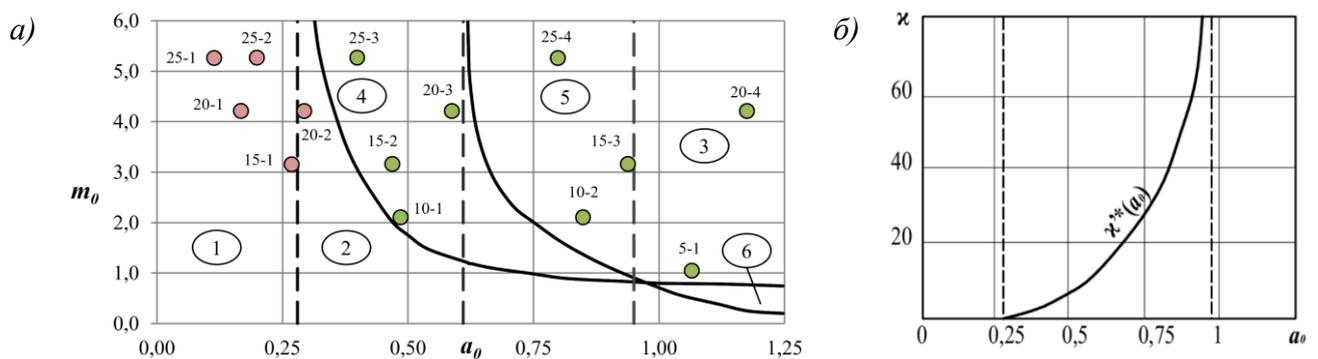


Рисунок 2.3 – Результаты оценки обратного влияния колебаний сооружения на основание по графоаналитической методике Osava, Kitagava, Irie

Вторая численная методика регламентирована американским стандартом для объектов атомной энергетики ASCE 4 (Тяпин А.Г., 2013, 2014, 2016). Согласно методике, расчет с абсолютно жестким основанием, что равнозначно исключению учета взаимодействия основания и сооружения, допустим, если собственная частота, полученная для абсолютно жесткого сооружения на податливом грунтовом основании, оказывается в два и более раза больше доминантной собственной частоты для модели податливого сооружения на

абсолютно жестком основании. В таблице 2.2 приведены формулы эквивалентной жесткости и демпфирования основания абсолютно жесткого фундамента.

Таблица 2.2 – Параметры для расчета взаимодействия сооружения с основанием прямоугольного в плане фундамента мелкого заложения по ASCE 4

Вид колебаний	Параметры жесткости $k$	Параметры демпфирования $c$
Вертикальные, $Z$	$k_z = \frac{G}{1-\nu} \cdot \beta_z \cdot B \cdot L^2;$	$c_z = 0.85 \cdot k_z \cdot R \cdot \sqrt{\frac{\rho}{G}};$
Горизонтальные, $X (Y)$	$k_{x/y} = 2 \cdot (1 + \nu) \cdot G \cdot \beta_x \cdot \sqrt{B \cdot L};$	$c_{x/y} = 0.576 \cdot k_{x/y} \cdot R \cdot \sqrt{\rho/G};$
		$R = \sqrt{(B \cdot L)/\pi};$
Вращательные в вертикальной плоскости	$k_{\frac{\psi_x}{\psi_y}} = \frac{G}{1-\nu} \cdot \beta_\psi \cdot B \cdot L^2;$	$c_{\frac{\psi_x}{\psi_y}} = \frac{0.30}{1+B\psi} \cdot k_{\frac{\psi_x}{\psi_y}} \cdot R_\psi \cdot \sqrt{\rho/G};$ $R = \sqrt[4]{B \cdot L^3/3\pi};$ $B_\psi = 3(1-\nu) I_0/8 \rho R_t^5;$
Крутящие в горизонтальной плоскости (вокруг $Z$ )	$k_t = 16 \cdot G \cdot R^3/3;$	$c_t = \frac{\sqrt{k_t \cdot I_t}}{1+2 \cdot I_t/\rho \cdot R_t^5};$ $R_t = \sqrt[4]{B \cdot L \cdot (B^2 + L^2)/6\pi}.$

Примечания к обозначениям параметров в таблице:  $\nu$  – коэффициент Пуассона грунта;  $G$  – модуль сдвига грунта;  $R$  – приведенный радиус фундамента;  $\rho$  – вес грунта;  $I_0$  – полный момент инерции массы сооружения и фундаментной плиты при вращении в вертикальной плоскости;  $I_t$  – полярный момент инерции сооружения и фундамента при кручении в горизонтальной плоскости;  $B$  – ширина фундамента (в направлении, перпендикулярном горизонтальному воздействию);  $L$  – длина фундамента (в направлении горизонтального воздействия);  $\beta_x, \beta_\psi, \beta_z$  – константы, являющиеся функциями безразмерного отношения  $L/B$  для прямоугольных фундаментов и определяемые по рисунку 2.4.

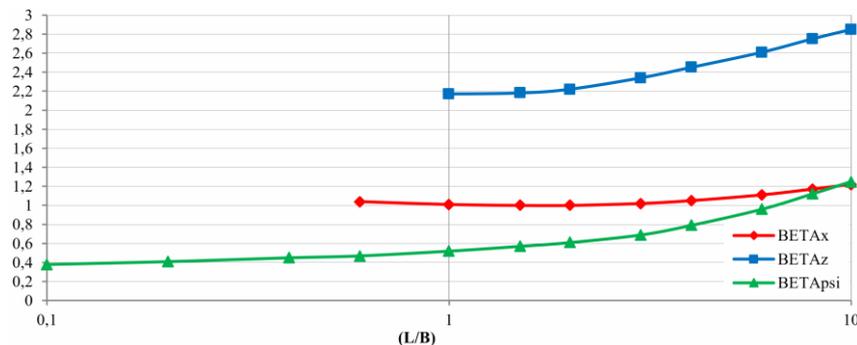


Рисунок 2.4 – Графические значения коэффициентов  $\beta_x, \beta_z, \beta_\psi$  для прямоугольных плит

Вычисленные эквивалентные жесткости грунтового основания для каждого типа грунта представлены в таблице 2.3. Для определения собственных частот

абсолютно жесткого здания на податливом грунтовом основании использована упрощенная формула (2.3) для эквивалентной одномассовой системы.

Собственные частоты зданий различной этажности на жестком основании определены путем выполнения модального анализа расчетной схемы в проектно-вычислительном комплексе SCAD Office 21.1 и представлены в таблице 2.4.

Таблица 2.3 – Параметры жесткости прямоугольного в плане фундамента без заглубления для принятых типов грунтов

Эквивалентная жесткость	Грунт 1	Грунт 2	Грунт 3	Грунт 4
$k_x$ , кН/м	5,15E+07	1,86E+07	5,04E+06	1,27E+06
$k_y$ , кН/м	5,41E+07	1,96E+07	5,29E+06	1,34E+06
$k_z$ , кН/м	6,00E+07	2,37E+07	7,22E+06	1,86E+06

Таблица 2.4 – Значения доминантных частот колебаний для здания на жестком основании

Этажность	Фиксированный фундамент, Гц		
	$f_{x0}$	$f_{y0}$	$f_{z0}$
5 этажей	9,9	11,37	34,12
10 этажей	4,51	4,64	21,74
15 этажей	2,78	2,49	12,39
20 этажей	1,89	1,56	9,65
25 этажей	1,37	1,06	7,83

Отношения найденных собственных частот грунтового основания к частотам сооружений на жестком основании для всех рассмотренных задач представлены в таблице 2.5.

Таблица 2.5 – Результаты расчета по методике ASCE 4

Этажность	Грунт I			Грунт II			Грунт III			Грунт IV		
	$\frac{f_{x1}}{f_{x0}}$	$\frac{f_{y1}}{f_{y0}}$	$\frac{f_{z1}}{f_{z0}}$	$\frac{f_{x2}}{f_{x0}}$	$\frac{f_{y2}}{f_{y0}}$	$\frac{f_{z2}}{f_{z0}}$	$\frac{f_{x3}}{f_{x0}}$	$\frac{f_{y3}}{f_{y0}}$	$\frac{f_{z3}}{f_{z0}}$	$\frac{f_{x4}}{f_{x0}}$	$\frac{f_{y4}}{f_{y0}}$	$\frac{f_{z4}}{f_{z0}}$
	5	1,92	1,71	0,6	1,15	1,03	0,38	0,6	0,54	0,21	0,3	0,27
10	2,97	2,96	0,67	1,79	1,78	0,42	0,93	0,93	0,23	0,47	0,47	0,12
15	3,94	4,51	0,95	2,37	2,71	0,6	1,23	1,41	0,33	0,62	0,71	0,17
20	5,02	6,23	1,06	3,02	3,75	0,67	1,57	1,95	0,37	0,79	0,98	0,19
25	6,19	8,2	1,17	3,72	4,93	0,74	1,94	2,56	0,41	0,97	1,29	0,21

По результатам выполненных расчетов во всех рассмотренных задачах хотя бы одно отношение частот одного из ортогональных направлений не превышает

двух. В подавляющем большинстве случаев это относится к вертикальным собственным формам колебаний здания. Согласно этой методике, основание и здание по вертикали взаимодействуют во всех случаях.

Результаты анализа даны в таблице 2.6. Для первого метода знаки «+» и «-» означают значимость и незначительность SSI-эффектов. Для второй методики цветом выделены ячейки, когда необходим учет взаимодействия основания и сооружения, если значения отношений доминантных горизонтальных частот колебаний жесткого здания на податливом грунтовом основании к собственным частотам податливого здания на жестком основании ниже двух.

Согласно методике ASCE 4, если собственная частота, полученная для динамической массы в виде абсолютно жесткого сооружения на податливом грунтовом основании, оказывается в два и более раза выше доминантной частоты, полученной для модели податливого сооружения на абсолютно жестком основании, то последняя расчетная модель является достаточной для проектных основ, а эффектами резонанса в основании сооружения можно пренебречь.

Методика Timoshenko отличается только тем, что критерием отсутствия резонанса является трехкратное превышение резонансного диапазона колебаний грунтового основания с динамической массой сооружения по сравнению с частотой самого сооружения, а также более простыми зависимостями.

Сравнение результатов расчета по трем методикам представлено в таблице 2.6. Для методики Osava, Kitagava, Irie знаком «+» обозначена необходимость учета взаимодействия с основанием. Для методики ASCE 4 приведены значения отношений доминантных горизонтальных частот колебаний жесткого здания на податливом основании в ортогональных направлениях  $f_{x1}$  и  $f_{y1}$  к соответствующим собственным частотам сооружения на жестком основании  $f_{x0}$  и  $f_{y0}$ . Затенением зеленым цветом выделены ячейки, соответствующие существенности эффекта взаимодействия основания и сооружения. Аналогичный результат для критерия методики Timoshenko обозначен курсивом и затенением синим цветом.

Таблица 2.6 – Сравнительный анализ методик оценки необходимости учета взаимодействия сооружений с основанием в условиях динамических воздействий

Этаж-ность	Грунт I			Грунт II			Грунт III			Грунт IV		
	$a_0, m_0$	$\frac{f_{x1}}{f_{x0}}$	$\frac{f_{y1}}{f_{y0}}$	$a_0, m_0$	$\frac{f_{x2}}{f_{x0}}$	$\frac{f_{y2}}{f_{y0}}$	$a_0, m_0$	$\frac{f_{x3}}{f_{x0}}$	$\frac{f_{y3}}{f_{y0}}$	$a_0, m_0$	$\frac{f_{x4}}{f_{x0}}$	$\frac{f_{y4}}{f_{y0}}$
5	+	1,92	1,71	+	1,15	1,03	+	0,6	0,54	+	0,3	0,27
10	+	2,97	2,96	+	1,79	1,78	+	0,93	0,93	+	0,47	0,47
15	-	3,94	4,51	+	2,37	2,71	+	1,23	1,41	+	0,62	0,71
20	-	5,02	6,23	-	3,02	3,75	+	1,57	1,95	+	0,79	0,98
25	-	6,19	8,2	-	3,72	4,93	+	1,94	2,56	+	0,97	1,29

Результаты методик Timoshenko и Osava, Kitagava, Irie полностью совпадают. Методика ASCE 4 отличается менее консервативным критерием двукратного отношения частот. Все три методики имеют в основе единый метод частотных отношений упругих динамических свойств основания и сооружения.

### 2.1.3 Проверка критерия резонанса с параметрами модели Савинова

Вторым этапом исследований выполнена оценка возможности использования критерия резонанса Timoshenko для линейной динамической модели основания Павлюка-Рауша [108] вместо параметров аналогичной модели по ASCE 4. Методика, основанная на модели Савинова, активно используется в инженерной практике из-за большого количества экспериментальных данных, удовлетворительной для практических целей сходимости результатов и простого вычисления параметров на основании стандартных инженерно-геологических изысканий. Положения этой методики послужили основой для модели основания фундаментов динамических машин в СП 26.13330. В данном методе предполагается, что массивные фундаменты под динамическое оборудование являются абсолютно жесткими, а деформациями конструкций фундамента можно пренебречь. Характеристики основания по СП 26.13330, преобразованные для удобства сравнительного анализа к виду формул ASCE 4, представлены в таблице 2.7. Для приведения зависимостей к общему виду значения относительного

демпфирования в долях от критического были преобразованы в относительное эквивалентное демпфирование.

Таблица 2.7 – Параметры для расчета взаимодействия сооружения с основанием фундамента мелкого заложения по СП 26.13330

Вид колебаний	Параметры жесткости $k$	Параметры демпфирования $c$
Вертикальные, Z	$k_z = C_z \cdot A$	$c_z = c_{cr} \cdot \xi_z =$ $c_{cr} \cdot 6 \cdot \sqrt{E / (C_z \cdot p)} =$ $= (2 \cdot \sqrt{k_z \cdot m}) \cdot$ $\cdot (6 \cdot \sqrt{E / (C_z \cdot p)})$
Горизонтальные, X (Y)	$k_{x/y} = C_{x/y} \cdot A$	$c_{x/y} = 0.6 \cdot c_z$
Вращательные в вертикальной плоскости	$k_{\psi_x/\psi_y} = C_{\psi_x/\psi_y} \cdot I_{\psi_x/\psi_y}$	$c_{\psi_x/\psi_y} = 0.5 \cdot c_z$
Крутящие в горизонтальной плоскости (вокруг Z)	$k_t = C_t \cdot I_t$	$c_t = 0.3 \cdot c_z$

Примечания к обозначениям параметров в таблице:  $C_z = b_0 \cdot E \cdot (1 + \sqrt{A_{10}/A})$  – коэффициент упругого равномерного сжатия, кН/м<sup>3</sup>, где  $b_0$  – коэффициент, принимаемый для песчаных грунтов равным 1, для супесей и суглинков – 1,2, для глин и крупнообломочных грунтов – 1,5;  $E$  – модуль деформации грунта под подошвой фундамента (в случае неоднородного основания значение  $E$  определяется как среднее в пределах сжимаемой толщи);  $A_{10} = 10$  м<sup>2</sup>;  $A$  – площадь подошвы фундамента;  $C_{\psi_x/\psi_y} = 2 \cdot C_z$  – коэффициенты упругого неравномерного сжатия (вращения);  $C_{x/y} = 0.7 \cdot C_z$  – коэффициенты упругого равномерного сдвига;  $C_t = C_z$  – коэффициент упругого неравномерного сдвига (кручения);  $I_{\psi_x/\psi_y}$ ,  $I_t$  – соответственно моменты инерции площади подошвы фундамента относительно горизонтальной оси, перпендикулярной плоскости колебаний, и вертикальной оси фундамента, проходящих через центр тяжести подошвы;  $c_{cr} = 2 \cdot \sqrt{k_z \cdot m}$  – критический коэффициент вязкого демпфирования, при котором движение системы начинает терять свой колебательный характер, используется для перехода от относительного демпфирования в долях от критического  $\xi_z = c_z / c_{cr}$  по СП 26.13330 к эквивалентному демпфированию по ASCE 4;  $p$  – среднее статическое давление под подошвой фундамента.

Часть положений, предложенных Савиновым О.А., послужили основой для разработки СП 26.13330. Эмпирические формулы Савинова для определения характеристик основания были приведены для удобства сравнительного анализа к общему виду с зависимостями ASCE 4 и даны в таблице 2.8.

В таблице 2.9 приведены значения коэффициента упругого равномерного сжатия, используемого в уравнениях таблицы 2.8.

В таблицах 2.10 и 2.11 представлены модули затухания в зависимости от статического давления под плитой в условиях водонасыщенного и неводонасыщенного состояния грунтов основания для использования при вычислении параметров таблицы 2.8.

Таблица 2.8 – Модифицированные параметры грунтового основания для прямоугольного фундамента мелкого заложения по Савинову О.А.

Вид колебаний	Эквивалентная жесткость $k$	Коэффициент эквивалентного демпфирования $c$
Вертикальные, $Z$	$k_z = C_z \cdot A$	$c_z = c_{cr} \cdot \xi_z =$ $= (2 \cdot \sqrt{k_z \cdot m}) \cdot$ $\cdot (0,5 \cdot \sqrt{k_z \cdot m} \cdot \Phi_z)$
Горизонтальные, $X (Y)$	$k_{x/y} = C_{x/y} \cdot A$	$c_{x/y} = c_{cr} \cdot \xi_z =$ $= (2 \cdot \sqrt{k_{x/y} \cdot m}) \cdot$ $\cdot (0,5 \cdot \sqrt{k_{x/y}/m} \cdot [0,6 \cdot D_z])$
Вращательные в вертикальной плоскости	$k_{\psi x/\psi y} =$ $= C_{\psi x/\psi y} \cdot I_{\psi x/\psi y}$	$c_{\psi x/\psi y} = (2 \cdot \sqrt{k_{\psi x/\psi y} \cdot m}) \cdot$ $\cdot (0,5 \cdot \sqrt{k_{x/y}/m} \cdot [0,5 \cdot D_z])$
Крутящие в горизонтальной плоскости (вокруг $Z$ )	$k_t = C_t \cdot I_t$	$c_t = (2 \cdot \sqrt{k_t \cdot m}) \cdot$ $\cdot (0,5 \cdot \sqrt{k_t/m} \cdot [0,3 \cdot D_z])$

Примечания к обозначениям параметров в таблице:  $C_z = C_0 \cdot (1 + 2(B + L)/\Delta_1 A) \sqrt{p/p_0}$  – коэффициент упругого равномерного сжатия по вертикали,  $C_0$  – опытный коэффициент, принимаемый по таблице 2.9;  $B$  – ширина фундамента (в направлении, перпендикулярном горизонтальному воздействию);  $L$  – длина фундамента (в направлении горизонтального воздействия);  $\Delta_1 = 1 \text{ м}^{-1}$  – постоянный коэффициент размерности;  $A$  – площадь подошвы фундамента;  $C_{x/y} = 0,7 \cdot C_z$  – коэффициенты упругого равномерного сдвига;  $C_{\psi x/\psi y} = 2 \cdot C_z$  – коэффициенты упругого неравномерного сжатия при вращении;  $C_t = C_z$  – коэффициент упругого неравномерного сдвига (кручения);  $I_{\psi x/\psi y}$ ,  $I_t$  – соответственно моменты инерции площади подошвы фундамента относительно горизонтальной оси, перпендикулярной плоскости колебаний, и вертикальной оси фундамента, проходящих через центр тяжести подошвы;  $p$  – давление, передаваемое на основание фундаментом;  $p_0$  – давление под опытным штампом при определении коэффициента  $C_0$ ;  $c_{cr} = 2 \cdot \sqrt{k_z \cdot m}$  – критический коэффициент вязкого демпфирования, позволяющий перейти к эквивалентному демпфированию  $c_z$  от относительного демпфирования в долях от критического  $\xi_{z,x,t,\psi} = c_{z,x,t,\psi}/c_{cr} = 0,5 \cdot \lambda_{z,x,t,\psi} \cdot \Phi_{z,x,t,\psi}$ ;  $\lambda_{z,x,t,\psi} = \sqrt{k_{z,x,t,\psi}/m}$  круговая частота свободных колебаний тела в  $2\pi$  секунд;  $\Phi_z$  – модуль затухания вертикальных колебаний на основании обобщенных экспериментальных исследований по таблицам 2.10 и 2.11;  $\Phi_x = 0,6 \cdot \Phi_z$ ,  $\Phi_y = 0,5 \cdot \Phi_z$ ,  $\Phi_t = 0,6 \cdot \Phi_z$ .

Таблица 2.9 – Коэффициент упругого равномерного сжатия  $C_0$  по Савинову О.А.

Категория сейсмичности	Характеристика оснований	Наименование грунтов (коэффициент пористости $e$ , показатель консистенции $I_L$ )	$C_0$ , МН/м <sup>3</sup> при $p_0=20$ кПа	Принятый в расчетах тип грунтовых условий
I	Жесткие	Глины и суглинки твердые ( $I_L < 0$ )	3,0	Грунт I
		Крупнообломочные грунты	2,6	
		Супеси твердые ( $I_L < 0$ )	2,2	
II	Средней жесткости	Глины и суглинки тугопластичные ( $0,25 < I_L < 0,5$ )	2,0	Грунт II
		Супеси пластичные ( $0 < I_L \leq 0,5$ )	1,6	
		Пески пылеватые средней плотности и плотные ( $e \leq 0,8$ )	1,4	
		Пески мелкие, средней крупности и крупные независимо от влажности и плотности	1,8	
III	Малой жесткости	Пески пылеватые водонасыщенные, рыхлые ( $e \leq 0,8$ )	1,2	Грунт III
		Супеси пластичные ( $0,5 < I_L \leq 1$ )	1,0	
		Глины и суглинки мягкопластичные ( $0,5 < I_L \leq 0,75$ )	0,8	
IV	Нежесткие	Глины и суглинки текучепластичные ( $I_L > 0,75$ )	0,6	Грунт IV
		Супеси текучие ( $I_L > 0,75$ )	0,6	

Таблица 2.10 – Модуль затухания  $\Phi_z$  для неводонасыщенных грунтов в зависимости от статического давления под подошвой фундамента

Наименование грунтов (коэффициент пористости $e$ )	$\Phi_z$ , с, с		Принятый в расчетах тип грунтовых условий
	при $p_0=150$ кПа	при $p=40$ кПа	
Глинистые грунты плотные	0,004	0,006	Грунт I
Супеси и суглинки моренные твердые	0,005	0,006	
Супеси рыхлые ( $e > 0,6$ ) в условиях естественного залегания и в насыпи	0,006	0,008	Грунт II
Пески естественного залегания	0,005	0,007	
Пески крупные и средней крупности в насыпи	0,005	0,007	Грунт III
Пески мелкие и пылеватые, рыхлые ( $e > 0,6$ )	0,007	0,010	
Суглинки и глины слабые, рыхлые в естественном виде и в насыпи ( $e > 0,6$ )	0,011	0,011	Грунт IV

Таблица 2.11 – Модуль затухания  $\Phi_z$  для водонасыщенных грунтов в зависимости от статического давления под подошвой фундамента

Наименование грунтов (коэффициент пористости $e$ )	$\Phi_z, c$		Принятый в расчетах тип грунтовых условий
	при $p_0=150$ кПа	при $p=40$ кПа	
Глинистые влажные грунты	0,005	0,005	
Песчаные водонасыщенные грунты	0,005	0,005	

Сравнение значений параметров жесткости грунтового основания платформенной модели, вычисленных по трем методикам, представлено в виде графиков на рисунке 2.5.

Методика Савинова, а также более поздняя и приведенная к универсальному аналитическому виду методика в СП 26.13330, являются апробированными подходами к решению задачи расчета фундаментов на динамические нагрузки. Из анализа графиков следует, что зависимости ASCE 4 позволяют получить некоторые промежуточные значения для жесткостных параметров основания в условиях вращательных колебаний фундамента в вертикальной плоскости вокруг центра плиты и некоторые заниженные параметры жесткости для грунтов жестких и средней жесткости I и II категории сейсмичности. Для грунтов III и IV категорий сейсмичности параметры жесткости грунтового основания подобны.

Полученные характеристики жесткости основания по всем направлениям степеней свободы сильнее всего расходятся для грунтовых условий типа I, которые близки к скальному основанию. Это можно объяснить недостаточной экспериментальной изученностью данных грунтовых условий в работах О.А. Савинова и известной условностью подобных эмпирических зависимостей для жестких оснований в любой из рассмотренных методик.

Далее будет показано, что для первого типа грунтовых условий в подавляющем количестве случаев учет резонансных эффектов не требуется, поэтому полученные результаты имеют высокую степень совпадения.

Сравнение рассчитанных по трем методикам значений параметров демпфирования грунтового основания платформенной модели представлено в

виде графиков на рисунке 2.5. Наиболее ощутимая разница параметров демпфирования в американских и отечественных нормах наблюдается для грунтов жестких и средней жесткости I и II категории сейсмичности. Параметры демпфирования основания по ASCE 4 оказываются на 50-60% выше. Это может быть связано с дополнительным демпфированием за счет «уноса энергии» в бесконечное полупространство при сейсмических воздействиях и соответствующим им макросейсмическим колебаниям. Для более слабых грунтов III и IV категорий сейсмичности параметры демпфирования совпадают. Результаты по методике Савинова для IV категории являются завышенными, что, возможно, связано с их экспериментальной основой в отличие от более универсальных зависимостей по ASCE 4 и СП 26.13330.

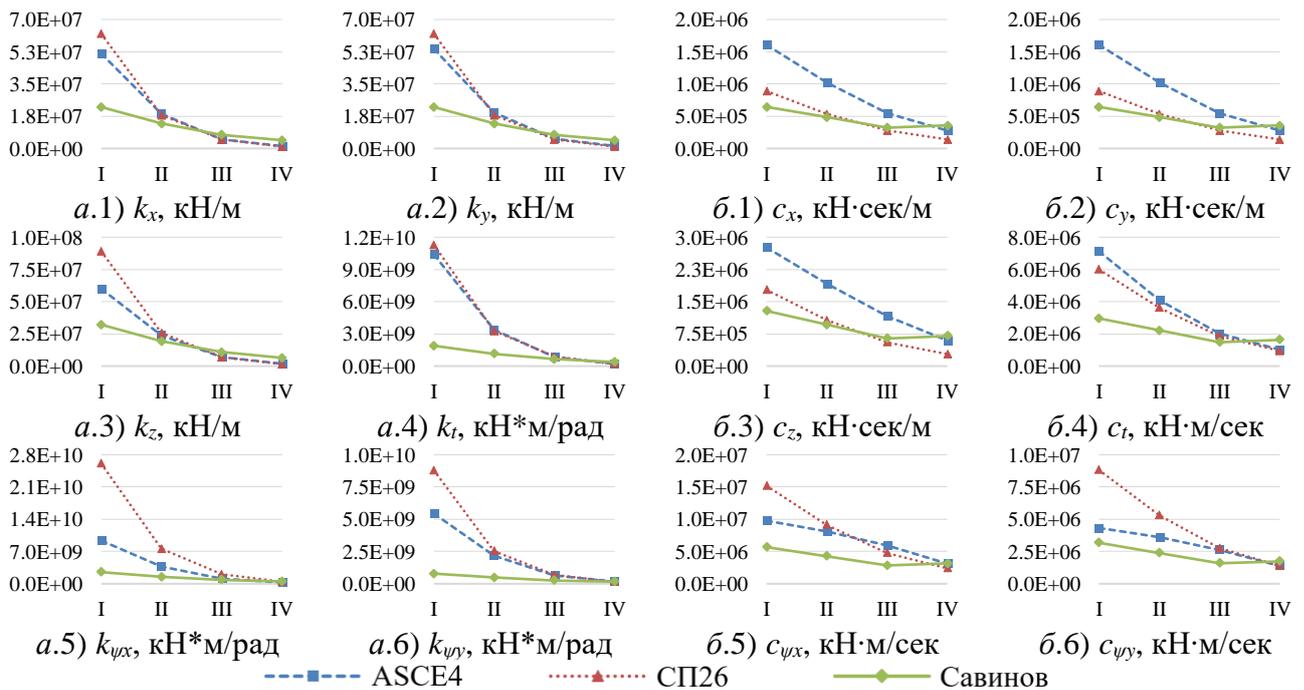


Рисунок 2.5 – Сравнительный анализ эквивалентных жесткостей в центре абсолютно жесткого фундамента и коэффициентов эквивалентного демпфирования по ASCE 4, СП 26.13330 и Савинову О.А.

Таблица 2.12 отображает сравнение результатов расчета относительного демпфирования в долях от критического  $\xi_z$  по методике Савинова и по СП 26.13330.

Таблица 2.12 – Сравнение коэффициентов относительного демпфирования  $\xi_z$  в долях от критического по СП 26.13330 и данным Савинова О.А.

Тип грунтовых условий	По СП 26.13330		По данным Савинова О. А.	
	$\xi_z$ неустановившихся колебаний, д.е.	$\xi_z$ установившихся колебаний, д.е.	$\xi_z$ , д.е.	$\Phi$ модуль затухания, с
Грунт 1	0,50	0,23	0,60	0,004
Грунт 2	0,56	0,23	0,58	0,005
Грунт 3	0,56	0,23	0,52	0,006
Грунт 4	0,61	0,23	0,74	0,011

Из результатов сравнения эквивалентных жесткостей в центре фундамента и коэффициентов эквивалентного демпфирования (рисунок 2.5) следует, что методики СП 26.13330 и ASCE 4 имеют близкие результаты для грунтов II, III и IV категорий по сейсмическим свойствам. Как уже было отмечено выше, для скального основания различия оказались не существенными в соответствии с итоговим анализом всех методик по критерию значимости обратного влияния, который приведен в таблице 2.6.

По результатам анализа следует отметить, что для мало изменяющихся параметров динамической жесткости основания в зависимости от изменения частоты колебаний результаты по ASCE 4 являются очень близкими к решениям по СП 26.13330 для грунтов III и IV категорий сейсмичности и вполне приемлемыми для II категории. Этого достаточно для расчетных ситуаций, в которых возникает обратное влияние сооружения на колебания основания.

Из результатов сравнительного анализа параметров демпфирования можно сделать вывод, что они могут быть определены по зависимостям СП 26.13330 с заниженными значениями по сравнению с американской методикой. Для жестких и средней жесткости I и II категории сейсмичности грунтов демпфирование по СП 26.13330 будет на 50-60% ниже в запас надежности. Для грунтов III и IV категорий сейсмичности, для которых в большинстве случаев необходим учет резонансных эффектов, значения демпфирования подобны во всех методиках.

#### **2.1.4 Оценка резонанса пространственных моделей кинематическим методом**

На последнем этапе исследований выполнен расширенный анализ путем нелинейной модификации сейсмического воздействия в массиве дисперсных грунтов в программе DeepSoil 7.0, использующей алгоритмы базовой программы SHAKE [135]. Для сравнительного анализа схем произведена модификация акселерограммы от коренных пород в грунтовом основании на дневную поверхность для четырех условных площадок с характеристиками ранее принятых типов грунта. Более подробные данные представлены в Приложении А.

Следует отметить, что на двух предыдущих этапах явление резонанса рассматривалось исключительно в виде линейных аналитических моделей одномассовых осцилляторов. Сопоставлялись эквивалентные динамические жесткости невесомого основания и сооружения с заданной массой для одной доминантной частоты. Эти методы справедливы для квазистатических расчетов на сейсмическое воздействие, выполняемых в частотном диапазоне и основанных на анализе собственных частот сооружения в зависимости от массы и жесткости. На третьем этапе исследований была использована кинематическая модель сейсмического воздействия, более подробно представленная в разделе 2.2.

В таблице 2.13 представлены результаты линейного анализа конечно-элементной модели методом интегрирования уравнений движения во времени в расчетном комплексе SCAD 21.1. Рассматривались консольные динамические модели зданий пяти типов этажности на грунтах четырех категорий по сейсмическим свойствам. Принципы создания пространственных динамических моделей описаны в разделе 2.5.

Результаты исследования соответствуют аналитической методике по ASCE 4, приведенной ранее в таблице 2.6, для отношения резонансной частоты основания с массой жесткого сооружения к доминантной частоте собственных колебаний сооружения на жестком основании менее двух.

Таблица 2.13 – Результаты анализа применимости критерия наличия резонанса к линейно деформируемым пространственным моделям SCAD

Этажность	Грунт I	Грунт II	Грунт III	Грунт IV
5	+	+	+	+
10	-	+	+	+
15	-	-	+	+
20	-	-	+	+
25	-	-	-	+

В Приложении А представлены результаты нелинейной модификации сейсмического воздействия в массиве дисперсных грунтов в программе DEEPSOIL и соответствующие результаты оценки отклика сооружений. Из анализа полученных результатов следует, что изменения по деформационному критерию при оценке отклика зданий не существенны. Перемещения фундамента с учетом и без учета пространственной модели основания остаются похожими.

По силовому критерию для изгибающих моментов в центре фундамента, напротив, наблюдаются контрастные изменения. Здания высотой 5 и 10 этажей получают приращения моментов на всех грунтах по сейсмическим свойствам, но особенно для IV и III категории соответственно. Здания высотой 15, 20 и 25 этажей получают приращения усилий с основанием, сложенным грунтами II и III категорий по сейсмическим свойствам. Для грунтов IV категории в зданиях высотой 20 и 25 этажей наблюдается аномальный эффект снижения моментов.

Результаты сравнения изгибающих моментов в фундаментах зданий высотой 5 и 25 этажей на четырех типах грунтового основания приведены в Приложении А. Отличие колебаний жесткого сооружения высотой 5 этажей очевидно, по сравнению с поведением 25-этажного здания. В первом случае эффекты резонанса с основанием проявляются незначительно для грунтов III категории и достигают двухкратного увеличения моментов для грунтов IV категории. В 25-этажном здании даже для полускальных и крупнообломочных грунтов I категории наблюдается повышение моментов относительно абсолютно жесткого основания. На грунтах II и III категории за счет близости частот

сооружения и основания наблюдается повышение моментов в центре фундамента до трех раз и пятикратное снижение для грунтов IV категории.

Общие результаты по всем рассмотренным методам оценки критерия резонанса даны в сводной таблице 2.14. Нелинейный подход выявил значимость учета основания во всех случаях для грунтов II и III категории по сейсмическим свойствам. При этом показал возможность снижения резонансных эффектов для многоэтажных и высотных зданий высотой 15, 20 и 25 этажей на грунтах IV категории по сейсмическим свойствам за счет сильного отстраивания собственных частот от резонансной частоты слабого грунтового основания, когда более податливое основание ведет себя как система сейсмоизоляции.

Таблица 2.14 – Сравнительный анализ применения критериев наличия резонанса при определении параметров оснований по всем методикам

Сейсмический риск по категории грунтов	Этажность	Osawa, Kitagawa, Iri	ASCE 4	СП 26.13330	Савинов О.А.	3D модель SCAD	3D SHAKE - SCAD	Osawa, Kitagawa, Iri	ASCE 4	СП 26.13330	Савинов О.А.	3D модель SCAD	3D SHAKE - SCAD	ASCE 4	СП 26.13330	Савинов О.А.	3D модель SCAD
		X							Y							Z	
Грунт I	5	+	+	-	+	-	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+
	10	+	-	-	+	-	+	+	-	-	+	-	+	+	+	+	+
	15	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	+	+	+	+
	20	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	+	+	+	+
	25	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	+	+	+	+
Грунт II	5	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+
	10	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	-	+	+	+	+	+
	15	+	-	-	-	-	+	+	-	-	-	-	+	+	+	+	+
	20	-	-	-	-	-	+	-	-	-	-	-	+	+	+	+	+
	25	-	-	-	-	-	+	-	-	-	-	-	+	+	+	+	+
Грунт III	5	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+
	10	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+
	15	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+
	20	+	+	+	+	+	+	+	+	+	-	-	+	+	+	+	+
	25	+	+	+	-	-	+	+	-	-	-	-	+	+	+	+	+
Грунт IV	5	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+
	10	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+
	15	+	+	+	+	+	-	+	+	+	+	+	-	+	+	+	+
	20	+	+	+	+	+	-	+	+	+	+	+	-	+	+	+	+
	25	+	+	+	+	+	-	+	+	+	-	+	-	+	+	+	+

## 2.2 Модели сейсмического воздействия

Действительное поведение системы «фундамент-основание» при сейсмических воздействиях сложнее моделей, используемых при статическом и квазистатическом расчетах на основании анализа собственных форм колебаний.

Основы линейно-спектрального метода расчета были заложены Омори Ф. [136]. Он предложил простейший статический метод расчета сейсмостойкости сооружений на основании опытов по опрокидыванию колонн. В его представлении сооружения с податливым основанием рассматривались как абсолютно жесткие, а все узлы моделируемых систем получали одинаковые ускорения, соответствующие ускорению свободного от сооружения основания  $\ddot{y}_0$ . Ускорения определялись путем двойного интегрирования записей сейсмограмм, получаемых с использованием изобретенного Омори Ф. маятника (рисунок 2.6, а), а впоследствии – при помощи модифицированной конструкции маятника до промышленного сейсмографа Bosch-Omori, который в течение полувека был основным средством регистрации в мировой сейсмологии.

Согласно принципу Даламбера колебательные движения основания, возникающие при землетрясении и при вызванном этим кинематическим возбуждением движении сооружения, в каждой массе  $m_i$  сооружения возникает инерционная сейсмическая узловая нагрузка  $S_i$  (рисунок 2.6, б):

$$S_i = m_i A g, \quad (2.5)$$

где,  $A$  – максимальное ускорение в грунтовом основании, выраженное в долях относительно ускорения свободного падения  $g$ .

В методе Омори сейсмические инерционные нагрузки действуют как статические в центре тяжести каждой массы  $m_i$ , на их действие производится расчет конструкции. Данный метод лег в основу линейно-спектральной теории расчета Био М.С. [137], в которой относительно одномассовой системы с единым распределением нагрузок были учтены дополнительные сценарии распределения инерционных сил в зависимости от формы собственных колебаний конструктивной системы с учетом ее конечной жесткости.

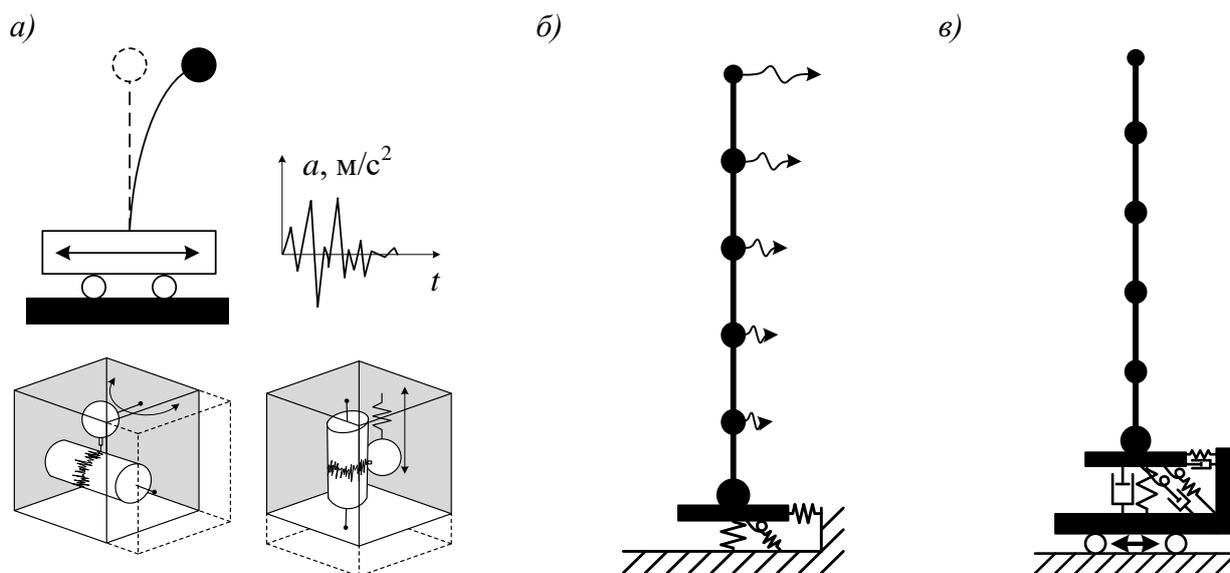


Рисунок 2.6 – Методы расчета системы на сейсмическое воздействие: а) схема сейсмического воздействия с фиксацией сейсмограммы и интегрированием до акселерограммы; б) расчет по линейно-спектральной теории на основании инерционных сил в узловых массах по спектральным графикам приведенных амплитуд ускорений или акселерограмме; в) прямое интегрирование уравнений движения в виде кинематического заданного смещения опор по сейсмограмме.

В линейно-спектральной теории используется зависимость, описывающая перемещения основания при реальном землетрясении, в которой по максимальным значениям ускорения для множества маятников (осцилляторов) с различным периодом собственных колебаний рассчитывается огибающий спектр реакций. В дальнейшем спектр приводится к графику коэффициентов динамичности путем деления на ускорение наиболее жесткого осциллятора.

Полученные под воздействием перемещений основания по закону, отвечающему реальным землетрясениям, максимальные значения таких ускорений представляются в функции периода собственных колебаний маятника (пробного осциллятора) и образуют спектр реакций, который служит основой для определения сейсмической нагрузки.

В настоящее время спектральный метод расчета несущих конструкций на сейсмическое воздействие за счет своей простоты является основным и в разных

странах отличается формой графика коэффициентов динамичности и набором поправочных коэффициентов. Аналогично статическому методу Омори, в спектральном методе используются сейсмические инерционные силы  $S_i$ , приложенные в центре тяжести масс  $m_i$ , после чего конструктивная система рассчитывается на их действие сил  $S_i$ . В статической постановке для каждой формы собственных колебаний. Динамические жесткости отдельных элементов конструкций учитываются при определении инерционных сил путем разложения системы по формам собственных колебаний и последующим их суммированием.

Для этого движение системы раскладывается по формам колебаний, представляется как сумма некоторых движений по формам колебаний:

$$y_i(t) = \sum_{j=1}^n \eta_{ij} \cdot \xi_j(t) = \sum_{j=1}^n y_{ij}(t), \quad (2.6)$$

где,  $y_i(t)$  – перемещения точки с массой  $m_i$  во времени  $t$ ;  $\eta_{ij}$  – коэффициент разложения движения по формам колебаний;  $\xi_j(t)$  – функция изменения смещений по  $j$ -й форме колебаний с течением времени;  $y_{ij}(t)$  – перемещение массы  $m_i$  по  $j$ -й форме колебаний;  $n$  – число степеней свободы системы.

Если рассмотреть движение всей системы по одной форме колебаний, то все точки будут смещаться синхронно и форма колебаний не меняется во времени.

В общем случае сейсмические силы по каждой форме колебаний равны:

$$S_{ij} = A \cdot g \cdot m_i \cdot \beta(f_j, \gamma_j) \cdot \eta_{ij}, \quad (2.7)$$

где,  $S_{ij}$  – сейсмическая узловая нагрузка по  $j$ -й форме колебаний, действующая на массу  $m_i$ ;  $\beta(f_j, \gamma_j)$  – коэффициент «динамичности», равный приведению спектра амплитуд ускорений к начальному ускорению при максимальной жесткости осциллятора, зависящий от периода колебаний по  $j$ -й форме  $f_i$ , коэффициента неупругого сопротивления  $\gamma_j$  и вида воздействия;  $\eta_{ij}$  – коэффициент формы, учитывающий распределение инерционных нагрузок по формам колебаний.

Уравнение (2.7) применяется для каждой формы собственных колебаний во всех узлах системы, проводится статический расчет конструкций на действие вычисленных сейсмических сил  $S_{ij}$ , в результате чего определяются усилия в

элементах конструкций по формам колебаний. Расчётные значения поперечных и продольных усилий, изгибаемых и крутящих моментов, нормальных и касательных напряжений в конструкциях от сейсмической нагрузки при условии статического действия ее на сооружение, а так же расчётные значения перемещений следует определять по аналогии с формулой:

$$N_p = \pm \sqrt{\sum_{i=1}^n N_i^2}, \quad (2.8)$$

где  $N_i$  - значения внутреннего усилия в виде момента, напряжения или перемещения, вызываемого сейсмическими силами  $S_{ij}$ , соответствующими  $j$ -й форме колебаний;  $n$  - число учитываемых в расчёте форм колебаний; знаки в формуле (2.8) для вычисляемых факторов следует назначать по знакам значений соответствующих факторов для форм с максимальными массами.

В линейно-спектральной теории следует выделить два основных недостатка. В первую очередь, суммирование перемещений по отдельным формам колебаний с использованием среднеквадратичной оценки может приводить к тому, что исчезают сжато-изогнутые сечения и все они становятся растянуто-изогнутыми. Подход, когда значениям компонентов вектора внутренних сил присваиваются знаки, как у аналогичных компонентов в первой форме собственных колебаний, не всегда дает корректный результат, даже если предположить, что именно первая форма собственных колебаний реализует основной вклад в суммарное значение каждого из компонентов вектора-ответа.

Во-вторых, сейсмическое воздействие может иметь произвольную ориентацию в пространстве, и нормы требуют, чтобы было найдено невыгодное направление, которое зависит от того, какой именно элемент конструкции мы рассматриваем. Например, для колонн здания невыгодным оказывается горизонтальное направление вектора воздействия, а для балок перекрытий – вертикальное направление сейсмического импульса.

В качестве более достоверного метода расчета на сейсмическое воздействие рассматривается подход с использованием интегрирования уравнений движения во времени на основании инструментальных или синтезированных сейсмограмм.

Недостатком данного метода является неполная формализация требований к его применению, методам отбора записей природных землетрясений, способам создания синтезированных акселерограмм.

Общее требование сводится к тому, чтобы моделируемые колебания грунтового основания были сопоставимы с расчетным спектром отклика, принимаемым для данной площадке по результатам сеймотектонических и сейсмологических исследований при уточнении исходной сейсмичности. Средние значения ускорений акселерограммы должны быть не ниже принятых ускорений для данного типа местности. Коэффициенты динамичности по спектру отклика осцилляторов на используемую акселерограмму должны отличаться от расчетного спектра не более чем на 10%. Для интенсивности сейсмических событий по оценочной шкале MSK-64, равной 7, 8, 9 и 10 баллов, длительность стационарной части стохастических записей должна быть не менее 10, 15, 20 и 25 секунд с ускорениями не менее 1, 2, 4 и 8 м/с<sup>2</sup> соответственно.

В прямом динамическом методе возможны два метода интегрирования уравнений движения – разложение по формам собственных колебаний с использованием акселерограммы или шаговое интегрирование уравнений движения во времени в режиме прямой динамики по сейсмограмме.

Для расчета по акселерограммам используется спектральный метод [139, 140, 141, 142] с интегрированием в частотном диапазоне по формулам:

$$y_i = \sum x_{ij} \xi_j(t),$$

$$\xi_j = e^{-\frac{T_j k_j t}{2}} \left( \xi_0 \cos k_0^{tn} t + \xi_0 + \frac{\gamma_j k_j}{2} \xi_0 (k_j)^{-1} \sin k_0^{tn} t \right) +$$

$$+ \frac{1}{k_0} \int_0^i e^{-\frac{T_j k_j t}{2}} \sin k_0^{(j)} \theta w(t - \theta) d\theta. \quad (2.9)$$

Расчет производится прямым интегрированием уравнений движения для заданной акселерограммы, сохраняется значение величины сейсмической нагрузки в каждый момент времени и по каждой форме. Суммарное значение получается поиском во времени максимума по абсолютному значению сумм с сохранением исходного знака.

Таким образом, в отличие от спектрального метода не используется способ получения расчетных усилий в виде корня из суммы квадратов экстремумов, реализующихся в разные моменты времени на разных формах собственных колебаний. При выполнении пошагового расчета во времени в прямом динамическом методе при расчете по сейсмограммам производится суммирование модальных движений, что обеспечивает совпадение результатов для простейших конструктивных систем по двум ранее описанным методам.

Прямое интегрирование уравнений движения в методе конечных элементов (МКЭ) конечно-элементной модели рассматривается в виде:

$$M \cdot \ddot{z}(t) + C \cdot \dot{z}(t) + K \cdot z(t) = f(t), \quad (2.10)$$

где  $M$  – матрица масса;  $C$  – матрица демпфирования;  $K$  – матрица жесткости;  $z$ ,  $\dot{z}$ ,  $\ddot{z}$  – векторы перемещений, их производных - скорости и ускорений, после одинарного и двойного дифференцирования по времени соответственно.

Начальные условия определяются начальными перемещениями системы вектора  $z_0$  и начальными скоростями (вектор  $\dot{z}_0$ ). Уравнение (2.10) интегрируется при начальных условиях методом разложения по формам собственных колебаний недемпфированной системы  $z(0) = z_0$ ,  $\dot{z}(0) = \dot{z}_0$ .

Решение строится для тех случаев, когда нагрузки могут изменяться во времени по разным законам для различных узлов системы. Тогда вектор правой части может быть представлен в форме:

$$f(t) = \sum_{p=1}^{N_p} f_p \cdot \varphi_p(t), \quad (2.11)$$

где  $f_p$  – вектор, определяющий узловую нагрузку на  $p$ -ю группу узлов,  $\varphi_p(t)$  – соответствующая функция времени,  $N_p$  – количество групп узлов, для которых задаются разные функции времени.

Переменная сейсмическая нагрузка описывается функцией:

$$P_i(t) = P_0 \varphi_p(t), \quad (2.12)$$

где  $P_0$  – в амплитудное значение заданного смещения опор, на единичное значение которого накладывается график сейсмограммы  $P_i(t)$ .

На определенном интервале времени  $t$  сейсмическая нагрузка может быть представлена в виде графика со списком значений функции  $P_i(t)$  с шагом  $\Delta t$ , называемым шагом интегрирования. Первая постановка задачи в начале расчета выполняется для первого интервала  $[t_0, t_1]$ , а остальные постановки задачи при продолжении расчета для последующих интервалов  $[t_1, t_2], \dots, [t_{i-1}, t_i]$ . Если шаг интегрирования не совпадает с моментом времени, в котором задана функция времени, то выполняется линейная интерполяция.

Для решения задачи методом прямого интегрирования уравнений движения используется метод Ньюмарка. Весь временной интервал  $[t_{start}, t_{end}]$  разбивается на конечное число шагов  $N_{step} = T_{dur}/\Delta t + 1$ ,  $T_{dur} = t_{end} - t_{start}$ . В пределах одной постановки задачи шаг интегрирования  $\Delta t$  сохраняется постоянным. Если возникает необходимость интегрировать уравнения движения с разным по величине шагом, необходимо разбить весь временной интервал на подинтервалы  $[t_0, t_1], [t_1, t_2], \dots, [t_{i-1}, t_i]$ , каждый из которых интегрируется с постоянным в пределах интервала шагом  $\Delta t_i$ . Запись результатов (перемещений, скоростей, ускорений) производится в некоторые в те моменты времени, которые совпадают с точками интегрирования. Обычно для достижения приемлемой точности решения шаг интегрирования меньше шага записи.

В связи с описанными преимуществами в качестве эталонного сейсмического воздействия для дальнейших численных исследований была выбрана кинематическая постановка решения задачи, при которой выполняется расчет системы во временном диапазоне по сейсмограмме, полученной на основании акселерограммы. Данный подход был проверен при полевых исследованиях, которые были выполнены в рамках научно-исследовательской работы для разреза в г. Междуреченске. Рассматривалась площадка, расположенная в 780 метрах от участка промышленных взрывов, которые в среднем за месяц происходят около 24 раз с объемом единовременного суточного взрывания 98 тонн. Оценивалось взрывное сейсмическое воздействие на промышленные сооружения.

В стандартной методике для оценки воздействия промышленных взрывов используется соотношение эквивалентных амплитуд при взрывах  $S_R$  и при сейсмических событиях  $S_S$  по таблице 2.15, а также эмпирическая зависимость от массы взрываемого заряда  $q$  в тоннах и расстояния рассеивания волн  $R$  в метрах:

$$S_R = 3400 \frac{q^{3/4}}{R^2}. \quad (2.13)$$

При заданном расстоянии и массе заряда, полученное таблично методом интерполяции значение смещения составило 0.18 см. На рисунке 2.7 показано графическое сопоставление сейсмограмм взрыва и землетрясения с единой интенсивностью воздействия на здания на уровне 7 баллов по шкале MSK-64.

Таблица 2.15 – Соотношение взрывных и тектонических смещений по интенсивности воздействия на здания и сооружения по шкале MSK-64

Балл	Название землетрясения	Среднее смещение грунта от взрывного воздействия $S_R$ , см	Среднее смещение грунта по СП 14.13330.2011 $S_S$ , см
1-3	Незаметное, очень слабое, слабое	–	–
4	Умеренное	<0,05	–
5	Довольно сильное	0,05 – 0,1	–
6	Сильное	0,11 – 0,2	2
7	Очень сильное	0,21 – 0,4	4
8	Разрушительное	0,41 – 0,8	8
9	Опустошительное	0,81 – 1,6	16
10	Уничтожающее	1,61 – 3,2	32
11	Катастрофа	> 3,2	–
12	Сильная катастрофа	–	–

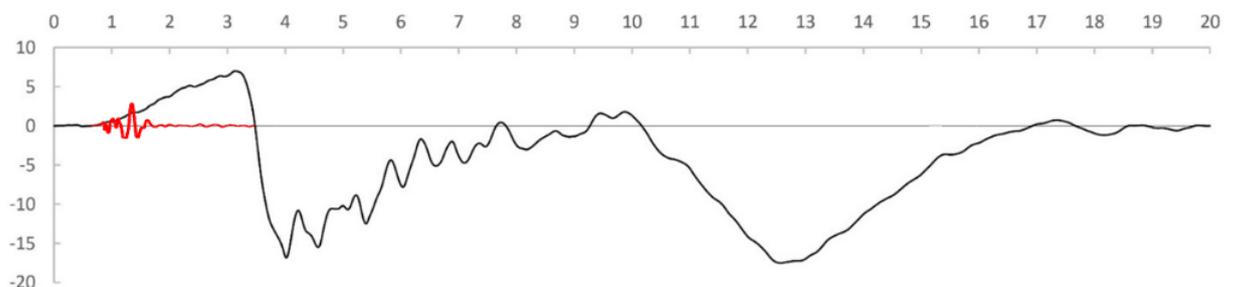


Рисунок 2.7 – Сопоставление сейсмограммы землетрясения длительностью 20 секунд интенсивностью 7 баллов MSK-64 и 3-секундной сейсмограммы взрыва

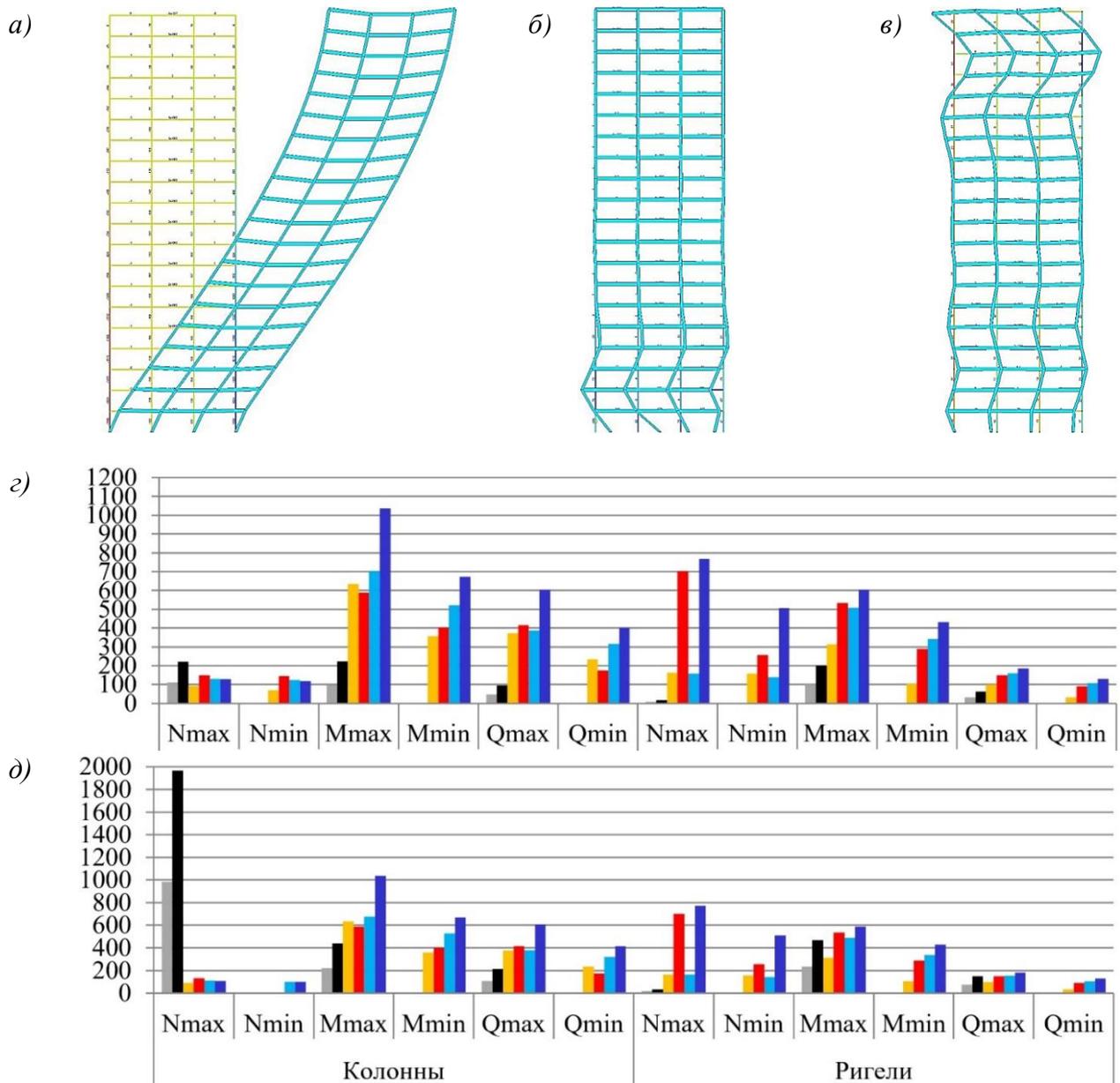


Рисунок 2.8 – Деформации двадцатиэтажной железобетонной рамы при выполнении расчета спектральным методом по эквивалентному землетрясению 395 мм по X (а); прямым динамическим методом в момент времени 0,85 с достижения максимального усилия N (б), и в момент времени 1,95 с достижения максимального перемещения 4,06 мм по X (в); внутренние усилия от взрыва в колонне и ригеле рам высотой пять (е) и двадцать (д) этажей.

На рисунке 2.8 приведено сравнение деформаций и усилий в двадцатиэтажной железобетонной раме при расчете по спектральной теории и при моделировании взрыва в режиме прямой динамики. Максимальное перемещение узлов верхнего ригеля при анализе по спектральной теории составляет 359 мм. Максимальные перемещения рамы на верхней отметке от асинхронного

кинематического воздействия по горизонтали составляют всего 4,06 мм на 1,95 секунде с момента начала воздействия взрывной волны, когда восходящая волна от смещения опор достигает уровня верхнего этажа. В связи с избыточной деформацией сооружения в спектральном методе расчета, предполагающим полное введение системы в резонанс, продольные усилия в нижних краевых колоннах достигают 2 000 кН. На этом фоне максимальные усилия при прямом динамическом расчете с учетом асинхронного смещения основания по сейсмограмме взрыва наблюдаются при достижении сейсмограммой максимальной амплитуды в момент времени 0,85 с, продольное усилие получает 100 кН приращения при постоянном значении в два раза ниже и равном 1 000 кН.

Спектральный метод не применим к моделированию техногенной сейсмике, рассмотренной на примере взрывных воздействий, в связи с тем, что включение в колебательное движение всех динамических масс сооружения от коротких импульсных воздействий попросту невозможно [144] даже при совпадении с собственной частотой сооружения. Поэтому среднеквадратичное усреднение воздействий по нескольким формам в спектральной теории приводит к многократному завышению деформаций сооружения и продольных усилий в краевых колоннах. При этом за счет поступательного характера деформаций исключаются из анализа изгибающие моменты в колоннах и ригелях каркаса.

Решение данной задачи в кинематической постановке путем естественного прямого моделирования асинхронного возбуждения опор, напротив, позволяет учесть дополнительные изгибающие моменты и продольные усилия.

Таким образом, для численных исследований моделей свайных оснований, учитывающих усиление массива грунта динамическими свайными ячейками, а также жесткость и массу свайного ростверка с сооружением, рекомендуется использовать упрощенную синтезированную акселерограмму. Пример акселерограммы на рисунке 2.9 имеет амплитуду  $A_0 = 2 \text{ м/с}^2$  для участка с сейсмической интенсивностью 8 баллов по шкале MSK-64.

Принятая синтезированная модель нестационарного сейсмического воздействия в виде узкополосного гармонического сигнала с выбранной целевой

частотой собственных колебаний свайного фундамента  $f_0 = 2.5$  Гц, а также имеющая в качестве огибающей линию параболы для общей продолжительности воздействия  $t_d$ , равной 2 секундам, описывается уравнением:

$$a(t) = A_0 t(t - t_d)(4/t_d^2) \sin(2\pi f_0 t). \quad (2.14)$$

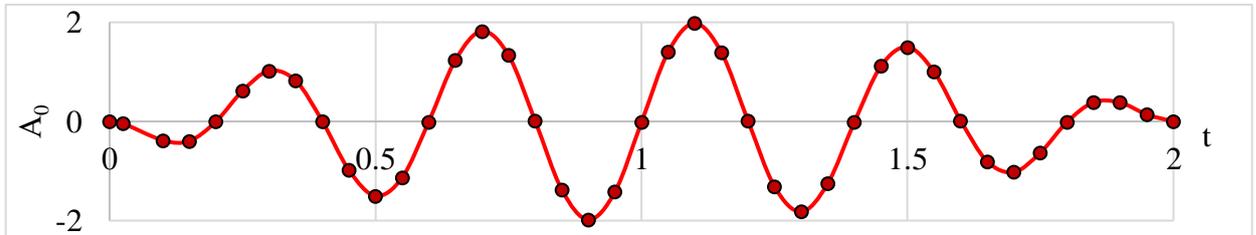


Рисунок 2.9 – Упрощенная нестационарная гармоническая акселерограмма

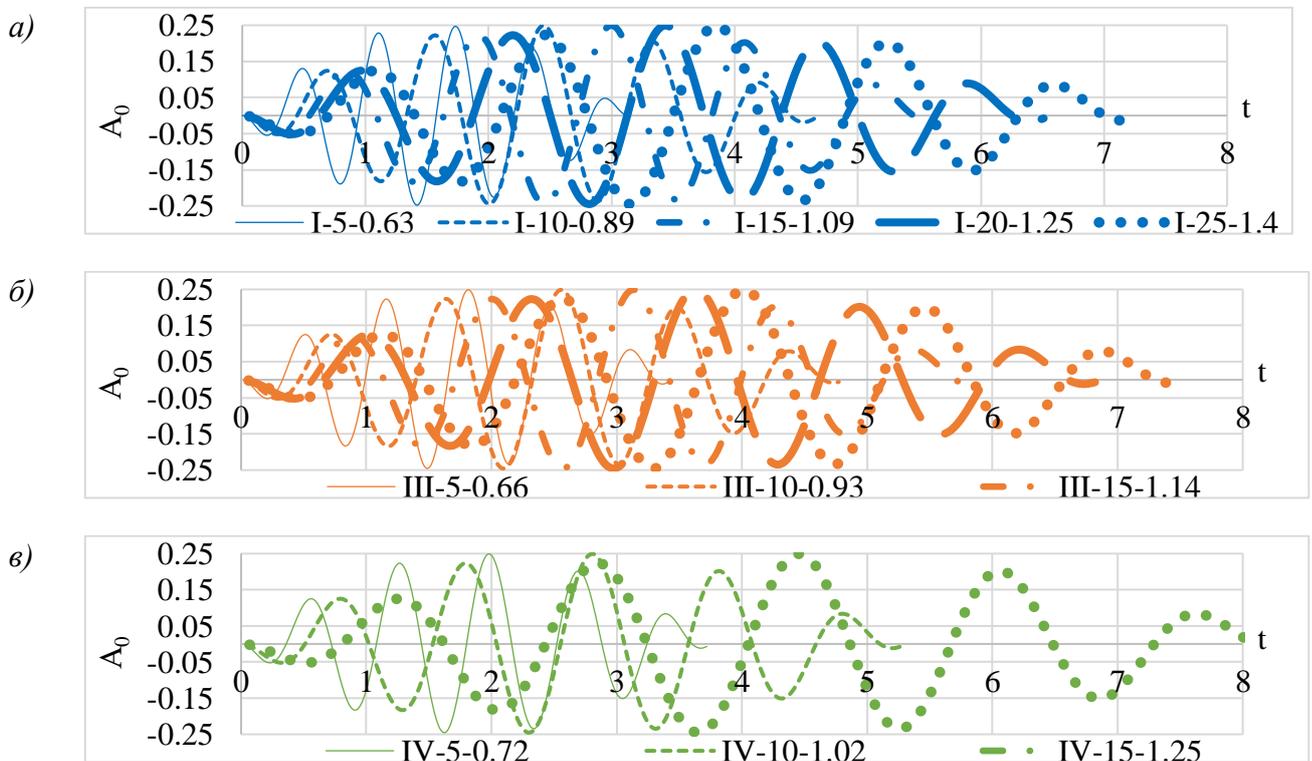


Рисунок 2.10 – Вид использованных нестационарных гармонических акселерограмм в численном эксперименте: а) для моделей основания I категории по сейсмическим свойствам при высоте сооружений 5, 10, 15, 20 и 25 этажей, и основных периодах собственных колебаний свайного фундамента 0.63, 0.89, 1.09, 1.25 и 1.4 секунд соответственно; б) то же, для II и III категорий; в) то же, для IV категории.

На рисунке 2.10 представлены узкополосные синтетические акселерограммы, использованные в численных исследованиях колебаний

свайного основания. Параметры воздействия выбраны на основании анализа собственных частот колебаний динамических моделей свайных фундаментов, рассмотренных в разделах 2.3- 2.5 настоящей Главы.

### 2.3 Контактная модель свайного фундамента с жестким ростверком

Сравнительный анализ и верификация предлагаемого авторами метода численного расчета большеразмерного фундамента с использованием пространственных моделей выполнены с двумя типами контактных моделей подстилающего грунтового основания на отметке низа свай.

Первый вариант модели применим в условиях жестокого свайного ростверка. Классический метод Савинова рассмотрен с модифицированными параметрами в соответствии с положениями СП 26.13330, а также с учетом неравномерного распределения коэффициентов пропорциональных деформаций основания с использованием подхода Готман Н.З. [145, 146, 147].

Следует обратить внимание, что данный метод разрабатывался для абсолютно жестких массивных фундаментов динамических машин. Поэтому в итоговой модели с эквивалентной жесткостью и демпфированием основания, приведенным в центр масс контакта фундамента с грунтом, для вертикальных форм собственных колебаний используется следующий коэффициент постели  $C_z$ , требуемый на промежуточном этапе расчета:

$$C_z = b_0 \bar{E}_0 \left( 1 + \sqrt{\frac{A_{10}}{A_{\leq 200}}} \right) = b_0 \cdot \bar{E}_0 \cdot \left( 1 + \sqrt{\frac{10}{200}} \right) = 1,47 b_0 \bar{E}_0, \quad (2.15)$$

где  $b_0$  – поправочный коэффициент, принимаемый по типу грунта непосредственно под подошвой фундамента,  $\text{м}^{-1}$ : 1 – для песчаных грунтов; 1,2 – для супесей и суглинков; 1,5 – для глин и крупнообломочных грунтов с максимальным модулем сдвига;  $\bar{E}_0$  – модуль общей деформации водонасыщенного грунта, осредненный для неоднородного основания в пределах глубины сжимаемой толщи, МПа;  $A_{10} = 10\text{м}^2$  – площадь подошвы эталонного фундамента в методике Савинова;

$A_{\leq 200}$  – фактическая площадь подошвы фундамента, не превышающая  $200 \text{ м}^2$ , или принимаемая равной  $200 \text{ м}^2$  для площадей большего размера.

Таким образом, для большеразмерных фундаментов площадью равной или больше  $200 \text{ м}^2$  динамический коэффициент постели для вертикальной формы колебаний сооружения зависит только от типа грунта и осредненного модуля.

Коэффициент упругого равномерного сдвига  $C_\tau$ , упругого неравномерного сдвига  $C_\psi$  и упругого неравномерного сжатия  $C_\phi$  при отсутствии экспериментальных данных допускается определять по формулам:

$$C_\tau = 0,7 \cdot C_z; \quad C_\psi = C_z; \quad C_\phi = 2 \cdot C_z. \quad (2.16)$$

Вычисленные коэффициенты пропорциональных деформаций (постели) для упругого равномерного сжатия и сдвига могут быть использованы в конечно-элементной модели без модификации только для анализа колебаний системы по отдельным поступательным степеням свободы. Коэффициенты постели для упругого неравномерного сжатия и сдвига – для анализа колебаний системы по отдельным вращательным степеням свободы. Для анализа по каждой форме собственных колебаний системы по нескольким направлениям движения необходимо использовать соответствующие эквивалентные параметры жесткости в центре подошвы фундамента. Эквивалентные жесткости упругого равномерного сжатия  $K_z$ , упругого равномерного сдвига  $K_\tau$ , упругого неравномерного сдвига  $K_{\psi Z}$  при вращении вокруг оси  $Z$ , упругого неравномерного сжатия  $K_{\phi X}$  и  $K_{\phi Y}$  при вращении вокруг осей  $X$  или  $Y$  в центре масс фундамента в уровне заложения для поступательных колебательных движений зависят от фактической площади контактного пятна  $A = BL$  и от момента инерции для изгибно-крутильных колебаний:

$$\begin{aligned} I_z &= \beta \cdot B^3 \cdot L; & I_x &= B^3 \cdot L/12; & I_y &= B \cdot L^3/12; \\ K_z &= C_z A; & K_\tau &= C_\tau A; & K_{\psi Z} &= C_\psi I_z; & K_{\phi X} &= C_\phi I_x; & K_{\phi Y} &= C_\phi I_y. \end{aligned} \quad (2.17)$$

Подход, предложенный Готман Н.З., разработан для большеразмерных свайных фундаментов с распределением переменного коэффициента постели по

типу модели Фусса-Винклера, в зависимости от удаления краевых областей от центра свайного поля.

В рамках исследований выполнена модификация подхода Готман Н.З. с целью его применения к решению динамических задач. Вместо коэффициентов постели по зависимостям «нагрузка-осадка», получаемым на основании результатов натурных испытаний свай или их численного моделирования, использована динамическая жесткость подстилающего грунтового основания по Савинову в уровне заделки, соответствующей условной длине свай.

Были внесены изменения в геометрию областей распределения коэффициентов постели с целью отражения повышения жесткости основания не только для краевых свай, сжато-изогнутых в одном направлении, но также и для угловых свай, изгибаемых в двух плоскостях (рисунок 2.11). Эффект краевых и угловых свай важен как на стадии длительных воздействий, так и на стадии кратковременных воздействий.

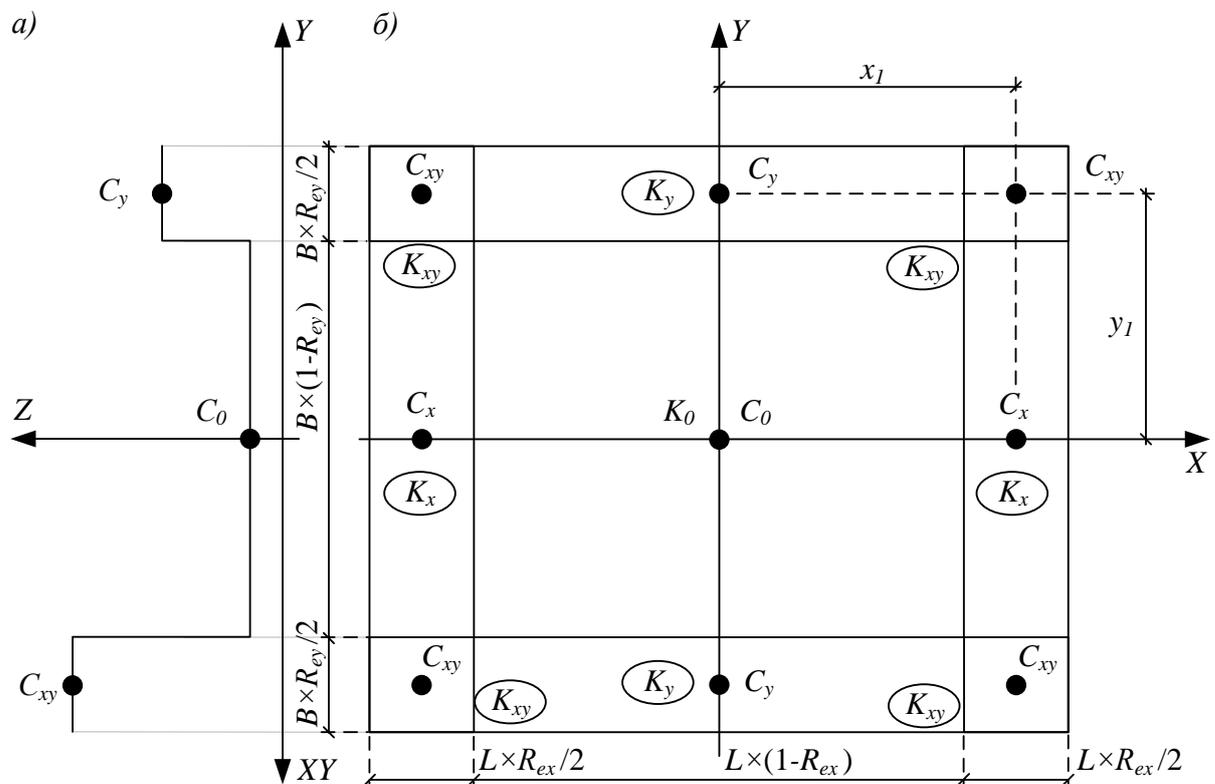


Рисунок 2.11 – Коэффициенты постели в модифицированном методе Готман Н.З.

Кроме этого, относительно подхода Готман Н.З. были изменены зависимости, использованные для определения повышения жесткости основания от центра к краю свайного поля. Вместо выражений для учета осадочной мульды, соответствующей деформациям линейно-деформируемого полупространства, использованы выражения для определения распределенной жесткости при изгибных формах колебаний сооружения, которые являются основными для подавляющего большинства рассматриваемых зданий высотой от 5 до 25 этажей.

Эквивалентные жесткости по Савинову должны использоваться непосредственно в центре тяжести подошвы столбчатого или массивного фундамента с допущением о его абсолютной жесткости относительно основания.

При необходимости учета изгиба в жёстком фундаменте согласно Нуждину Л.В. (Ильичев В.А. и др., 2023) эквивалентная жесткость в центре фундамента может быть разложена на пару сил в виде двух вертикальных пружин с жесткостью  $K_z/2$  или эквивалентных распределенных по оси стержня коэффициентов постели с расстоянием между ними  $b = \sqrt{2 \cdot K_\phi / K_z}$ . Эквивалентная жесткость равномерного сдвига  $K_\tau$  задается одной боковой пружиной по модели Савинова.

Предложено использовать выражения по Harden C.W. и Hutchinson T.C. [148], применительно к модели Савинова, вместо модели основания по Gazetas G. [149], использованной в работе указанных авторов. Это сделано в связи с необходимостью получения не менее трех областей с распределенными коэффициентами постели для подстилающего основания в уровне подошвы условного фундамента или заделки эквивалентной длины свай.

В результате получено полное соответствие выражений по Harden C.W. и Hutchinson T.C. методике Савинова. Если принять ширину краевой области  $R_e$  равной единице в долях единицы от полуширины фундамента, то выражения распределенной жесткости основания при изгибно-крутильной форме колебаний будут преобразованы к известному коэффициенту 2 по Савинову О.А.:

$$C_{eZ}^i = k_Z^i \times dA;$$

$$R_{eX} = 1; \quad R_{kX} = \frac{C_{\phi X}/C_Z - (1-R_{eX})^3}{1-(1-R_{eX})^3} = \frac{2-(1-1)^3}{1-(1-1)^3} = 2;$$

$$R_{eY} = 1; \quad R_{kY} = \frac{C_{\phi Y}/C_Z - (1-R_{eY})^3}{1-(1-R_{eY})^3} = \frac{2-(1-1)^3}{1-(1-1)^3} = 2; \quad (2.18)$$

$$C_{\phi X} = R_{kX} \times C_Z = 2C_Z; \quad C_{\phi Y} = R_{kY} \times C_Z = 2C_Z;$$

$$C_{\phi XY} = (C_{\phi X} + C_{\phi Y})/2 = 2C_Z.$$

В общем случае свайного основания выделение краевых областей, соответствующих двум или трем рядам свай, необходимо использовать четыре коэффициента постели по нормали к плоскости контакта фундамента с грунтом для корректного моделирования жесткости основания при изгибных формах колебаний сооружения:  $C_0 = C_Z$  – в центре свайного поля;  $C_{\phi X}$  – в краевых участках, максимально удаленных от центра масс вдоль оси  $X$  для изгибных форм колебания в плоскости  $XOZ$ ;  $C_{\phi Y}$  – в краевых участках, максимально удаленных от центра масс вдоль оси  $Y$  для изгибных форм колебания в плоскости  $YOZ$ ;  $C_{\phi XY}$  – в четырех угловых участках.

Учет динамической жёсткости в плоскости контакта фундамента выполняется в соответствии с моделью Савинова с использованием коэффициента постели  $C_\tau = 0,7 \cdot C_Z$ . Учет жесткости для крутильных форм сооружения возможен путем добавления в центр масс фундамента в уровне ростверка соответствующей эквивалентной жёсткости, равной разнице между эквивалентной крутильной жесткостью для массивного фундамента и уже учтенной горизонтальной жесткостью с использованием коэффициента  $C_\tau$ :

$$C_\tau = 0,7 \cdot C_Z; \quad C_\psi = C_Z; \quad K_{\psi Z} = C_\psi I_Z - C_\tau A; \quad K_{\psi Z} \geq 0. \quad (2.19)$$

Предложенный подход с выделением девяти зон, среди которых центральная зона средних напряжений, четыре краевые зоны повышенных напряжений и четыре угловые зоны экстремальных напряжений, соответствует положениям механики грунтов при определении несущей способности основания.

Например, допустимое давление на грунтовое основание под подошвой жестких фундаментов на естественном основании согласно СП 22.13330 для краевых и угловых зон контакта допускается повышать на коэффициенты 1.2 и 1.5 соответственно. Согласно СП 50-102 данный критерий для фундаментов с жестким ростверком допускается увеличивать для крайних рядов свай до значения  $2P_{cp}$  от средней нагрузки на сваи  $P_{cp}$  и до  $3P_{cp}$  для угловых.

Вид в плане использованных в исследовании моделей пропорциональных деформаций свайного поля по Савинову О.А. и Готман Н.З. в виде подстилающего основания по типу Фусса-Винклера с переменными в плане коэффициентами постели для мембраны нулевой жесткости представлен на рисунке 2.12, а-в. Общий вид контактной модели свайного поля показан на рисунке 2.12, г.

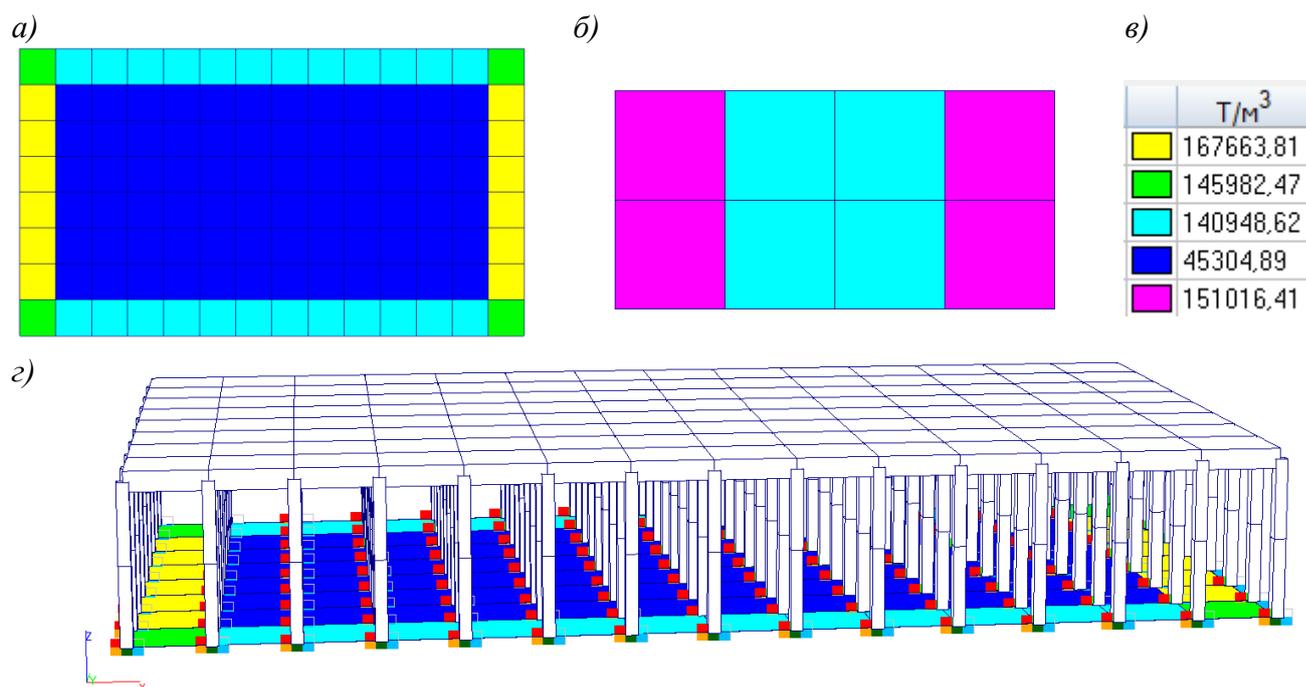


Рисунок 2.12 – Коэффициенты постели в модифицированном методе Савинова О.А. и Готман Н.З. для дискретного свайного поля; б) то же, для модели с использованием укрупненных динамических свайных ячеек; в) то же, значения коэффициентов постели  $C_1$ ; г) общий вид контактной модели пропорциональных деформаций по Савинову О.А. и Готман Н.З. для дискретного свайного поля.

## 2.4 Контактная модель свайного фундамента с гибким ростверком

Вторым рассмотренным типом контактных моделей, описывающих динамическую жесткость основания, подстилающего большеразмерный свайный фундамент в уровне низа отдельных свай или свайных ячеек, является модель Медникова и Шашкина, подробно описанная ранее в разделе 1.3 Главы 1. Вид в плане мембраны малой жесткости с двухпараметрической контактной моделью подстилающего упругого полупространства показан на рисунке 2.13, *а-г*.

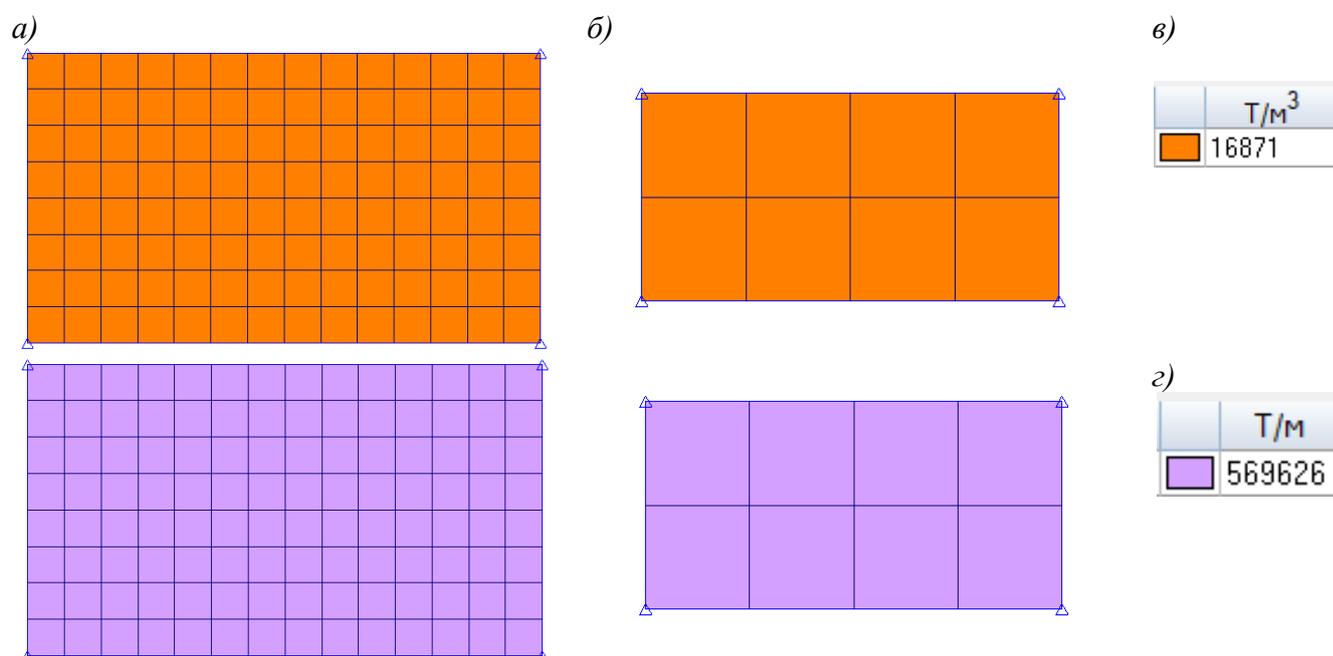


Рисунок 2.13 – Коэффициенты постели в исследуемых контактных моделях:

*а)* в контактной модели упругого полупространства Медникова – Шашкина для дискретного свайного поля; *б)* то же, для модели с укрупненными динамическими свайными ячейками; *в)* коэффициент постели  $C_1$ ; *г)* то же,  $C_2$ .

Данный тип контактной модели применим для гибких фундаментов. Для жестких фундаментов модель может приводить к избыточным усилиям в краевых и угловых сваях в связи с отсутствием возможности учета нелинейных деформаций под пятой перегруженных свай. Поэтому при проектировании многоэтажных зданий с жесткой перекрестно-стеновой системой требуется проверка категории жесткости фундамента. Подвальные этажи любого типа

монолитных зданий имеют преимущественно жесткую структуру, приближающуюся к фундаментным плитам коробчатого типа. Поэтому известная методика для гибких плит на упругом основании Горбунова-Посадова М.И. [37] требует уточнения.

Рассмотрен подход, при котором анализируются длительные деформации под подошвой плитного фундамента или по низу свай в уровне условного фундамента свайного поля. После этого на эквивалентной контактной модели основания сохраняется фундаментная плита или ростверк со сваями из оболочечных конечных элементов с приложением длительных узловых нагрузок от отброшенной части схемы. Толщина плиты итерационно увеличивается до совпадения осадок в центре и по углам плиты с деформациями в этих же точках в составе полной расчетной модели из условия эквивалентной жесткости. Вычисленная эквивалентная толщина плиты проверяется на категорию жесткости с учетом уточненной методики Горбунова-Посадова, отраженной в методическом руководстве НИИОСП по проектированию плитных фундаментов каркасных зданий [151] по формуле:

$$r = \frac{3\pi l^2 b m_E E_{\text{ср}}^{\text{пп}} (1 - \nu_6^2)}{2E_6 h^3 (1 - \nu_{\text{ср}}^2)}, \quad (2.20)$$

где  $r$  – параметр критерия жесткой плиты, если выполняется условие  $r \leq 4/(l/b)$  или максимальная разность осадок  $S \leq 0,5$  см, конечной жесткости – если  $4/(l/b) \leq r \leq 50(l/b)^2$  или  $0,5 < S \leq 10$  см, гибкой – если  $r \leq 50(l/b)^2$  и  $S > 10$  см;  $l$  и  $b$  – длина и ширина фундамента;  $h$  – толщина плиты;  $H$  – толщина сжимаемого слоя;  $E_{\text{ср}}^{\text{пп}}$  – осредненный модуль деформации грунта в пределах сжимаемой толщи;  $\nu_{\text{ср}}$  – осредненный коэффициент поперечное деформации грунта;  $n$  – отношение длины фундамента к его ширине;  $m'$  – отношение толщины сжимаемого слоя к полуширине фундамента;  $\omega_{\text{ср}}$  – коэффициент, определяемый в зависимости от значений  $n = l/b$  и  $m' = 2H/b$ ;  $\omega'_{\text{ср}}$  – то же, в зависимости от значений  $n = l/b$  и  $m' = \infty$ ;  $m_E$  – корректирующий коэффициент;  $E_6$  и  $\nu_6$  – модуль деформации и коэффициент поперечной деформации бетона.

В рассматриваемом примере в разделе 2.1 найдена эквивалентная толщина фундаментной плиты для каркасного здания толщиной 4 м, при исходной толщине гибкой плиты в составе полной модели 1,5 м. Если по данным расчета по формуле (2.20) плита считается жесткой, то для проектирования применима ранее рассмотренная модель с эквивалентной жесткостью в центре фундамента согласно положениям раздела 2.3, а также если отсутствует резонанс колебаний сооружений и грунтового основания, который может быть оценен согласно методике, описанной в разделе 2.1 настоящей главы.

## **2.5 Пространственная модель большеразмерного свайного основания**

### **2.5.1 Правила построения пространственных моделей основания**

Если сейсмическая волна слабой интенсивности оказывает воздействие на сооружение, в котором свойства материалов конструкций имеют начальные упругие свойства, а подошва фундамента или ростверка имеет полный контакт грунтовым основанием в виде бесконечного линейно-деформируемого полупространства, то такая «комплексная» модель сооружения на естественном основании  $K$  (рисунок 2.14, а) или на свайном основании  $K_c$  (рисунок 2.14, б) может быть разложена на две составляющие.

Первая составляющая соответствует бесконечному полупространству, из которой извлечено сооружение и примыкающая к нему ближняя зона грунтового основания. Если фундамент является жестким и сооружение не имеет собственных частот, близких с резонансной частотой основания, то ближняя зона, обозначенная пунктирной линией, может быть уменьшена до точки контакта «эквивалентной» модели  $\mathcal{E}_1$  с фундаментом в его центре тяжести.

Напротив, если фундамент является гибким и возможны эффекты его резонанса с основанием, если необходим учет волновых явлений в условиях слабых сейсмических воздействий, то ближняя зона, обозначенная пунктирной линией, должна превышать ширину фундамента и захватывать часть

прилегающего грунтового массива на определенную глубину «пространственной» модели  $\Pi_1$ . При рассмотрении слабого сейсмического воздействия, которое не приводит к развитию нелинейных деформаций в конструкциях и в грунтах, возможно применение к рассматриваемой модели принципа суперпозиции. В этом случае на выделенной поверхности ближней зоны, обозначенной пунктирной линией, после отбрасывания сооружения с присоединенным к нему массивом грунта, в качестве реакции на сейсмическую волну в моделях  $\mathcal{E}_1$  и  $\Pi_1$  возникнут поверхностные силы, имеющие обратный знак для сохранения рассматриваемой системы в равновесии. Разложение возможно на две составляющие как для упрощенной модели основания с эквивалентной жесткостью в центре плиты ( $\mathcal{E}_1$  и  $\mathcal{E}_2$ ) или для пространственной модели ( $\Pi_1$  и  $\Pi_2$ ).

В пространственной модели появляется возможность рассмотрения гибких фундаментов на естественном и свайном основании, а также доступен анализ влияния волновых процессов и резонанса сооружения с основанием.

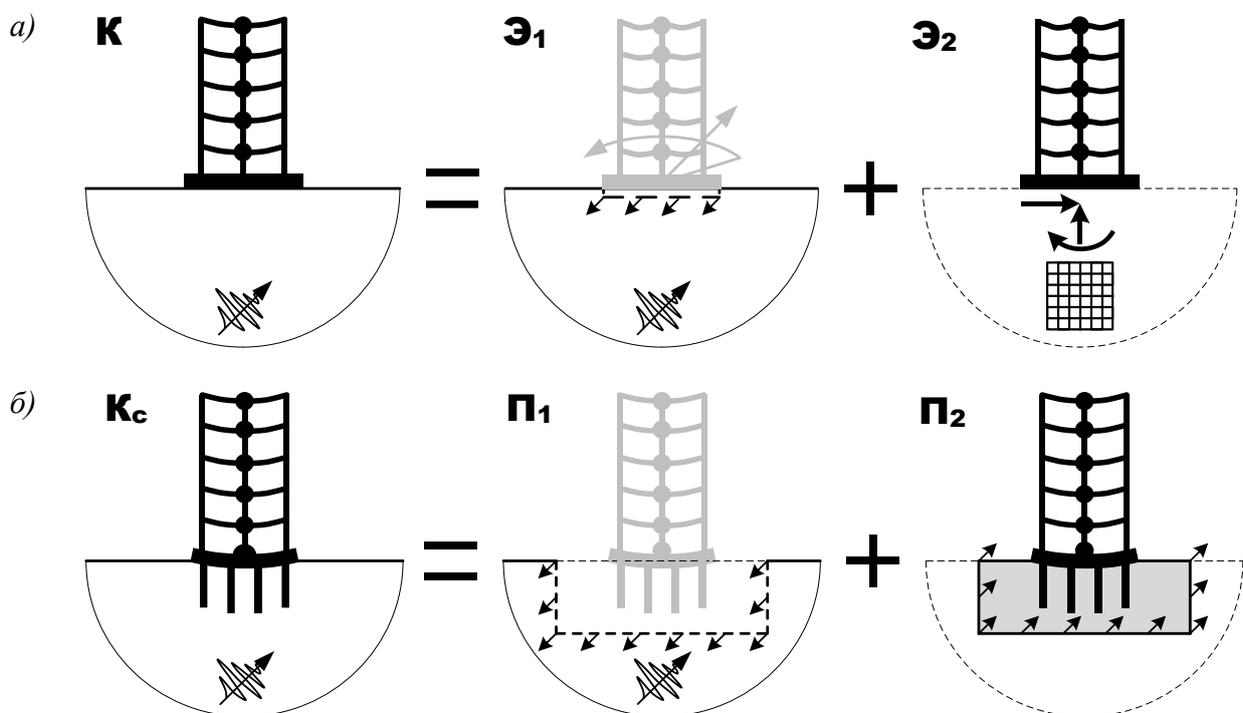


Рисунок 2.14 – Разделение континуальной модели  $K$  на составляющие: а)  $\mathcal{E}_1$  и  $\mathcal{E}_2$  эквивалентных моделей; б)  $\Pi_1$  и  $\Pi_2$  пространственных моделей.

Для отброшенной части сооружения на границе раздела между ближней зоной присоединенного массива грунта и бесконечным упругим полупространством основания, согласно принципу суперпозиции о постоянстве суммы независимых воздействий, сейсмические силы имеют противоположный знак в первой и второй составляющих исходной модели  $K$ .

В модели жесткого фундамента  $\mathcal{E}_2$ , при отсутствии резонансных эффектов, данные силы могут быть сведены к центру тяжести фундамента (рисунок 2.14, *а*). Подобные модели основания были рассмотрены ранее в разделе 2.1.

В пространственной модели  $\mathcal{P}_2$ , используемой для гибкого фундамента либо жесткого фундамента с собственной частотой сооружения близкой к резонансным свойствам основания, сейсмические силы также будут иметь противоположный знак с моделью  $\mathcal{P}_1$ , но будут распределены по поверхности контакта присоединённой ближней зоны основания и бесконечного полупространства (рисунок 2.14, *б*).

При переходе от силовой постановки задачи к кинематическому методу расчета принцип суперпозиции будет сохранен. В исходной модели  $K$  в результате воздействия сейсмической волны возникают перемещения  $u_0$  на дневной поверхности, свободной от сооружения до момента начала его возведения. На произвольной глубине в моделях  $\mathcal{E}_1$  и  $\mathcal{P}_1$  на поверхности разделения на ближнюю зону основания к фундаменту и на дальнюю зону бесконечного полупространства возникают перемещения с обратным знаком  $-u_1$ , чтобы остановить сейсмическую волну на границе раздела и сохранить равновесие системы в кинематической постановке задачи. Следствием суперпозиции является перенос кинематических перемещений  $u_1$  в модели  $\mathcal{E}_2$  и  $\mathcal{P}_2$  отброшенной части сооружения с ближней зоной массива грунта, со знаком, соответствующим исходному направлению волны.

Описанный выше подход к вычленению из модели бесконечного полупространства расчетной области справедлив для всех методов расчета сооружений на сейсмические воздействия. Движение ближней зоны грунтового основания, контактирующей с фундаментом, при таком подходе описывается

достаточно точно и позволяет перейти к пространственным динамическим моделям основания.

Расчет сооружений с основанием на сейсмическое воздействие реализуется с использованием трех методических подходов. На рисунке 2.15 показаны основные распространенные подходы к моделированию сооружений совместно с грунтовым основанием.

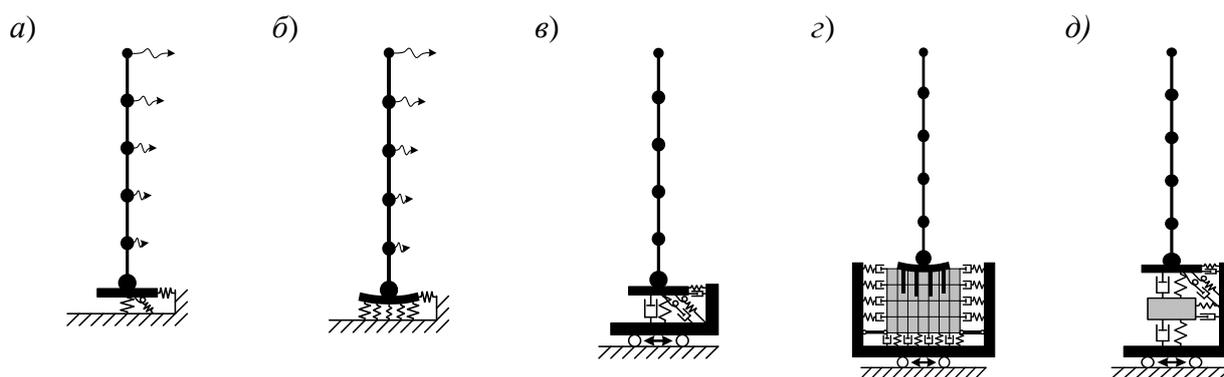


Рисунок 2.15 – Методы учета основания при совместных расчетах с сооружением:

*a* – инерционные нагрузки на сооружение при жестком фундаменте и эквивалентной жесткости основания; *б* – то же при гибком фундаменте; *в* – кинематические нагрузки при жестком фундаменте; *г* – кинематические нагрузки при гибком или свайном фундаменте, либо при фундаментах любой жесткости в условиях резонансных эффектов; *д* – кинематические нагрузки при жестком фундаменте с грунтовым подвесом в условиях резонансных эффектов.

В первом подходе, который использует эквивалентную жесткость модели  $\mathcal{E}_2$  (рисунок 2.14, *a*), система моделируется в спектральной или в кинематической постановке упрощенно с малым числом степеней свободы в виде одноузловых элементов конечной жесткости и демпферов (рисунки 2.15, *a*, *в*), а также в виде модели с коэффициентами постели по подошве фундамента (рисунок 2.15, *б*).

Во втором подходе используется пространственная конечно-элементная модель с демпфирующей боковой границей (рисунок 2.15, *г*). Демпфирующие элементы должны поглощать столько энергии, сколько излучается в неограниченное основание упругими волнами. В этом подходе используется модель  $\Pi_2$ , показанная на рисунке 2.14, *б*.

Описанные выше два подхода отличаются только объемом присоединенного массива грунта. В эквивалентных моделях он стремится к нулю. В пространственных моделях граница ближней зоны присоединенного массива грунта удаляется на несколько габаритов фундамента в плане и по глубине.

Возможен комбинированный подход, используемый в программе SASSI, когда ближняя зона принимается по площади фундамента (рисунок 2.15, д).

Общей чертой подхода к созданию моделей  $\mathcal{E}_2$  с эквивалентной жесткостью и демпфированием является то, что поверхность раздела между ближней зоной основания и бесконечным полупространством совмещается с площадью контакта фундамента с грунтом. В этом случае решается задача о жестком штампе. Сооружение заменяется сосредоточенным силовым воздействием и эквивалентной массой в центре тяжести жесткого штампа, под действием которых штамп получает осадку и длительные деформации. Основание также заменяется эквивалентной жесткостью и демпфированием. В момент сейсмического события в свернутом в точку центра тяжести основании моделируется исходное волновое поле в виде акселерограмм или спектра амплитуд ускорений для линейно-спектральной теории либо в виде сейсмограммы сейсмических дислокаций основания для кинематического расчета интегрированием уравнений движения во времени.

В технических нормах Российской Федерации платформенные модели не используются. Вместо них применяются модели с эквивалентной жесткостью с использованием двух допущений: о мелком заложении фундамента без заглубления и о поступательном движении при действии динамического воздействия, передаваемого через основание. Другими словами, используется движение свободной поверхности основания при сейсмическом воздействии, а сооружение заменяется жестким невесомым телом, не оказывающим обратного влияния на движение основания. Все точки невесомого сооружения движутся поступательно, не совершая поворотов вокруг центра тяжести фундамента. Силовое или кинематическое воздействия заменяется инерционным воздействием на узловые массы сооружения.

По выше изложенным причинам в действующих технических нормах Российской Федерации ответственны положения о критерии резонанса сооружения с основанием, рассмотренные ранее в Главе 2. Стандартные эквивалентные модели не позволяют учитывать взаимодействие сооружения с основанием, при котором сооружение способно менять движение основания либо за счет большой массы, либо за счет больших протяженных размеров и жесткости. В последнем случае даже относительно легкое сооружение с жесткой заглубленной подземной частью может оказывать влияние на движение основания, особенно на слабых грунтах по деформационным свойствам.

В связи с высокой сложностью платформенных моделей с частотно зависимой матрицей импедансов выбран второй тип моделей, позволяющий учесть взаимодействие сооружения с основанием в виде пространственных расчетных схем с использованием объемных конечных элементов. В таких моделях поверхность разделения присоединенной ближней зоны основания от зоны бесконечного полупространства относится далеко, поэтому размерность системы уравнений получается очень высокой. Ближняя зона моделируется призматическим объемом в виде параллелепипеда или цилиндра. Нижнюю границу призмы моделируемого массива располагают на поверхности скальных пород либо в уровне «условной скалы», слогаемой плотными грунтами I категории по сейсмическим свойствам. Таким образом, краевые условия на нижней границе можно заменить абсолютно жестким защемлением нижних узлов модели и задать кинематическое движение исходного основания на нижней границе в виде смещения опор по сейсмограмме.

В таблице 2.16 приведены результаты исследований линейного сооружения бетонной гравитационной плотины, проанализированные Wilson E.L. [152] и демонстрирующие важность учета основания в расчетах с сооружением на примере рассмотрения трех типов основания: абсолютно жесткого по нижним узлам бетонного сооружения, податливого основания с жесткими границами в ближней зоне массива грунта, податливого основания с жесткими границами в дальней зоне массива грунта.

Таблица 2.16 – Частотные характеристики системы «плотина-основание»

Основание	Момент, кг·с <sup>2</sup> /см	Период, с	Перемещение, см	Напряжения, МПа
1. Жесткое	2,155	0,34 ÷ 0,16	1,65	-255 ÷ 2640
2. Ближняя зона	15,266	0,40 ÷ 0,21	3,25	-3379 ÷ 1993
3. Дальняя зона	89,007	0,46 ÷ 0,37	3,33	-3539 ÷ 2048

Как видно из результатов сравнения, учет влияния основания вносит существенные изменения в напряженно-деформированное состояние и колебания системы. Оптимизация модели возможна за счет выделения ближней зоны грунтового массива, на который влияют колебания сооружения. Это позволяет снизить высокую ресурсоемкость вычислений методом конечных элементов, которая является главным недостатком пространственных физических моделей.

На рисунке 2.16 показаны некоторые методы укрупнения сетки конечных элементов. При решении пространственных геотехнических задач в длительном времени границы моделируемой области принято, согласно Мангушеву Р.А. [145], назначать по вертикали на глубине сжимаемой толщ  $H_c$  или до слабо деформируемого основания с модулем деформации  $E > 100$  МПа. Ширина массива принимается с отступом вертикальных границ на расстояние 3-4 максимальных габарита фундамента  $D$ , но не менее  $1.5H_c$  из предположения, что краевые эффекты за область влияния не сказываются на напряжениях и деформациях фундамента.

Простейшим способом разрежения сетки из призматических конечных элементов является удлинение элементов по мере приближения к внешним границам (рисунок 2.16, а). Второй метод разрежения сетки для рассматриваемого примера на 27% эффективнее и использует переход от прямоугольного призматического элемента в плане через два треугольных и один трапециевидный конечных элемента к следующему ряду призматических элементов с увеличением при каждом переходе габаритов элементов в три раза (рисунок 2.16, б). Для решения статических задач рекомендован третий метод с использованием многоузловых изопараметрических элементов второго порядка с промежуточными узлами на гранях. В этом методе скорость разрежения

значительно выше за счет двойного увеличения на каждом переходе, а количество элементов на 36% меньше, чем в первом методе (рисунок 2.16, в).

В практике проектирования оснований в условиях динамических воздействий при создании пространственных моделей используется цилиндрическая геометрия внешней границы с целью поглощения отражаемых по нормали волн вязкими демпферами (рисунок 2.16, г). С другой стороны, в связи с тем, что «поглощающие границы» не способны исключить поверхностные сейсмические волны, отступ границ моделируемого массива должен быть не менее пяти максимальных габаритов фундамента  $D$  по горизонтали и трех габаритов  $D$  по глубине. Подобные правила формализованы в стандарте ASCE 4 для проектирования сейсмостойких объектов атомной энергетики [127].

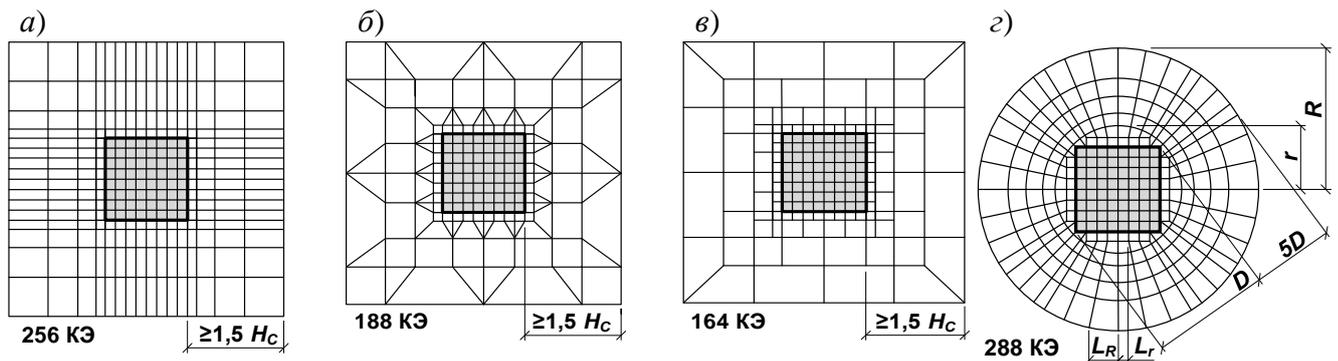


Рисунок 2.16 – Методы укрупнения сетки конечных элементов моделируемого массива грунтового основания: а, г – удлинение конечных элементов (КЭ) от центра к краю моделируемой области; б – укрупнение КЭ с переходом через пирамидальные и треугольные в плане элементы; в – укрупнение сетки через примыкание к узлам на гранях многоузловых КЭ второго порядка.

Для использования в проектировании фундаментов АЭС в США рекомендовано два расчетных комплекса [154]: LS-DYNA для пространственных моделей и SASSI для одномерных численных моделей с небольшой пространственной моделью близкой зоны основания. Данные рекомендации основаны на обширном слепом тестировании множества расчетных методов по результатам многолетних наблюдений за откликом на регистрируемые сейсмические события макета атомного реактора в масштабе 1:4, возведенного на

международном полигоне SMART1 в г. Лотунге на о. Тайвань. Тестовые модели макета сооружения на полигоне SMART1 в программах LS-DYNA и SASSI показан на рисунке 2.17 [132].

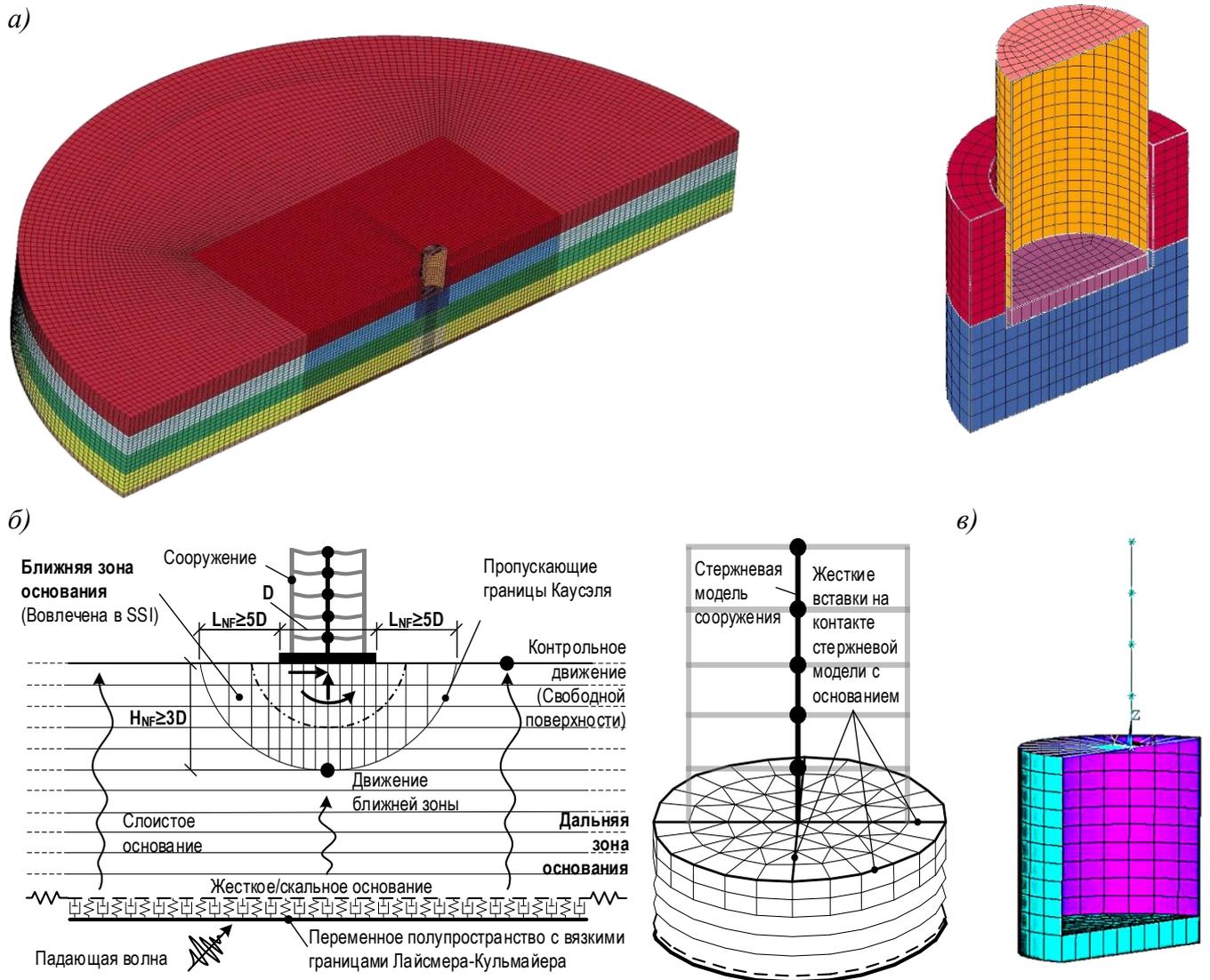


Рисунок 2.17 – Тестовые модели макета сооружения на полигоне SMART1:

- a) пространственная цилиндрическая модель основания и сооружения LS-DYNA;  
 б) общая схема упрощенной комбинированной динамической модели многослойного основания с сооружением SASSI: в) общий вид модели SASSI.

Наиболее близкие результаты с данными мониторинга на полигоне SMART1 были получены в программе SASSI [129], использующей упрощенные комбинированные импедансные модели с малой зоной присоединенного

грунтового основания, моделируемого объемными конечными элементами, аналитическим описанием одномерной слоистой модели грунтового основания и консольной моделью сооружения. Преимущество модели SASSI заключается в малой размерности задачи, что позволяет применять большое количество инструментальных записей сейсмического события.

### **2.5.2 Волновой энергетический критерий дискретизации модели основания**

В случае совпадения частот колебания сооружения и основания или в случае риска развития поверхностных волн рекомендовано использование пространственных цилиндрических моделей массива грунта. Следует отметить, что даже в простейшем рассмотренном примере с переходом от края фундамента к внешним границам через четыре ряда конечных элементов, размерность задачи цилиндрической пространственной модели возрастает по сравнению с призматическими моделями грунтовых массивов, используемых для решения геотехнических задач в условиях статических нагрузок (рисунок 2.17). При отнесении границ на расстояние пяти максимальных габаритов фундамента в плане  $5D$  размер задачи увеличится во много раз. Поэтому с целью практического применения пространственной цилиндрической модели для динамических расчетов предложено два дополнительных подхода по её оптимизации: энергетический метод обоснования значимого периода системы для определения максимального размера конечных элементов и аналитическое описание методов дискретизации модели с возрастающим шагом от края фундамента к внешней границе модели.

Максимальный габарит элемента на внешней границе не должен превышать одной восьмой длины наиболее медленных сдвиговых сейсмических волн в слабых слоях грунтового основания. Это связано с тем, что при дискретном разбиении грунтовой среды на объемные конечные элементы требуется обеспечить наличие достаточного количества узлов, способных передать

движения основания при прохождении сейсмической волны. Ранее было рассмотрено четыре типа основания по категориям сейсмичности.

Если для грунтов IV категории скорость сдвиговых волн  $V_s$  составляет 100 м/с, то размер конечного элемента в модели основания для моделирования волны длиной  $L_{Vs}=V_sT_{min}$  должен быть более  $1/8L_{Vs}$  (рисунок 2.18), что требует не менее 8 узлов на участке 100 м при преобладающем периоде колебаний  $T_{min}=1$  секунда.

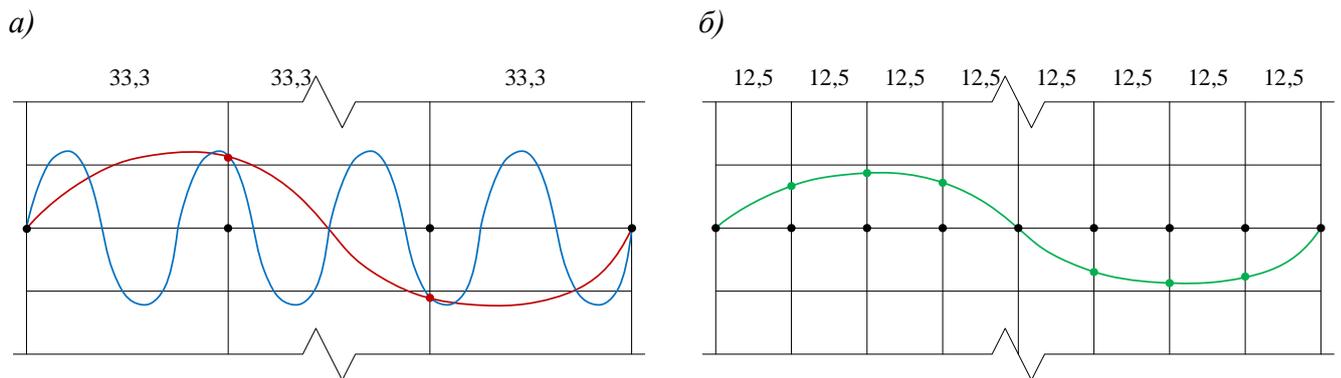


Рисунок 2.18 – Минимальный шаг дискретизации в зависимости от длины волны: а) неверная дискретизация модели на конечные элементы; б) корректная сетка КЭ - 8 узлов по длине волны.

В качестве минимального значимого периода  $T_{min}$ , за который сейсмическая волна в одном цикле колебаний должна проходить восемь конечных элементов, нельзя принимать преобладающий период сейсмического воздействия. При анализе спектра ответа ускорений практически всегда можно выявить более одного четко выраженного пика и соответствующего ему периода.

Минимальный значимый период следует выбирать по энергетическому критерию относительно резонансных частот грунтового основания, рассматриваемой конструкции фундамента и сооружения. На рисунке 2.19 приведен пример выявления минимального значимого периода отклика на сейсмическое воздействие с использованием энергетического спектра мощности.

Мощностью упругих деформаций  $u$  системы с заданной жесткостью  $k$  называется физическая величина, характеризующая скорость передачи потенциальной энергии  $E_p = k(\Delta u)^2/2$  за единицу времени  $t$ :

$$P = \Delta E_p / \Delta t. \quad (2.21)$$

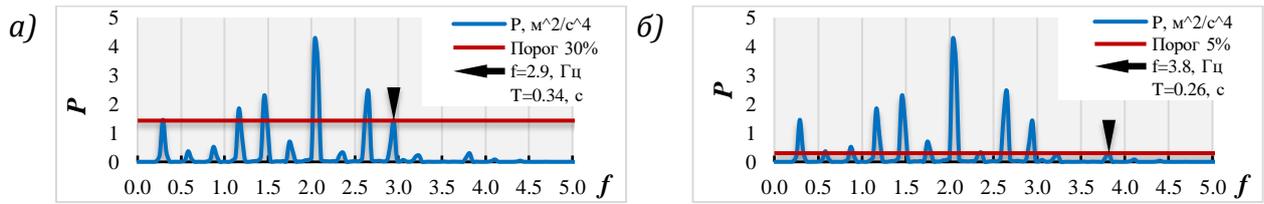


Рисунок 2.19 – Наименьший значимый период  $T_{min}$  по спектру мощности волнового воздействия на сооружение: а) порог 30% от максимума; б) то же 5%.

Если рассмотреть силу упругих деформаций  $F = -k\Delta u = k(u_1 - u_2)$  при смещении точки грунтовой среды, то она совершает следующую работу по перемещению точки из положения 1 в положение 2, равную уменьшению потенциальной энергии:

$$A = - \int_{u_1}^{u_2} ku \, du = - \frac{k}{2} (u_1^2 - u_2^2) = - \left( \frac{ku_1^2}{2} - \frac{ku_2^2}{2} \right) = -\Delta E_P. \quad (2.22)$$

Таким образом, энергетический спектр мощности демонстрирует распределение в частотном диапазоне интенсивности работы механической системы за единицу времени, что позволяет исключить из рассмотрения частоты, не имеющие существенного вклада в колебания модели свайного основания.

На представленном рисунке 2.19, а в спектре мощности преобладающий период  $T_0$  для пиковой частоты 2.04 Гц составляет 0.49 секунды. В случае выбора нижнего порога для рассмотрения пиков мощности сейсмического воздействия не ниже 30% от максимального значения, минимальный значимый период  $T_{min}$  составит 0.34 секунды на частоте 2,95 Гц (рисунок 2.19, а). Если нижний порог понизить в шесть раз до 5%, то  $T_{min}$  составит 0,26 секунды на частоте 3,82 Гц (рисунок 2.19, б). Таким образом, на внешней границе модели радиусом  $R$  максимальный размер конечного элемента  $L_R$  для данной акселерограммы на слабых грунтах с ближайшим к порогу 5% пиковым значением мощности будет равен  $0.125V_sT_{min}$ , или 3.3 м. Минимальный размер элемента в центре цилиндрической модели основания  $L_r$  не должен превышать трети от  $L_R$  или 1.1 м.

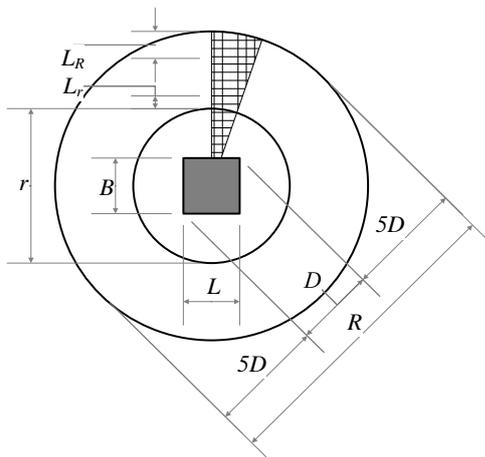
После уточнения размеров КЭ с использованием энергетического критерия, следует определить аналитическим методом количество угловых сегментов в цилиндрической модели с шириной конечных элементов на внешней границе

$NR_{FE}$ , которое должно не превышать целого числа от  $[11\pi D(L_R) - 1]$  и быть кратным четырем. При плавном разрежении сетки от  $L_r=0,33L_R$  вблизи края фундамента до  $L_R$  на внешней границе вдоль ширины области перехода размер промежуточных КЭ  $L_{FEj}$  для целого количества шагов  $NL_{FE}$  равен:

$$\begin{aligned} L_R &= 0,125 \cdot V_s \cdot T_i; & L_r &= 0,33 \cdot L_R; \\ N_R &\geq \pi(11D)L_R^{-1}; & R_{int} &= (N_R L_r)(2\pi)^{-1}; \\ N_L &\geq \frac{2(5,5D - R_{int})}{(L_R + L_r)}; & L_{FEj} &= L_R [1 - j(0,667N_R^{-1})]. \end{aligned} \quad (2.23)$$

На рисунке 2.20, б приведен пример пространственной модели, использованной в численном исследовании колебаний свайных оснований в Главе 3. Центральная зона модели имеет параметры жесткости и демпфирования, соответствующие четырем типам основания по соответствующим категориям сейсмической жесткости, указанным в разделе 2.1 Главы 2. Периметральная зона, шириной в один ряд конечных элементов, имеет повышенное относительное демпфирование грунтовой среды до критического, что позволяет подавлять наложение отраженных волн при жестких внешних границах.

а)



б)

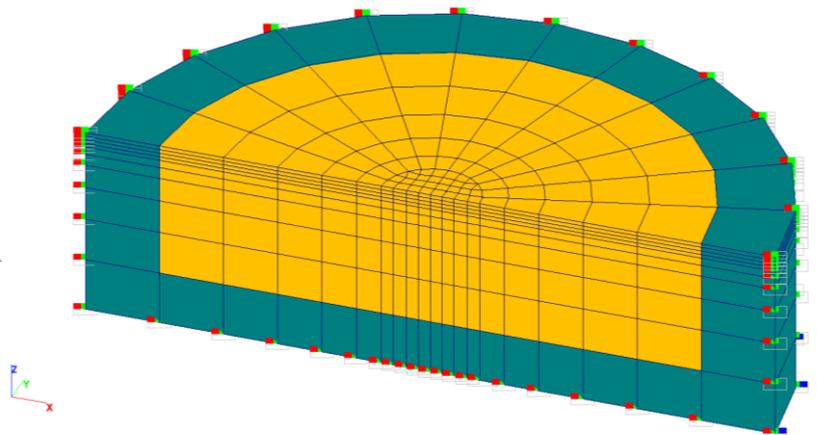


Рисунок 2.20 – Создание разреженной цилиндрической модели в расчетном комплексе SCAD:  
а) обозначение параметров; б) общий вид модели основания.

### 2.5.3 Динамическая свайная ячейка эквивалентной жесткости

При выполнении динамических расчетов дискретная модель свайного куста для фундаментов динамических машин небольших размеров и простой формы является наиболее исследованной и широко представленной в нормативных документах. Учет снижения несущей способности свай на вертикальные нагрузки осуществляется путем введения понижающих коэффициентов и расчетной зоны потери контакта с грунтом в верхней области сваи по боковой поверхности [89].

При этом в действующих нормативно-технических документах Российской Федерации отсутствует какая-либо методика по учету динамической жесткости широкого свайного поля в условиях сейсмических воздействий. Трудности в разработке подобной методики связаны с рядом особенностей свайного основания, устраиваемого на слабых грунтах. В первую очередь необходимо повторное выполнение геофизических изысканий в рамках сейсмического микрорайонирования территории. Динамические свойства основания существенно изменяются по сравнению с ранее исследованным на стадии изысканий естественным основанием после забивки свай, устройства буронабивных или грунтоцементных свай. При этом в масштабах свайного поля размеры сечений свай настолько малы, а их количество настолько велико, что применение дискретных моделей свай оказывается не реализуемым.

При выполнении расчета большеразмерных свайных полей шаг свай оказывается существенно меньше наименьшего габарита конечного элемента в цилиндрическом массиве основания  $L_r$ . Поэтому был предложен Л.В. Нуждиным и В.С. Михайловым [155, 156] новый метод, который позволяет сопоставить дискретность конечных элементов с шагом свай, путем их объединения в «динамические свайные ячейки».

Свайное основание следует рассматривать как усиленное естественное основание, после устройства которого жесткость и частоты повышаются в большей степени для вертикальной компоненты по сравнению с горизонтальной [158]. Следовательно большеразмерный свайный фундамент следует

рассматривать как жесткий штамп в уровне сооружения и ростверка, а сваи считать неоднородными включениями в модифицированной области основания. Это позволит сохранить дополнительную массу свай в кинематической постановке и учесть анизотропное повышение жесткости свайного основания.

Изменение динамических свойств основания после учета дополнительных масс и жесткости свай не обязательно приводит к уменьшению реакции сооружения. Напротив, повышение собственных частот системы «сооружение-большеразмерный свайный фундамент –основание» может привести к смещению в частотный диапазон, где сейсмическое воздействие более интенсивно. Поэтому рассмотренный в разделе 3.1 критерий резонанса сооружения с основанием следует оценивать в том числе для рассматриваемых вариантов компоновки свайного поля.

Повышенная жесткость свай на изгиб по сравнению с исходным массивом грунта в естественном состоянии, а также возможность потери контакта с грунтом по боковой поверхности свай, не позволяет рассматривать свайное поле как слоистое полупространство с анизотропными свойствами. В связи с этим был предложен новый подход, который адаптирует ранее предложенную методику для импедансной численно-аналитической модели в среде программы SASSI [159] для применения к прямым физическим моделям свайного и усиленного основания, которые могут быть реализованы в рамках разрабатываемой комплексной численно-аналитической модели свайного поля для традиционных расчетных программ.

В основу метода заложено использование динамических характеристик грунтов, таких как модуль упругости, модуль сдвига, коэффициент Пуассона, исследованных сейсмическим и микросейсмическим методами до начала и после завершения устройства свайного поля. Результаты сейсмического метода преломленных волн о скоростях продольных и поперечных волн позволяют выделить в верхней части геологического разреза слои грунта с характерными акустическими жесткостями, а также проверить их демпфирующие свойства. Если на участке возможны не только слабые, но и сильные сейсмические движения

грунта, то дальнейшая обработка данных для заданной сейсмичности площадки строительства выполняется по известным аналитическим зависимостям с учетом нелинейных свойств грунтов.

Изменение интегральной жесткости сейсмогеологической модели естественного и свайного основания анализируется методом сейсмических жесткостей, который сравнивается с результатами повторного микросейсмического исследования, позволяющего оценить изменение интенсивности сейсмических воздействий до и после устройства свайного основания методом Накамуры. Микросейсмический метод позволяет также определить в прямом виде амплитудно-частотные характеристики всего массива грунта до и после армирования массива грунта сваями с целью оценки корректности численных и численно-аналитических моделей. Полученные экспериментальные данные применяются к прямой физической численной модели основания, построенной по схожим принципам осреднения свайного основания до анизотропных свойств объемных конечных элементов, либо коэффициентов постели по подошве фундамента для вертикальной и горизонтальной составляющей в составе численно-аналитической модели.

На расчетную глубину, до которой не учитывается сопротивление грунта на боковой поверхности свай [89], учитывается только изгибная жесткость бетонных свай без жесткости грунта, как показано на схеме пространственной модели большеразмерного свайного поля на рисунке 2.21.

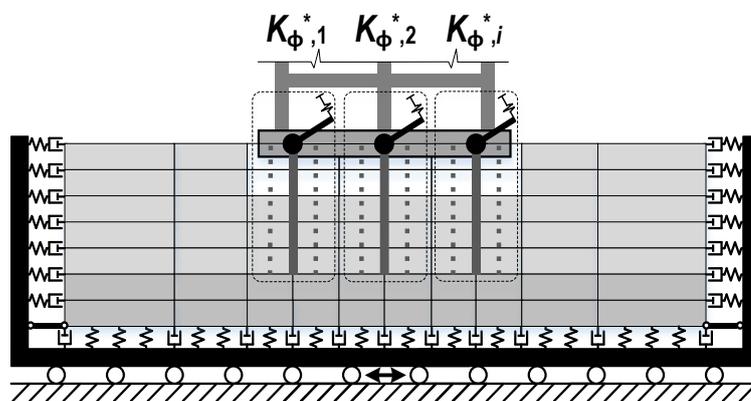


Рисунок 2.21 – Метод динамических свайных ячеек для оптимизации модели

По вертикали жесткость свай в составе свайной ячейки принимается равной их арифметической сумме.

Для изгибной жесткости ячейки из нескольких свай необходимо учесть в оголовке ячейки эквивалентную угловую жесткость  $K_{\varphi}^*$ :

$$K_{\varphi}^* = \frac{E(I_1 - I_2)}{L}, \quad (2.24)$$

где  $E$  – модуль упругости материала свай;  $L$  – ширина свайной ячейки;  $I_1$  и  $I_2$  – моменты инерции группы свай, с учетом составляющей по Штайнеру и без нее.

Осевой момент инерции прямоугольного сечения определяется по формулам:

$$I_x = \frac{b \cdot h^3}{12}; \quad I_y = \frac{b^3 \cdot h}{12}. \quad (2.25)$$

Положение центра тяжести составного сечения определяется уравнениями:

$$x_c = \frac{\sum_{i=1}^n x_i \cdot A_i}{\sum_{i=1}^n A_i}; \quad y_c = \frac{\sum_{i=1}^n y_i \cdot A_i}{\sum_{i=1}^n A_i}, \quad (2.26)$$

где  $x_i$ ,  $y_i$  и  $A_i$  – координаты центра тяжести и площадь простых элементов, на которые разбито сечение,  $n$  – количество таких элементов.

Момент инерции составного сечения по теореме Штайнера:

$$I_{z0} = \sum_{j=1}^n (I_{zj} + A_j \cdot (y_j - y_c)^2); \quad I_{y0} = \sum_{j=1}^n (I_{yj} + A_j \cdot (z_j - z_c)^2), \quad (2.27)$$

где  $I_{zj}$  и  $I_{yj}$  – осевые моменты инерции простых сечений относительно осей  $z$  и  $y$ .

Определим момент инерции составного сечения динамической свайной ячейки с шагом свай 2 м, показанной на рисунке 2.22.

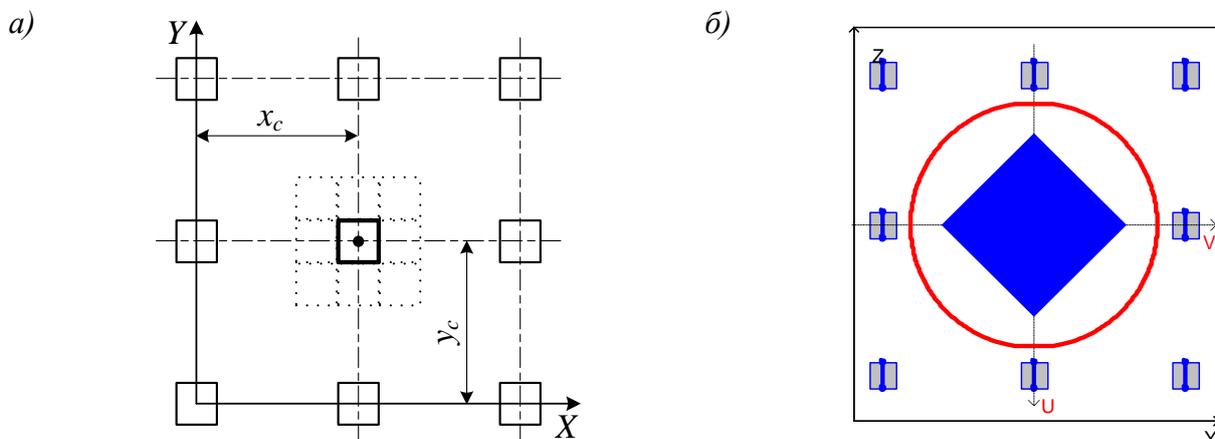


Рисунок 2.22 – Расчет момента инерции составного сечения в программе «Тонус» для динамической свайной ячейки из 9 свай сечением 0,35x0,35 м.

Геометрические характеристики ячейки были рассчитаны в программе «Тонус» (таблица 2.17) и верифицированы с расчетом этих характеристик по приведенным формулам:

$$I_y = I_x = \frac{0,35 \cdot 0,35^3}{12} = 0,001 \text{ м}^4;$$

$$z_c = y_c = \frac{0 \cdot 0,112 \cdot 3 + 2 \cdot 0,112 \cdot 3 + 4 \cdot 0,112 \cdot 3}{0,112 \cdot 9} = 2 \text{ м};$$

$$I_{z0} = I_{y0} = 9 \cdot 0,001 + 3 \cdot 0,112 \cdot (0 - 2)^2 + 3 \cdot 0,112 \cdot (4 - 2)^2 = 2,951 \text{ м}^4.$$

Таблица 2.17 – Геометрические характеристики сечения по расчету в «Тонус»

	Параметр	Значение	Единица измерения
$A$	Площадь поперечного сечения	1,103	м <sup>2</sup>
$\alpha$	Угол наклона главных осей инерции	90	град
$I_y$	Момент инерции относительно центральной оси Y1 параллельной оси Y	2,951	м <sup>4</sup>
$I_z$	Момент инерции относительно центральной оси Z1 параллельной оси Z	2,951	м <sup>4</sup>

Жесткость динамической свайной ячейки при начальном упругом модуле бетона В25, равном 30 000 МПа, составит:

$$K_{\varphi,x}^* = \frac{E(I_{x0} - 9I_x)}{L} = \frac{30\,000(2,951 - 9 \cdot 0,001)}{4} = 22\,065 \text{ МН} \cdot \text{м}.$$

Введение эквивалентной динамической свайной ячейки, согласно рисунку 2.21, позволяет увеличить шаг дискретизации пространственной модели основания в три раза с 2 м до расстояния 6 м между свайными ячейками. Размер конечно-элементной модели в плане имеет квадратичную зависимость от размеров конечных элементов, т.е. размер модели будет уменьшен в девять раз.

Исходя из соотношений (2.23) следует, что использование свайной ячейки с шагом 6 м при скорости поперечных волн для средних грунтовых условий 360 м/с будет достаточным для большей части расчетных ситуаций при проектировании.

Пример используемой в дальнейших численных исследованиях пространственной модели с укрупненными динамическими ячейками приведен на рисунке 2.23 для свайного поля 3×5 свайных ячеек при исходной сетке 9×15 шт.

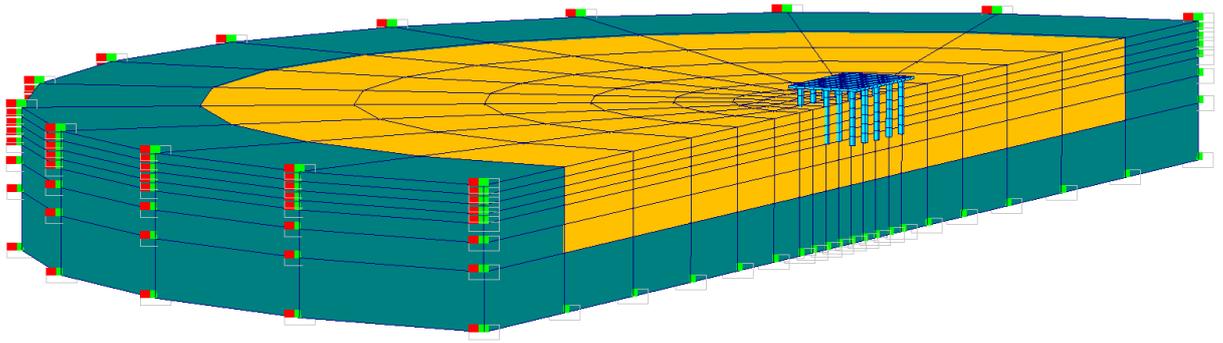


Рисунок 2.23 – Пример рассматриваемой пространственной модели свайного поля с использованием укрупненных динамических свайных ячеек.

С целью более точного определения эквивалентной угловой жесткости свай в составе большеразмерного поля и для сокращения вычислительных требований к решению задачи изгиба сваи в грунтовой среде разработано численное решение задачи. Алгоритм основан на решении дифференциального уравнения балки на упругом основании [160]:

$$u^{IV} + \frac{(b_p \cdot K_0 \cdot z)\alpha}{EI} u = \frac{q}{EI}, \quad (2.28)$$

где  $u$  – неизвестные горизонтальные перемещения сваи;  $EI = E(\pi d^4/64)$  – изгибная жесткость круглой сваи диаметром  $d$  или  $EI = E(bh^3/12)$  – для прямоугольной сваи со сторонами  $b$  и  $h$  в плоскости деформации вдоль стороны  $h$ ;  $b_p$  и  $K_0$  – ширина условного сечения сваи и линейно увеличивающийся по глубине  $z$  коэффициент упругого основания на боковой поверхности сваи в соответствии с [60];  $\alpha$  – коэффициент снижения жесткости грунта по боковой поверхности сваи в составе горизонтально нагруженной группы, равный единице для одиночной сваи [66];  $q$  – распределенная горизонтальная нагрузка на малый участок оголовка  $a$ , заменяет сосредоточенную силу  $H$ , отсутствующую в правой части дифференциального уравнения (2.28).

Предложенный вариант аналитического решения для расчета горизонтальных деформаций сваи в уровне оголовка (рисунок 2.24, а) целесообразен для условий широкого свайного поля с достаточно жестким

ростверком, когда краевые сваи, испытывающие дополнительные изгибающие моменты, вносят малый вклад в суммарную сдвиговую жесткость.

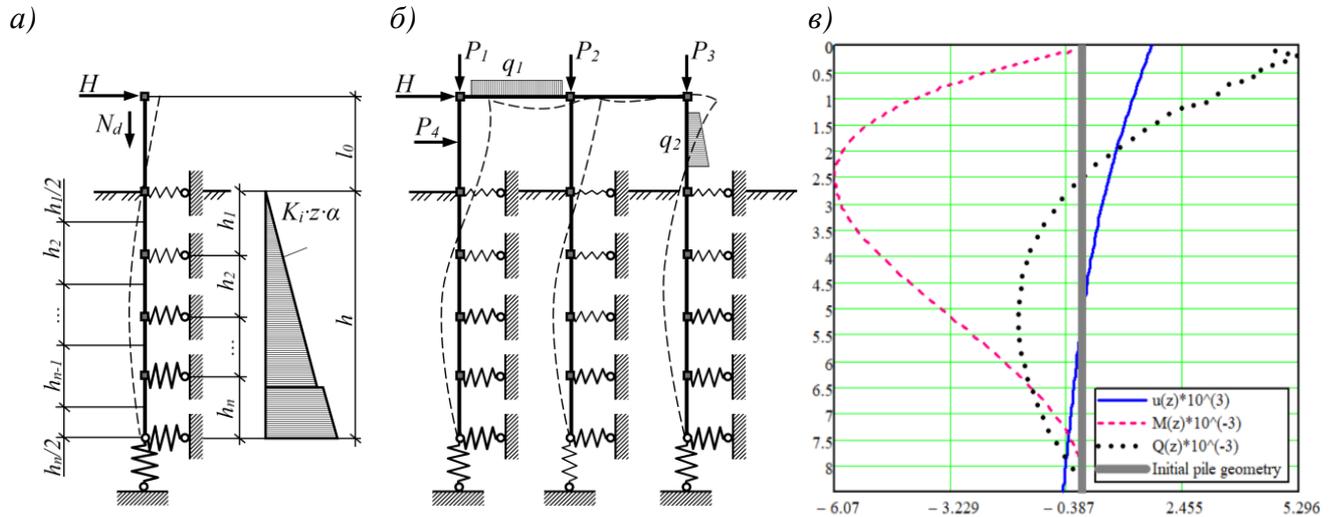


Рисунок 2.24 – Схема дискретной модели сваи с горизонтальной нагрузкой:

а) одиночная свая; б) куст с гибким ростверком; в) деформации и усилия в модели Mathcad.

При необходимости детального анализа высокого гибкого ростверка свайного куста, в котором сваи могут испытывать значительные изгибающие моменты (рисунок 2.24, б), достаточно использовать классические стержневые конечные элементы с заданными коэффициентами постели по боковой поверхности свай.

На рисунке 2.25 представлен алгоритм решения в Mathcad для сваи как балки на упругом основании в виде дифференциального уравнения четвертого порядка. Вследствие замены сосредоточенной горизонтальной нагрузки  $H$  эквивалентной распределенной силой  $q$  на малом участке оголовка сваи, в качестве четырех необходимых граничных условий приняты нулевые значения изгибающих моментов  $M(z)$  и поперечных сил  $Q(z)$ , соответствующих второй и третьей производной от прогиба. Горизонтальное усилие  $H$  в алгоритме рассматривается в качестве вектора, что позволяет учитывать на боковой грани сваи переменное по глубине бытовое давление и от поверхностной нагрузки.

$$\begin{aligned}
& \text{ORIGIN} := 1 \quad E := 2.7 \cdot 10^{10} \quad L := 8.5 \quad d := 0.5 \quad a := 0.1 \quad L_F := \begin{pmatrix} 0 \\ L - a \end{pmatrix} \\
& I := \frac{\pi \cdot d^4}{64} \quad \alpha := 0.25 \quad b_p := \begin{cases} 1.5 \cdot d + 0.5 & \text{if } d < 0.8 \\ d + 1 & \text{otherwise} \end{cases} = 1.25 \quad K_0 := 800 \cdot 10^3 \\
& z := 0, 0.1 \dots L \\
& L_K := (0 \ 0.5 \ 1 \ 1.5 \ 2 \ 2.5 \ 3 \ 3.5 \ 4 \ 4.5 \ 5 \ 5.5 \ 6 \ 6.5 \ 7 \ 7.5 \ 8 \ 8.5)^T \quad K(z) := \text{for } i \in 1 \dots \text{rows}(L_K) - 1 \\
& H := \begin{pmatrix} -3000 \\ 0 \end{pmatrix} \quad q := H \cdot \frac{1}{d \cdot a} \quad q(z) := \begin{cases} q_1 & \text{if } L_{F_1} \leq z \leq L_{F_1} + a \\ q_2 & \text{if } L_{F_2} \leq z \leq L_{F_2} + a \\ 0 & \text{otherwise} \end{cases} \quad K_0 \cdot \alpha \cdot \left( \frac{L_{K_i} + L_{K_{i+1}}}{2} \right) \\
& \text{Given} \\
& u''''(z) + \frac{K(z) \cdot b_p}{E \cdot I} \cdot u(z) = \frac{q(z)}{E \cdot I} \quad u''(0) = 0 \quad u''(L) = 0 \quad u''''(0) = 0 \quad u''''(L) = 0 \\
& u := \text{Odesolve}(z, L, 10000) \quad M(z) := E \cdot I \cdot \frac{d^2}{dz^2} u(z) \quad Q(z) := E \cdot I \cdot \frac{d^3}{dz^3} u(z)
\end{aligned}$$

Рисунок 2.25 – Алгоритм аналитической модели сваи с горизонтальной нагрузкой

Представленная численная модель горизонтально нагруженной одиночной сваи реализует классическое решение данной задачи и соответствует положениям методики СП 24.13330.2021.

### 2.5.4 Присоединенные массы

С целью приведения рассматриваемых методов расчета на основании контактных и пространственных моделей к единой системе определения вовлекаемых в колебания инерционных масс использован подход для проектирования свайных фундаментов портовых сооружений [80]. В данном подходе учет инерционного эффекта от влияния массы свай выполняется путем добавления от каждой сваи к массе верхнего строения «присоединенной» массы сваи, равной:

$$\Delta M_{\text{св.}i} = 0,23 m_i l_i, \quad (2.29)$$

где  $m_i$  – собственная масса единицы длины сваи  $i$ ;  $l_i$  – свободная длина сваи  $i$  с учетом примечаний к формуле (1.39), описываемая уравнением:

$$l_i = l_0 + \frac{2}{\alpha_\varepsilon} = l_0 + \frac{2}{\sqrt[5]{K b_p / (\gamma_c E I)}} \quad (2.30)$$

В качестве горизонтальной жесткости контактных моделей применяется жесткость сечения свободной длины сваи, обуславливающая условную заделку в бесконечно жестком основании на расстоянии  $l_i$  от низа свайного ростверка. Для пространственных моделей принимается проектная длина свай, но область грунтового основания моделируется ниже ростверка на значение глубины  $h_d$ , до которой не учитывают сопротивление грунта на боковой поверхности сваи [89] и вычисляемой по формулам:

$$h_d \leq \frac{3}{\alpha_\varepsilon}; \quad h_d = \frac{a_1(H + \alpha_\varepsilon a_3 M)}{b_p \left( \frac{a_2}{\alpha_\varepsilon} \gamma_1 t g \varphi_1 + c_1 \right)}; \quad \alpha_\varepsilon = \sqrt[5]{K b_p / (\gamma_c E I)}. \quad (2.31)$$

### Выводы по второй главе

По результатам исследования условий развития резонанса следует:

1. В аналитическом методе Тимошенко С.П. или в уточненной графоаналитической постановке Osawa, Kitagawa, Igi взаимодействие сооружения с основанием существенно, если соблюдается критерий  $f/f_0 \leq 3$ , где  $f$  – доминантная частота жесткого сооружения на податливом основании;  $f_0$  – доминантная частота податливого сооружения на жестком основании. Данный подход является наиболее консервативным, и требует учета резонанса в 75% из рассмотренных моделей сооружений с грунтовым основанием.

2. В методике ASCE 4, а также в ее модификации с эмпирическими зависимостями Савинова О.А. и с уточненными параметрами по СП 26.13330, критерий резонанса имеет менее консервативное значение на уровне  $f/f_0 \leq 2$ . Этот же результат подтверждается кинематическим численным методом с пространственной моделью грунтового основания в SCAD. Данное отношение рекомендовано авторами для включения в действующие технические нормы для использования в проектах объектов нормального уровня ответственности. Этот критерий требует расчета сооружений совместно с основанием в 65% случаев.

3. При анализе отклика сооружения на землетрясение с использованием нелинейной модификации акселерограммы сейсмического воздействия, при

прохождении сейсмического импульса от коренных пород к дневной поверхности через толщу дисперсных грунтов, значение критерия резонанса снижается для грунтов I категории по сейсмическим свойствам до  $f/f_0 \leq 1.5$ , при этом наблюдается увеличение силового отклика сооружения во всех рассмотренных случаях для грунтов II и III категорий. Для грунтов IV категории резонанс высотных сооружений полностью исключается за счет обратного удаления частот сооружения от резонансной частоты основания и фильтрации дисперсной толщей высших частот. Ввиду структурной неустойчивости грунтов IV категории этот эффект следует рассматривать в рамках научно-технического сопровождения объектов повышенного уровня ответственности. Данный метод является наименее консервативным и демонстрирует возможность развития резонанса только в 45%.

4. В случае наличия риска развития резонанса при совместных колебаниях сооружения и основания рекомендована «Пространственная модель линейно-деформируемого основания» (ЛДО) №1, использующая объёмные конечные элементы и специальные подходы к численному моделированию, подробно описанная в разделе 2.5 настоящей главы.

5. Для жесткого фундамента в условиях невозможности развития резонанса сооружения и основания рекомендована «Контактная однопараметрическая модель пропорциональных деформаций» (МПД) №2 с основанием по Савинову О.А. и Готман Н.З., рассмотренная в разделе 2.3 настоящей главы.

6. Для гибкого фундамента или для сооружений, чувствительных к относительной разности осадок различных частей здания или отдельных столбчатых фундаментов, рекомендована «Контактная модель полупространства» (МПП) №3 с основанием по Медникову И.А. и Шашкину К.Г., представленная в разделе 2.4 настоящей главы.

7. Предложенные три метода расчета в зависимости от гибкости свайного ростверка и от условий появления резонанса, при котором колебания фундамента оказывают обратное влияние на колебания грунтового основания, более детально исследованы для различных грунтовых условий в следующей главе.

### **ГЛАВА 3. ЧИСЛЕННЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ КОЛЕБАНИЙ БОЛЬШЕРАЗМЕРНЫХ СВАЙНЫХ ФУНДАМЕНТОВ**

В данной главе с целью предварительной аналитической проверки метода расчета выполнен анализ амплитудно-частотных характеристик основания для аналитических одномерных моделей по классической методике SHAKE в сейсмологической программе DEEPSOIL, а также для пространственных моделей грунтового массива в расчетном комплексе SCAD. Показано высокое совпадение аналитического подхода, общепринятого для целей сейсмического микрорайонирования, и численного решения задачи, позволяющего учесть влияние железобетонных свай на жесткость усиленного ими основания.

Представлен численный анализ описанных во второй главе трех методов моделирования большего свайного фундамента. Выполнено сопоставление 20 различных дополнительных вариантов расчетного моделирования с целью анализа факторов, влияющих на результаты.

#### **3.1 Сопоставление численных моделей основания с аналитическим решением**

Опыт территорий, расположенных в зоне экстремально высоких сейсмических воздействий, показывает, что землетрясения не всегда приводят к катастрофическим последствиям. Сейсмический эффект землетрясения зависит от динамических свойств грунтов, мощности слоев, обводненности, уровня грунтовых вод, магнитуды и частотного состава сейсмического воздействия. Основными механизмами преобразования сейсмических колебаний являются: заглубление фундаментов в более жесткие слои, исключение резонансных явлений, эффективное использование нелинейности связи напряжение-деформация. Действие этих механизмов приводит к усилению слабых и ослаблению импульсов большей интенсивности.

Усиление колебаний зависит от соотношений длины волн и мощности осадочных слоев. Исследование данных факторов выполнено для трех основных категорий грунтов по сейсмическим свойствам, представленных в таблице 3.1.

Таблица 3.1 – Нормативные динамические свойства грунтов согласно СП 358.1325800

Категория	Наименование грунтов	Vs	Vp/Vs	$\xi$	$\rho$	E <sub>d</sub>	$\mu_d$
		м/с	д.е.	д.е.	г/см <sup>3</sup>	МПа	д.е.
I. Скальные и полускальные, элювиальные	Магматические и метаморфические невыветрелые скальные грунты (не рассматривались)	2500	1.7	0.016	2.7	34380	0.33
	1. Элювий выветрелых скальных грунтов, гравийно-галечниковые крупнообломочные грунты с песчано-глинистым заполнителем не более 30%, твердые глины	700	2.2	0.032	2.3	7550	0.4
II. Связные	2. Глины и суглинки с показателем $I_L \leq 0.5$ , $e \leq 0.9$ ; супеси $I_L \leq 0.5$ , $e \leq 0.7$ маловлажные и влажные	350	2.2	0.071	1.75	580	0.44
	3. Глины и суглинки с показателем $I_L \leq 0.5$ , $e \leq 0.9$ ; супеси $I_L \leq 0.5$ , $e \leq 0.7$ водонасыщенные	350	3.5	0.040	1.98	700	0.48
III. Связные	4. Глины и суглинки с показателем $I_L > 0.5$ , $e > 0.9$ ; супеси $I_L > 0.5$ , $e > 0.7$ маловлажные и влажные	210	4	0.079	1.75	220	0.41
	5. Глины и суглинки с показателем $I_L > 0.5$ , $e > 0.9$ кроме текущих и текучепластичных; супеси $I_L > 0.5$ , $e > 0.7$ водонасыщенные	250	6	0.048	1.96	340	0.48
II. Несвязные	6. Гравийно-галечниковые крупнообломочные грунты с песчано-глинистым заполнителем более 30% маловлажные и влажные	500	2.2	0.095	1.95	1280	0.28
	7. Гравийно-галечниковые крупнообломочные грунты с песчано-глинистым заполнителем более 30% водонасыщенные	500	3.5	0.056	2.15	1580	0.47
III. Несвязные	8. Пески гравелистые, крупные, мелкие, пылеватые рыхлые, маловлажные и влажные	350	4	0.111	1.5	400	0.16
	9. Пески гравелистые, крупные рыхлые, водонасыщенные; пески мелкие и пылеватые плотные и средней плотности водонасыщенные	300	6	0.079	1.95	530	0.48

Рассмотрена наиболее простая расчетная задача с однородным слоем на жестком подстилающем полупространстве. Мощности слоя приняты 10 м или 20 м в соответствии с требованиями п. 3.12 РСН 60-86; 30 м – по таблице 4.1 СП 14.13330.2018; 40 м – согласно п. 4.6 СП 358.1325800.2017.

Для каждой из моделируемых мощностей приняты грунты I, II и III категорий по сейсмическим свойствам, разделяемые, в свою очередь, на связные и несвязные грунты, в водонасыщенном и неводонасыщенном состояниях. Структурно-неустойчивые грунты IV категории по сейсмическим свойствам не рассматривались в связи с тем, что для данных грунтов характерно нелинейное поведение при сейсмическом воздействии, а рассматриваемый метод расчета справедлив для линейных моделей с эффективными характеристиками грунтов.

Интенсивность сейсмического воздействия принята 6 баллов MSK-64 или 0.05g как для грунтов II категории. Амплитуда сигнала уменьшена в 2 раза до 0.025g на границе коренного полупространства согласно п. 4.4 РСН 65-87.

Оценка сейсмических нагрузок является более сложной проблемой по сравнению с импульсными и гармоническими. Анализ спектров ответа реальных акселерограмм [141] показывает, что относительно небольшие изменения динамических характеристик системы могут существенно изменять реакцию системы на сейсмическое воздействие. Одиночный динамический расчет на сейсмическое воздействие может не дать достоверной информации о сейсмостойкости сооружения, поэтому важен набор акселерограмм.

Альтернативный подход основан на замене реальной записи воздействия некоторым условным временным процессом, обеспечивающим достоверность результатов. Синтезируется одиночное расчетное воздействие в виде узкополосного процесса, опасного для исследуемого сооружения и настроенного на его собственные частоты [142], либо синтез широкополосной акселерограммы по огибающей нормативного спектра [161].

Для исследований был выбран второй подход по синтезу широкополосного гармонического воздействия с его модификацией под нормативный спектр СП 14.13330.2018. За основу взята универсальная синтезированная акселерограмма

СА-482 (рисунок 3.1), принятая в руководящем техническом материале РТМ 108.020.37-81 по выполнению расчетов на прочность оборудования атомных энергетических установок при сейсмических воздействиях. Акселерограмма СА-482 создавалась для уменьшения трудоемкости расчетов на сейсмические воздействия за счет замены одной синтезированной моделью воздействия набора аналоговых акселерограмм для заданных уровней диссипации при колебаниях. Акселерограмма описывает уравнение псевдогармонического сигнала с переменной частотой, которая монотонно возрастает в заданном диапазоне значений. Вынужденные колебания осцилляторов при таком воздействии гарантированно переходят через резонансную частоту.

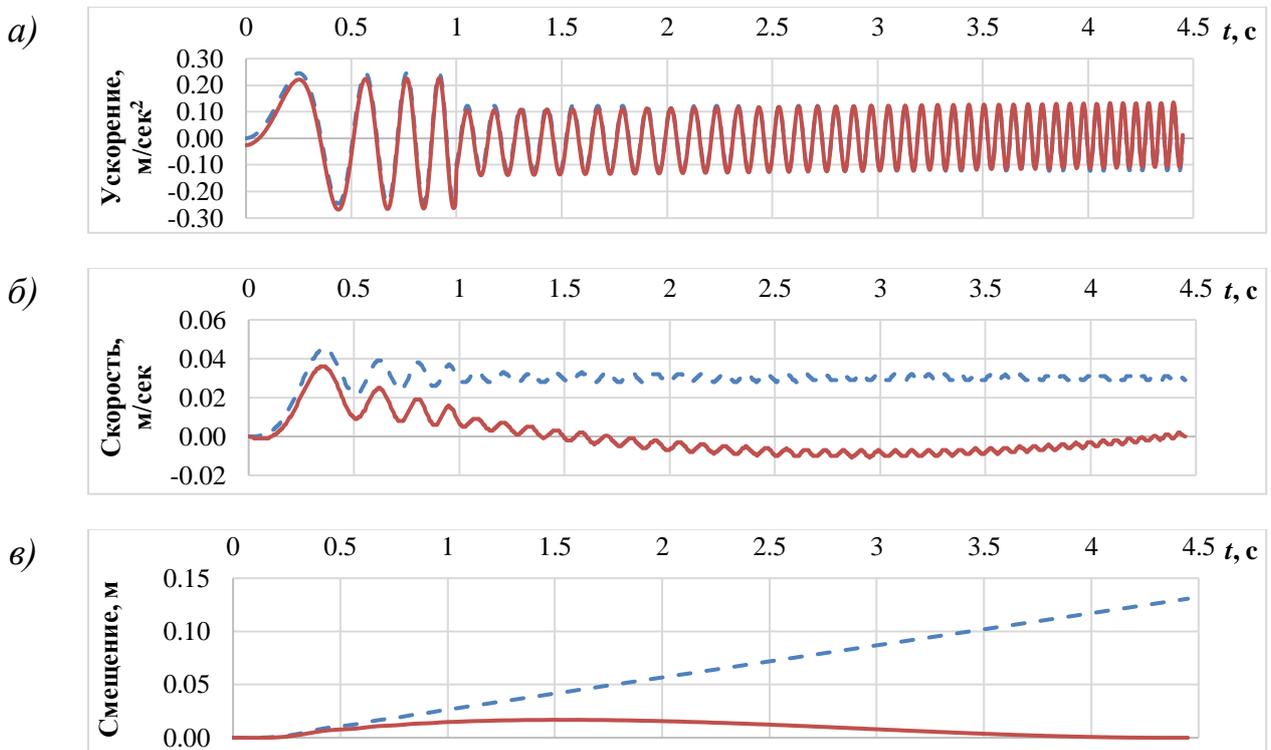


Рисунок 3.1 – Синтезированная акселерограмма СА-482 до (синяя штриховая линия) и после (красная сплошная линия) балансировки: *а* – ускорения во времени; *б* – скорость; *в* – смещение.

Недостатком данной синтезированной акселерограммы СА-482 является ее несбалансированность, то есть в конечный момент времени скорость и перемещение не равны нулю. Данная проблема была устранена использованием

балансировки методом «трех ударов» [124] в программе «Редактор акселерограмм» в составе SCAD Office.

Чтобы провести численно-аналитический анализ изменений амплитудно-частотных характеристик сейсмического воздействия в зависимости от различных типов грунтовых условий, была применена программа DEEPSOIL [162]. Программа включает методику SHAKE [135] для определения изменений в восходящей сейсмической волне при прохождении от подстилающего упругого полупространства через горизонтально-слоистую толщу дисперсных грунтов к дневной поверхности. Нелинейные свойства в грунтах и демпфирование учитываются приближенно путем итерационного уточнения сдвиговой жесткости за время сейсмического воздействия от начального значения к целевому.

Проверяемые на основании аналитических решений пространственные модели были созданы в расчетном комплексе SCAD. Оптимизация моделей выполнена путем создания комбинированной пространственной модели свайного фундамента (рисунок 2.20, раздел 2.5, Глава 2) с ближней зоной (желтого цвета), имеющей параметры жесткости и демпфирования, соответствующие трем типам основания по категориям сейсмичности, и наружной зоной (зеленого цвета) шириной в один ряд конечных элементов с повышенным до уровня критического относительным демпфированием грунтовой среды для подавления отраженных волн. Поскольку конечные элементы в центре модели получают достаточно большого размера, используется аналитическая модель укрупненной динамической свайной ячейки [163], более детально описанная в разделе 2.5 второй главы.

В пространственных моделях использована проектная длина свай, но область грунтового массива моделируется ниже ростверка на значение глубины  $h_d$ , до которой исключена реакция грунта по боковой поверхности свай [89].

Рассмотрено 36 грунтовых условий с использованием 72 моделей в программах DEEPSOIL и SCAD для девяти типов грунтового основания по таблице 3.1 и четырех вариантов мощности однородного слоя сейсмореализующей толщи. Частные значения для массива мощностью 30 метров

и трех типов грунтовых условий: полускальных грунтов I категории по сейсмическим свойствам, глинистых грунтов II категории и песчаных грунтов IV категории приведены на рисунках 3.2, 3.3 и 3.4.

Сопоставительный анализ ответной реакции грунта в одномерных грунтовых колонках в программе DEEPSOIL и в пространственной конечно-элементной модели SCAD для полускального основания I категории по сейсмическим свойствам демонстрирует одинаковую картину (рисунок 3.2).

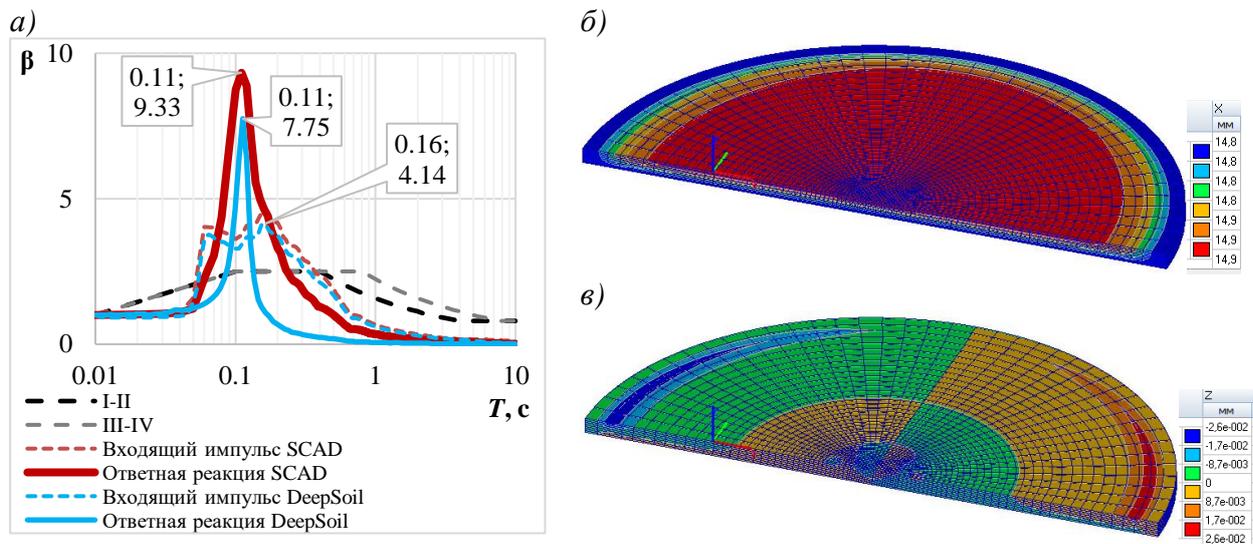


Рисунок 3.2 – Слой полускальных грунтов мощностью 30 м (I категория):

*a* – спектр коэффициента динамичности  $\beta$ ; *б* – горизонтальные смещения по  $X$  в момент максимального ускорения; *в* – то же, вертикальные по  $Z$ .

Наблюдается узкополосный резонансный пик и двукратное увеличение сейсмического эффекта в резонансной зоне. Для большинства гражданских зданий и сооружений период 0.1 секунды будет существенно удален от основных периодов собственных колебаний несущей конструктивной системы. При проектировании массивных фундаментов и тяжелых промышленных сооружений необходимо учитывать возможность повышения сейсмического эффекта на полускальных грунтах до уровня, сопоставимого со средними грунтами.

Для грунтовых условий, представленных грунтами II и III категорий по сейсмическим свойствам мощностью 30 м, результаты аналитической и МКЭ

модели практически идентичны (рисунок 3.3). В основании с IV категорией получен наихудший результат с развитием поверхностных волн (рисунок 3.4).

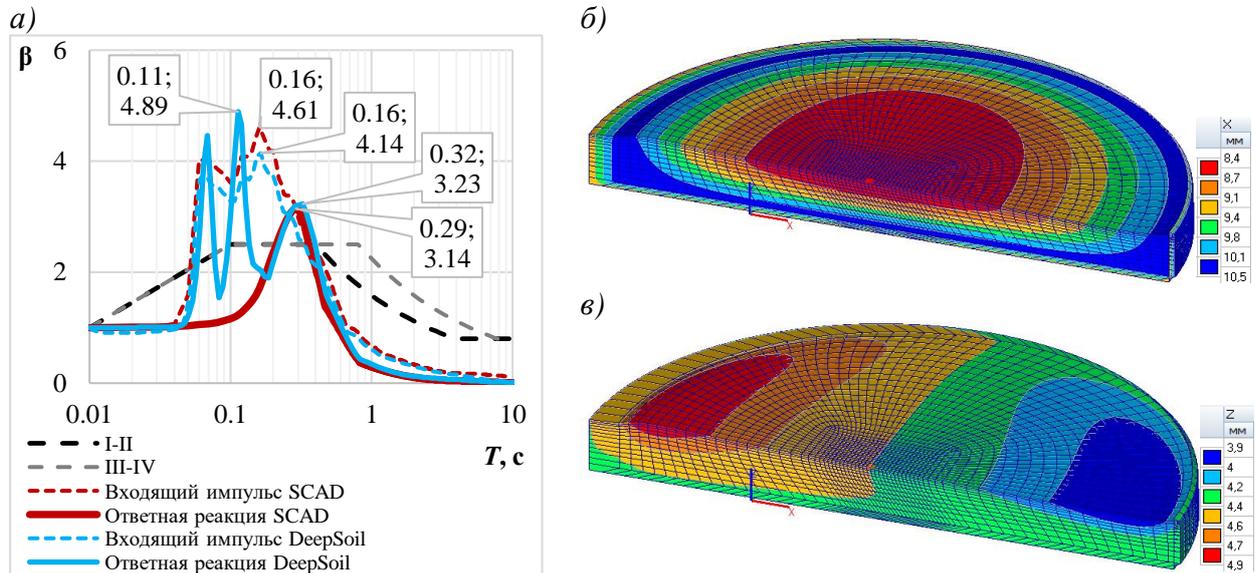


Рисунок 3.3 – Слой водонасыщенных глинистых грунтов мощностью 30 м (II категория):

*a* – спектр коэффициента динамичности  $\beta$ ; *б* – горизонтальные смещения по  $X$  в момент максимального ускорения; *в* – то же, вертикальные по  $Z$ .

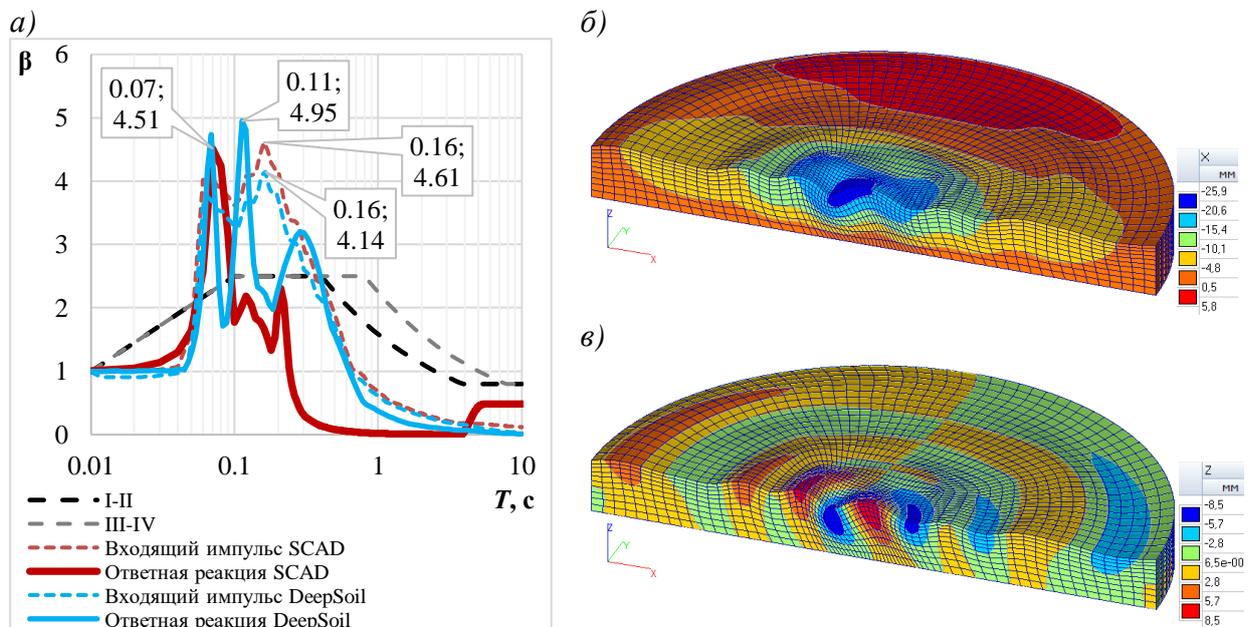


Рисунок 3.4 – Слой водонасыщенных рыхлых песчаных грунтов мощностью 30 м

(IV категория): *a* – спектр коэффициента динамичности  $\beta$ ; *б* – горизонтальные смещения по  $X$  в момент максимального ускорения; *в* – то же, вертикальные по  $Z$ .

Во всех случаях для преобладающего низкочастотного резонансного пика совпадает пространственное решение МКЭ и аналитическое решение, что подтверждает применимость МКЭ для задач сейсмического микрорайонирования. Подобный численный подход с использованием метода конечных элементов подтвержден в работах В.Б. Заалишвили [164] для 2D задач при сейсмическом микрорайонировании.

Отсутствие высокочастотных резонансных пиков на спектральной кривой графика динамичности по результатам моделирования МКЭ в SCAD связано с тем, что дискретность расчетной модели была выбрана укрупненной для условия прохождения сейсмической волны наименьшей длины из 36 рассмотренных площадок через толщу грунтов, разбитую не менее чем на 5-8 узлов по длине волны. Сравнительный анализ подтверждает корректность принятых подходов к оптимизации пространственных моделей.

Высокочастотные импульсы не могут быть воссозданы в кинематической постановке решения задачи МКЭ и естественным образом фильтруются. Это не вносит существенных погрешностей в предлагаемый метод расчета большеразмерных свайных фундаментов в связи с тем, что фильтруемые частоты сильно удалены от диапазонов основных собственных частот колебаний гражданских зданий и сооружений [165, 166].

Как видно по таблице 3.1 и по результатам моделирования, водонасыщенные песчаные грунты обладают наименьшей скоростью распространения упругих поперечных волн, что соответствует пропорциональному сокращению длины сейсмической волны. Скорость поверхностных волн практически совпадает со скоростью поперечных, отставая не более чем на 10-15%. В этой ситуации мощность сейсмоактивной толщи 30 метров от кровли коренных пород при сближении с одной четвертой длины поверхностной волны приводит к активному развитию данного типа волн в верхней толще. Оценка этого эффекта является преимуществом МКЭ решения.

С другой стороны, грунты IV категории по сейсмическим свойствам при их полном водонасыщении относятся к структурно неустойчивым вследствие

возможности сейсмического разжижения таких грунтов, что не может быть отражено в линейном решении МКЭ. Кроме того, такие грунты обладают наибольшим потенциалом к нелинейному поведению при средних и сильных сейсмических воздействиях. Таким образом, только для IV категории грунтов предлагаемый метод расчета не применим в связи с тем, что в линейной пространственной модели SCAD наблюдаются наибольшие отклонения от нелинейного одномерного численно-аналитического решения в DEEPSOIL.

### **3.2 Зависимость резонансной частоты основания от мощности сейсмореализующего слоя по типам грунтов**

Сводные результаты численного исследования резонансных характеристик основания для девяти типов грунтов по четырем вариантам мощности сейсмореализующей толщи представлены на рисунках 3.5 и 3.6.

Обобщенная картина сравнительного анализа для 36 вариантов грунтового основания по коэффициентам динамичности представлена на рисунке 3.5. Результаты расчета МКЭ (красная линия) сохраняют общую тенденцию снижения сейсмического эффекта с увеличением толщи грунтового массива малой сейсмической жесткости. Они либо совпадают с аналитическим решением для ближайшего по частоте пика (утолщенная синяя штриховая линия), либо относятся к средним аналитическим значениям между первым и вторым (тонкая синяя штриховая линия) пиками.

Наибольшее совпадение получено при сравнении решений МКЭ с аналитическими решениями для преобладающих периодов во временном диапазоне (рисунок 3.6). Результаты расчета МКЭ (красная сплошная линия) сохраняют общую тенденцию увеличения периода колебаний с увеличением толщи дисперсных грунтов и совпадают с ближайшим пиком аналитического решения (утолщенная зеленая пунктирная линия) в грунтах II и III категорий, всегда превышая значения второго по близости пика в аналитическом спектре (тонкая зеленая пунктирная линия).

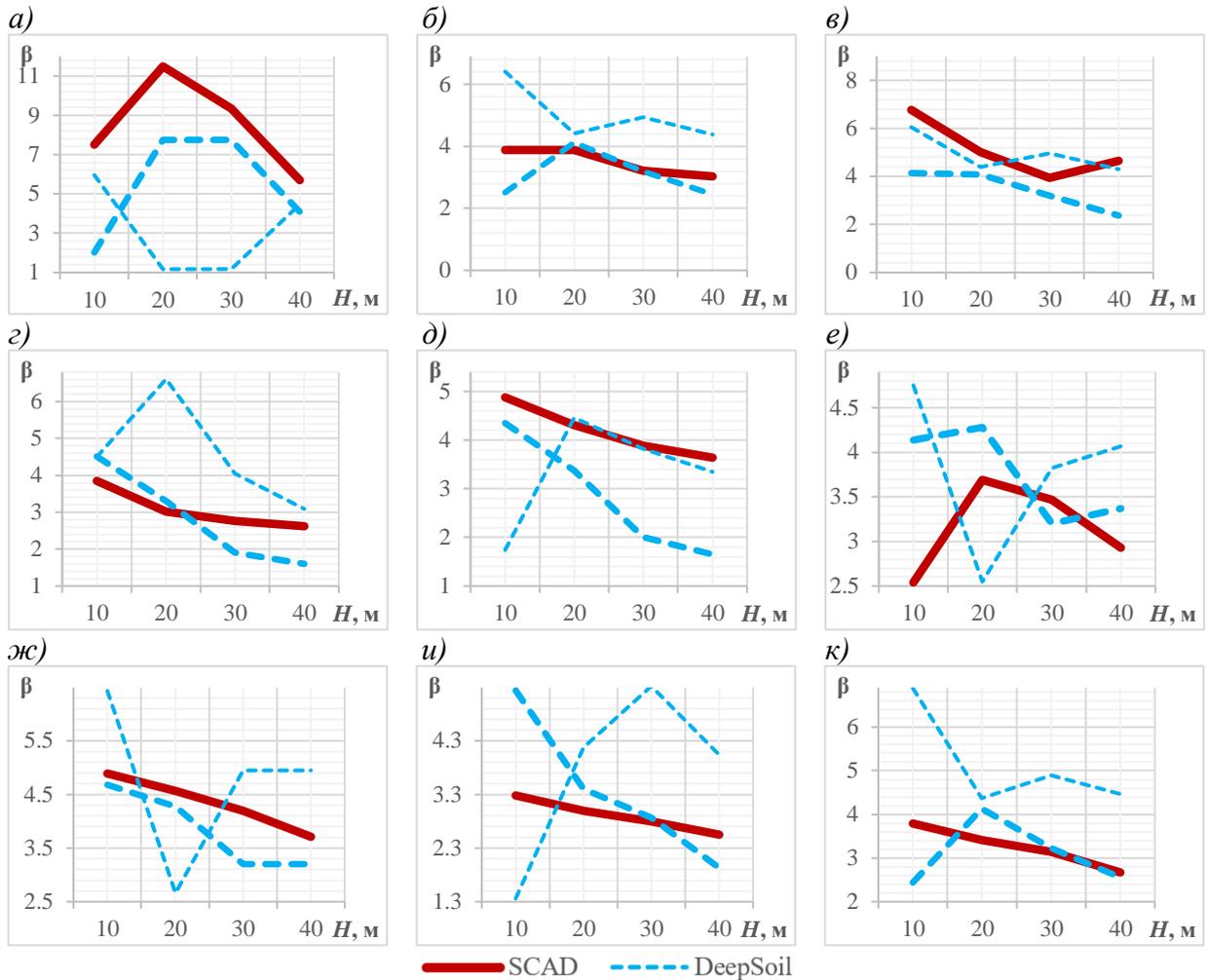


Рисунок 3.5 – Оценка резонанса в основании по коэффициентам динамичности  $\beta$  для толщи 10, 20, 30 или 40 м из грунтов сейсмической категории: *a* – полускальные (I); *б* – твердые глинистые влажные (II); *в* – то же, водонасыщенные (II); *г* – глинистые пластичной консистенции (III); *д* – то же, водонасыщенные (III); *е* – песчано-гравийные влажные (II); *ж* – то же, водонасыщенные (II); *и* – песчаные влажные средние (III); *к* – то же, водонасыщенные (III).

Выявлена устойчивая зависимость резонансного периода колебаний грунтового основания  $T$  в секундах от мощности сейсмореализующей толщи  $H_{Vr}$  в метрах с использованием нормативных свойств грунтов:

$$T = A \cdot H_{Vr}^B, \quad (3.1)$$

где  $A$  и  $B$  – коэффициенты по соответствующему типу грунта в дисперсном слое основания над кровлей коренных пород, приведенные на рисунке 3.6.

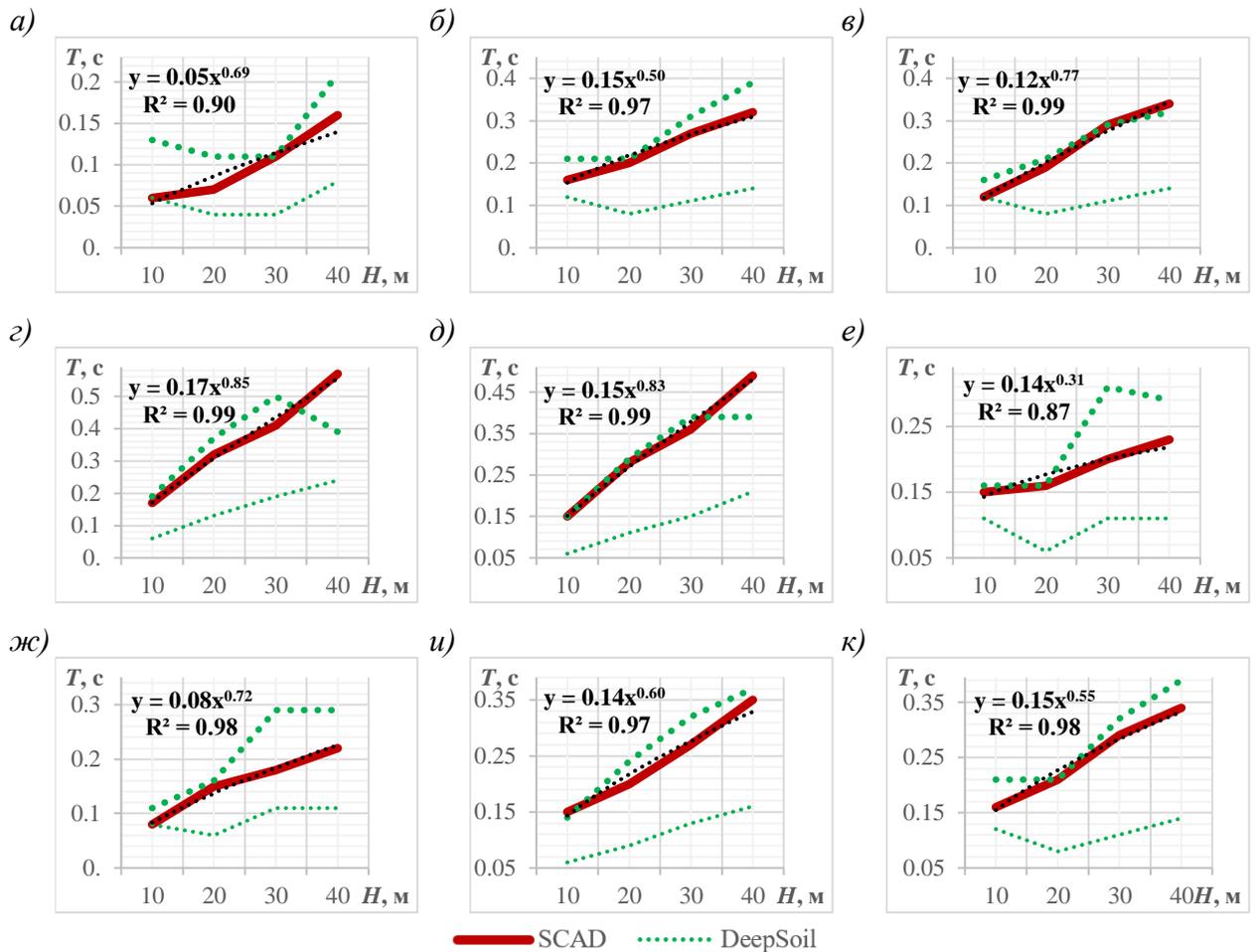


Рисунок 3.6 – Оценка резонанса в основании по преобладающим периодам колебаний  $T$  для толщи 10, 20, 30 или 40 м из грунтов (сейсмической категории): *а* – полускальные (I); *б* – твердые глинистые влажные (II); *в* – то же, водонасыщенные (II); *г* – пластичные глинистые (III); *д* – то же, водонасыщенные (III); *е* – песчано-гравийные влажные (II); *ж* – то же, водонасыщенные (II); *и* – средние песчаные влажные (III); *к* – то же, водонасыщенные (III).

Результаты моделирования основания методом конечных элементов в расчетном комплексе SCAD подтверждают достоверность предложенного комплексного метода расчета большеразмерных свайных фундаментов путем сопоставления с данными апробированного численного решения в DEEPSOIL.

### 3.3 Оценка влияющих факторов на колебания свайного основания

После аналитической проверки достоверности численного метода расчета пространственных моделей основания была выполнена оценка влияющих

факторов путем сопоставления нескольких способов моделирования большеразмерных свайных фундаментов. Рассмотрены четыре типа грунтовых условий по сейсмическим свойствам для пяти вариантов этажности без учета и с учетом инерционных свойств массива.

Численное исследование колебаний большеразмерных свайных фундаментов выполнено методом конечных элементов с использованием трех описанных выше подходов к моделированию свайного основания в виде двадцати различных расчетных схем с дополнительными вариациями для каждого из подходов, пяти вариантов этажности сооружения и двух моделей сейсмического воздействия. Расшифровка шифров каждого из 20 типов моделей приведена в Приложении Б.

Всего рассмотрено 720 частных вариантов соотношения динамических масс сооружения и фундамента, моделей основания и воздействия. Сводные результаты исследования с данными расчетов линейно-спектральным методом, основанном на квазистатическом определении инерционных сил, представлены в Приложении Б в таблицах Б.1, Б.3, Б.5 и Б.7. Аналогичные результаты с данными расчетов методом интегрирования уравнений движения представлены в таблицах Б.2, Б.4, Б.6 и Б.8.

### **3.3.1 Сравнение контактных и пространственных моделей при силовом и кинематическом сейсмическом воздействии**

На начальном этапе выполнено сравнение контактных и пространственных моделей большеразмерных свайных фундаментов при силовом и кинематическом сейсмическом воздействии. Результаты, приведенные в Приложении Б, показали, что при использовании линейно-спектрального метода расчета сдвиговые усилия занижаются, а поперечные деформации в уровне ростверка при изгибной форме колебаний оказываются малы. В результате усилия среза стремятся к нулевым значениям, что противоречит природе сейсмического воздействия, когда колебания передаются от основания на сооружение.

При расчете контактных моделей свайного основания методом интегрирования уравнений движения усилия среза в сваях восстанавливаются и соответствуют результатам пространственных моделей с прямым динамическим и линейно-спектральным методами нагружения.

В условиях отсутствия эффектов резонанса оба метода моделирования сейсмического воздействия для пространственных моделей с невесомым основанием позволяют получить одинаковые результаты, при этом линейно-спектральный метод не требует значительных вычислительных ресурсов.

Продольные усилия в модели полупространства эквивалентны комбинированным пространственным моделям основания как в дискретной постановке задачи, так и при использовании укрупненных свайных ячеек.

### **3.3.2 Оценка влияния присоединенных масс**

Следующим этапом выполнена оценка влияния присоединенных масс. Рассмотрены восемь типов пространственных моделей с невесомым массивом грунта и с максимальным критическим демпфированием на внешней границе. Доказана возможность замещения нижней части массива контактной моделью полупространства.

Выполненный анализ методов учета инерционных свойств грунтового основания путем введения массы грунтового массива в пространственные модели линейно-деформируемого результата не позволил получить положительных результатов. Это связано с тем, что данный подход был разработан для простейших стержневых расчетных моделей сооружений до распространения компьютерных технологий и метода конечных элементов.

Для пространственных моделей эмпирические зависимости для оценки присоединенных масс оказываются недостаточными и требуется полный учет инерционных характеристик ближней зоны грунтового основания.

### 3.3.3 Влияние инерционных свойств основания на внутренние усилия в сваях

На заключительном этапе аналитических исследований выполнен учет массы всего грунтового массива и проведен анализ фактов развития резонанса. Согласно таблице 3.2, приращение усилий происходит при совпадении преобладающих периодов колебаний основания и свайного фундамента.

Рассмотренные четыре типа пространственных моделей линейно-деформируемого основания с учетом инерционных свойств массива грунта позволили выявить эффекты резонанса в пяти случаях из двадцати анализируемых сценариев соотношения этажности зданий и динамической жесткости основания по его сейсмическим свойствам.

Таблица 3.2 – Анализ резонансных эффектов в пространственной модели линейно-деформируемого основания (ЛДО) со свайными ячейками (СЯ) относительно модели с безынерционным основанием

Шифр	Этажи	Основание III категории по сейсмическим свойствам						Основание IV категории по сейсмическим свойствам					
		T <sub>S</sub> , с	T <sub>III</sub> , с	K <sub>R</sub>	ΔN, %	ΔM, %	ΔQ, %	T <sub>S</sub> , с	T <sub>IV</sub> , с	K <sub>R</sub>	ΔN, %	ΔM, %	ΔQ, %
Модель линейно-деформируемого основания мощностью 98 м со свайными ячейками													
ЛДО.СЯ.ЗД	5	0.65	1.23	+	-36	-38	-38	0.72	2.40	-	-84	-83	-83
	10	0.92		+	60	59	59	1.02		+	-66	-67	-67
	15	1.13		+	132	133	132	1.25		+	-48	-51	-50
	20	1.31		+	145	144	144	1.44		+	-12	-14	-14
	25	1.46		+	130	130	130	1.61		+	40	41	41
Модель линейно-деформируемого основания мощностью 30 м со свайными ячейками и контактной моделью подстилающего полупространства до глубины 98 м													
ЛДО.СЯ.ПП.Д	5	0.65	1.23	+	50	51	50	0.72	2.40	-	-4	-8	-8
	10	0.92		+	39	40	40	1.02		+	90	90	90
	15	1.13		+	30	29	29	1.25		+	111	112	112
	20	1.31		+	24	23	23	1.44		+	96	97	97
	25	1.46		+	19	19	18	1.61		+	79	80	80

### 3.3.4 Оценка применимости укрупненных динамических свайных ячеек

Результаты дополнительного анализа продемонстрировали одинаковые значения резонансных приращений силовых факторов в пространственных моделях линейно-деформируемого основания на глубину 98 м как с отдельными сваями, так и с укрупненными свайными ячейками (таблицы Б.9 и Б.10). Это подтверждает возможность применения свайных ячеек для большеразмерных свайных фундаментов. Поэтому дальнейший анализ движения характерных точек большеразмерного свайного поля выполнен с использованием свайных ячеек.

Во всех 20 вариантах моделирования основания с отдельными сваями и с использованием укрупненных свайных ячеек получены идентичные внутренние усилия и частоты колебаний, что подтверждает корректность модели ячейки.

Вторым важным выводом по результатам численных исследований колебаний свайного поля является подтверждение возможности замещения нижней части пространственного массива грунтового основания контактной математической моделью полупространства. Подобное замещение может быть выполнено в условиях отсутствия эффектов резонанса в основании до низа отдельных свай или укрупненных динамических свайных ячеек, что существенно сокращает ресурсоемкость расчетной модели.

На рисунках 3.7 и 3.8 продемонстрированы моменты движения свайного фундамента и массива грунта в зависимости от учета его массы в точках максимальных положительных и отрицательных перемещений в уровне низа моделируемого массива, в уровне верха моделируемого массива на отметке условной длины свай, а также в уровне свайного ростверка.

Прочие результаты для массивов другой мощности показаны на рисунках Б.1 – Б.25 в Приложении Б. По таблицам Б.9 – Б.12 и таблице 3.2 выделено пять случаев резонанса для зданий высотой 5, 15 и 20 этажей на грунтах всех четырех категорий по сейсмическим свойствам. На основании анализа данных в таблице 3.2 и в таблицах Приложения Б видно, что пики максимальных приращений

силовых факторов проявляются на разных периодах и высотах зданий на разных глубинах моделируемого массива мощностью 98, 30 и 8 м.

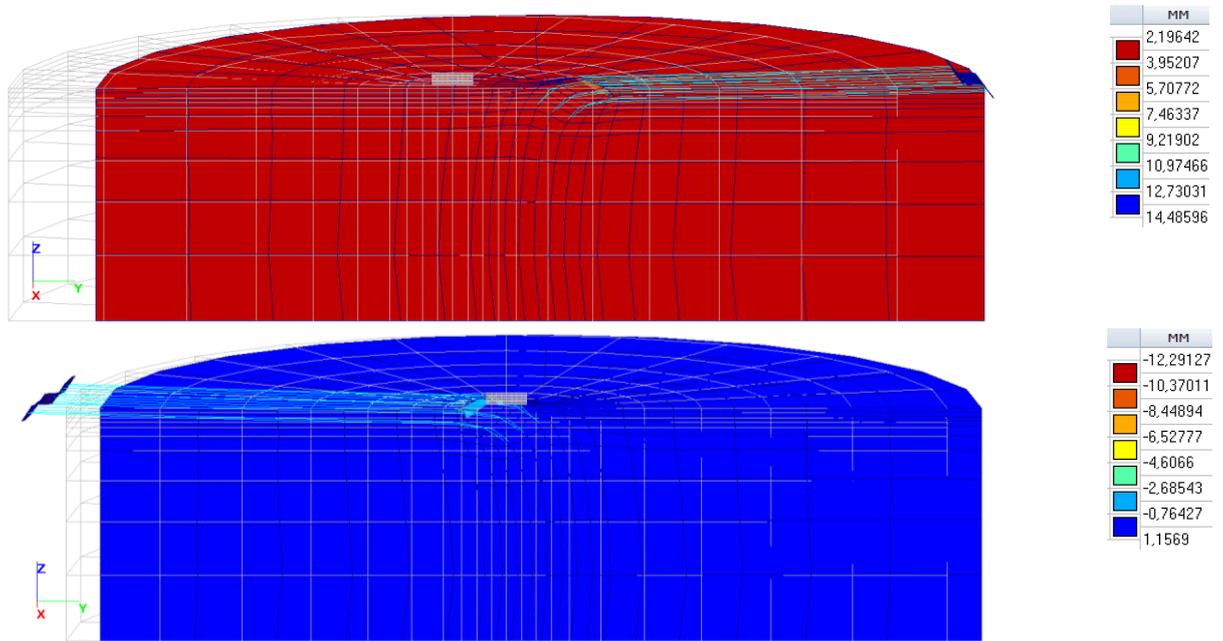


Рисунок 3.7 – Анализ колебаний 15 этажного здания на основании IV категории по сейсмическим свойствам в модели с невесомым массивом мощностью 98 м в момент экстремальных перемещений в уровне ростверка (положительные по оси X сверху)

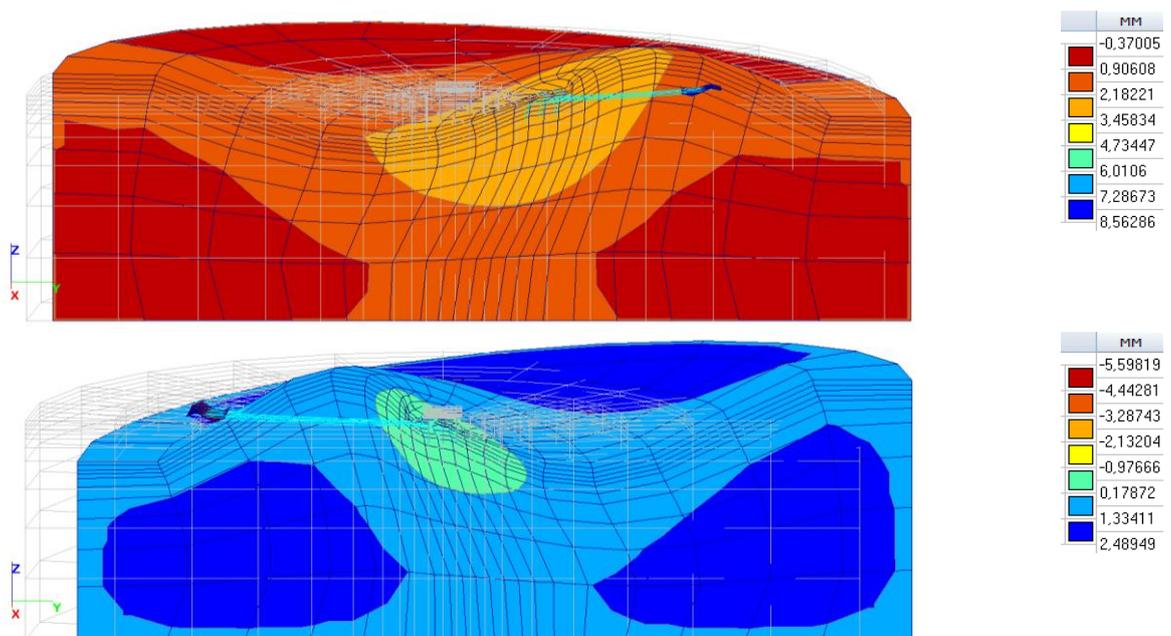


Рисунок 3.8 – Анализ колебаний 15 этажного здания на основании IV категории по сейсмическим свойствам в модели с инерционным массивом (задан вес грунтов) мощностью 98 м в момент экстремальных перемещений в уровне ростверка (положительные по X сверху)

Детальный анализ движений свайного фундамента и массива основания, выполненный на основании рисунков Приложения Б, подтверждает это и наглядно демонстрирует активное развитие поверхностных волн в грунтовом массиве на соответствующих периодах собственных колебаний грунтового основания и сооружения (рисунок 3.9).

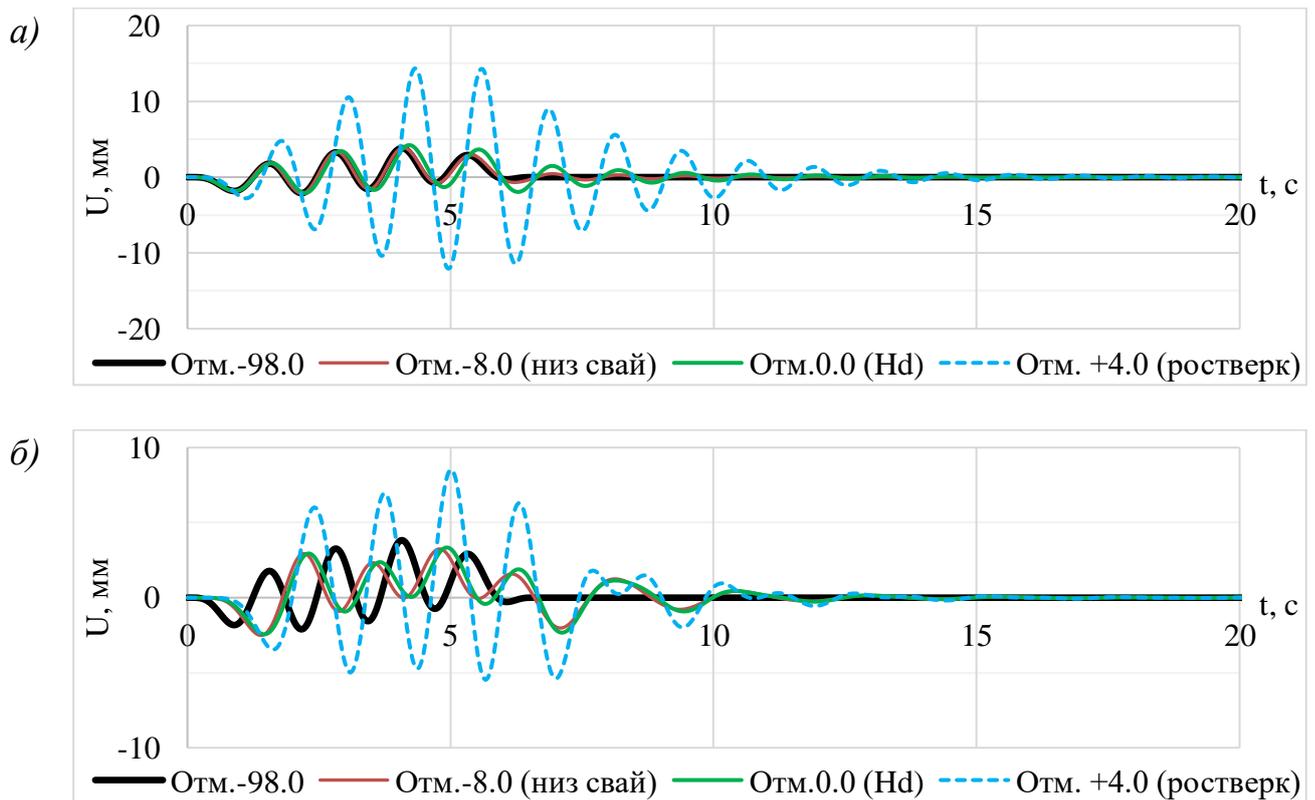


Рисунок 3.9 – Оценка резонанса 15 этажного здания на основании IV категории путем анализа движения характерных точек свайного фундамента во времени (нижний уровень модели, низ свай, низ свободной длины свай, ростверк):

а) модель с невесомым массивом 98 м; б) то же, с инерционным массивом.

Для массивов мощностью 98 и 30 метров небольшие значения приращений просматриваются для одинаковых соотношений периодов собственных колебаний зданий и основных периодов колебаний основания. Это свидетельствует о наличии обратного влияния колебаний сооружения на колебания основания на заданной частоте собственных колебаний сооружения. При этом наиболее активные приращения возникают при совпадении частоты колебаний поверхностных волн в основании и частоты собственных колебаний сооружения.

На грунтовом основании III и IV категории по сейсмическим свойствам наблюдается резонансное увеличение до 2,45 раз силовых факторов в виде продольных сил, изгибающих моментов и поперечных сил в оголовках анализируемых свай. Предложенный метод расчета позволяет учесть данный риск для механической безопасности свайного основания.

### **Выводы по третьей главе**

В результате выполненных численных исследований следует:

1. Выполнена проверка предложенной авторами динамической свайной ячейки, которая позволяет выполнять расчет большеразмерных свайных фундаментов с высокой точностью как с использованием линейно-спектрального квазистатического метода моделирования сейсмических воздействий, так и с использованием наиболее детального метода интегрирования уравнений движения. Применимость динамической свайной ячейки обоснована для всех рассмотренных типов моделей свайного основания: контактных моделей основания с частичным моделированием свай в пределах их условной длины и пространственных моделей массива грунта.

2. Использование предложенного авторами энергетического критерия для оптимизации шага разрежения сетки конечных элементов пространственных моделей позволяет сократить ресурсоемкость решения задач до нескольких минут.

3. Предложенный и рассмотренный в главе 2 критерий резонанса сооружения и грунтового основания позволяет выделить опасные случаи близкого совпадения собственных частот колебания сооружений и основания, в которых неприменимы упрощенные контактные модели свайного основания и линейно-спектральный метод моделирования сейсмического воздействия.

4. Верифицирован предложенный упрощенный метод моделирования свайного основания на контактной модели пропорциональных деформаций,

который основан на динамической модели основания Савинова и на подходе к созданию модели большеразмерного свайного основания по Готман Н.З.

5. Предложенные методы расчета используют стандартные подходы МКЭ и были использованы для полевых исследований, представленных в Главе 4.

6. Обоснованы шаги и комплексный подход к методу расчета большеразмерных свайных фундаментов с кинематической моделью сейсмического воздействия, позволяющий определять резонансные эффекты в конструкциях свай.

7. Наибольшие усилия в сваях и экстремальные перемещения ростверка возникают в случае выполнения критерия резонанса  $K_R$  при совпадении периодов собственных колебаний сооружения  $T_S$  и преобладающих периодов грунтового массива  $T_{III}$  и  $T_{IV}$  с грунтами III и IV типов по сейсмическим свойствам. В этом случае наблюдается развитие поверхностных волн и в оголовках анализируемых свай наблюдается увеличение до 2,45 раз продольных сил, изгибающих моментов и поперечных сил. Таким образом, предложенная модель основания позволяет повысить безопасность фундамента и учесть риск резонанса при появлении поверхностных волн.

8. Вопрос назначения мощности моделируемого массива грунта следует решать на стадии инженерно-геофизических исследований при сейсмическом микрорайонировании. Спектральный анализ данных микросейсмических колебаний позволяет определить резонансные частоты, соответствующие поверхностным сейсмическим волнам при слабых сейсмических воздействиях для начальных упругих характеристик основания.

9. Результаты регистрации малоамплитудных колебаний и дальнейший анализ методом спектральных отношений являются исходными данными для определения глубины моделируемого пространственного массива методом последовательных приближений, что подробнее описано в четвертой главе.

## **ГЛАВА 4. ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ РЕЗОНАНСНЫХ ЭФФЕКТОВ В БОЛЬШЕРАЗМЕРНОМ СВАЙНОМ ОСНОВАНИИ**

В настоящей главе представлены результаты полевых исследований, проведенных с целью натурной проверки колебаний большеразмерных свайных полей и их сопоставления с результатами численного моделирования с использованием предложенного комплексного метода расчета большеразмерных свайных фундаментов.

### **4.1 Задачи, методы и геологические условия исследуемых объектов**

Основной задачей полевых исследований является проверка предложенного метода расчёта, который состоит из трех этапов. На первом этапе выполняются полевые исследования [167]. На втором – анализируются длительные воздействия и выполняется уточнение параметров модели свайного основания [155, 168]. На третьем этапе, на стадии динамических воздействий, рассматриваются модели свайного фундамента, для уточнения параметров которых разработаны новые подходы [156, 169, 170, 171, 172], исследованные в Главе 3 и подтвержденные в натуральных условиях по результатам, представленным в настоящей главе. Дополнительные рекомендации по оптимизации численных моделей и выполнению специальных лабораторных исследований динамических свойств грунтов даны в разделе 2.5 второй главы.

Экспериментальная проверка численных моделей выполнена по данным натуральных исследований путем регистрации малоамплитудного микросейсмического поля на примере свайных фундаментов трех высотных зданий в Грозном, расположенных на трех различных площадках с грунтами I, II и III категорий по сейсмическим свойствам. При обработке данных использован метод оценки спектральных отношений, позволяющий на этапе инженерных





Грунтовое основание сложено грунтами, соответствующими п. 4, 1, 3 и 9 в таблице 3.1: суглинками до глубины 5 м от дневной поверхности; галечниковыми грунтами до глубины 15 м от низа ростверка и с глубины 58 м, с модулем деформации  $E=83$  МПа; полутвердыми глинами на глубине от 28 до 38 м,  $E=40$  МПа; песками средними с глубины 15 до 28 м и с 38 до 58 м,  $E=66$  МПа.

Вторым объектом исследования является фундамент высотного здания в Грозном, состоящий из двух башен и расположенный в верхней точке проспекта Путина на грунтах II категории по сейсмическим свойствам (рисунок 4.3).

В связи с наличием просадочных грунтов, выполнена их полная экскавация с замещением гравийно-песчаной смесью мощностью 5 м. Подстилающее основание сложено грунтами, соответствующими п. 2, 7 и 3 в таблице 3.1: суглинками полутвердыми до глубины 16 м от низа ростверка,  $E=19,7$  МПа; песками средней крупности плотными водонасыщенными до глубины 38 м от низа ростверка,  $E=23,5$  МПа; глиной тугопластичной до исследованной глубины 42 м с включениями гальки,  $E=24,2$  МПа. С целью сокращения осадок основания выполнено его армирование на глубину 27 м буровыми сваями диаметром 600 мм.

Третьим объектом исследования является фундамент высотного здания, расположенного там же, в нижней точке проспекта Путина на наиболее слабых грунтах II и III категории по сейсмическим свойствам (рисунок 4.5). Фундамент принят с буровыми сваями диаметром 1200 мм и промежуточным слоем щебня. Подстилающее основание сложено грунтами по п. 1, 2, 5, 4 и 7 таблицы 3.1: галечниковыми грунтами мощностью 2 м от низа ростверка,  $E=40$  МПа; суглинком тугопластичным, 3 м,  $E=30$  МПа; супесью текучей, 3 м,  $E=31$  МПа; глиной мягкопластичной, 8 м,  $E=31,1$  МПа; песками средней крупности плотными, до исследованной глубины 60 м,  $E=38,6$  МПа.



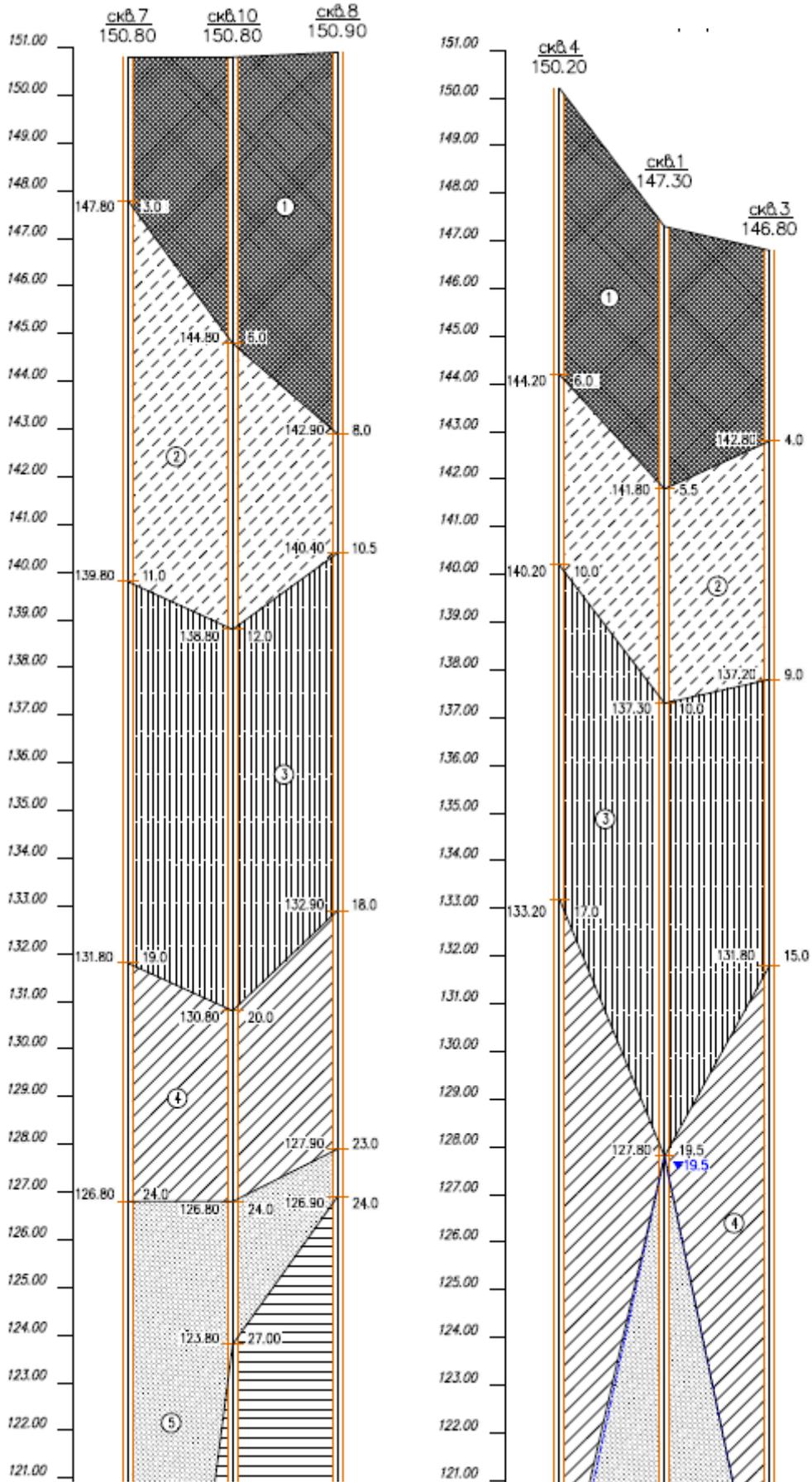
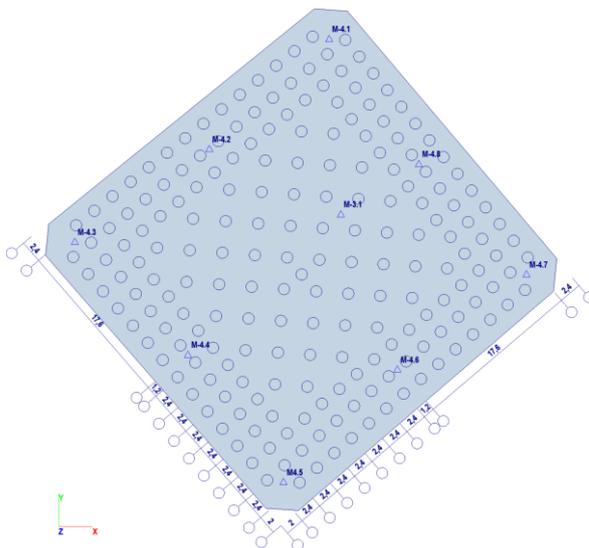


Рисунок 4.4 – Характерные инженерно-геологические разрезы в пределах сейсмоактивной зоны для исследуемого свайного фундамента №2

a)



б)



в)

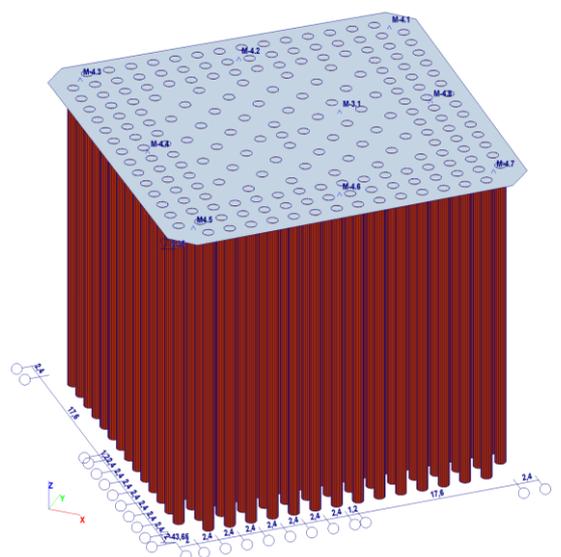


Рисунок 4.5 – Исследуемый свайный фундамент №3 на грунтовом основании III категории по сейсмическим свойствам: а – общий вид котлована; б – модель свайного поля в плане; в – общий вид модели свайного поля.



## 4.2 Инструментальные средства и полевой метод исследований

Для проведения дальнейших полевых исследований был выбран метод оценки динамического отклика грунтовых сред и сооружений путем регистрации колебаний на воздействие естественного микросейсмического поля.

В качестве натуральных исследований измерения параметров колебаний производились в нескольких точках на поверхности выполненной подбетонки в свайном поле и на дневной поверхности грунтового основания в 50 м за периметром котлована. Регистрировались три ортогональных направления: Z (1 канал) – вертикальное; X (2 канал) – горизонтальное, с рекомендованной ориентацией «север-юг» на местности или вдоль буквенных осей сооружений; Y (3 канал) – «восток-запад» на местности или цифровых осей. На основании полученных записей по 10 минут выбирались по 30 фрагментов «без шумов» длительностью от 3 до 10 секунд, на которых рассчитывались спектры Фурье. В общем виде процедуру фильтрации можно представить как свертку массива последовательности цифровых отсчетов  $\{\Phi_n\}$  с функцией фильтра  $\{C_k\}$ :

$$Y_n = \sum_{k=-m}^m C_k \Phi_{n-k}, \quad (4.1)$$

где  $C_k$  – коэффициенты фильтра,  $\Phi_{n-k}$  – входные цифровые данные,  $Y_n$  – выходные цифровые данные.

Для сглаживания характеристики фильтра в программной реализации нерекурсивной цифровой фильтрации использовано весовое окно Кайзера с модифицированной функцией Бесселя нулевого порядка.

При камеральной обработке экспериментальных данных и анализе амплитудно-частотных характеристик здания использовался метод межкомпонентных спектральных отношений HVSR (Horizontal to vertical spectral ratio method), позволяющий дать количественную характеристику усиления горизонтальных колебаний по сравнению с вертикальными. Метод был предложен Nogoshi и Igarashi [173], а позднее дополнен и переработан Y. Nakamura [174, 175, 176, 177, 178]. Метод зарекомендовал себя при изучении

резонансных свойств грунтового основания, а также в исследованиях динамических характеристик сооружений.

Горизонтальная компонента  $H(f)$  равна среднеквадратичному значению амплитуды спектров по осям  $X$  и  $Y$  для пиковой частоты  $f$ , вертикальная компонента  $V(f)$  – амплитуде спектра по оси  $Z$  на той же частоте  $f$ :

$$H(f) = \sqrt{\frac{X^2(f) + Y^2(f)}{2}}. \quad (4.2)$$

После расчета  $H(f)$  вычисляется значение спектрального отношения  $H/V$ , позволяющее тонче идентифицировать горизонтальные формы собственных колебаний по сравнению с вертикальными формами системы:

$$A_{H/V} = \frac{H(f)}{V(f)}. \quad (4.3)$$

Метод Накамуры позднее был сформулирован не только для оценки резонансных свойств грунтового основания, но и для оценки сейсмостойкости транспортных сооружений. В настоящее время за рубежом он активно применяется для гражданских зданий, включая объекты архитектурного наследия.

Использованное на участке полевых работ сейсмометрическое оборудование показано на рисунках 4.7–4.9. В качестве регистратора сейсмических сигналов использовалась трехканальная цифровая сейсмостанция «РЕГИСТР» с программой Registr3mt/nt, регистрирующая 512 отсчетов в секунду в диапазоне 0.1-64 Гц, разработанная в Лаборатории сейсмометрии Института геофизики УрО РАН [181, 182]. В качестве сейсмоприемников-велоциметров были использованы: механический сейсмограф СК-1П; низкочастотные электродинамические геофоны GS-ONE LF 4.5 HZ с близкими техническими характеристиками (таблица 4.1).

Таблица 4.1 – Технические характеристики сейсмоприемников

Технические характеристики	Значение характеристики	
	СК-1П	GS-ONE LF
Частота собственных колебаний, Гц	1	4.5
Частотный диапазон, Гц	0.5-80	0.5-200
Коэффициент преобразования (чувствительность), В·м/с	140	89
Затухание при активной нагрузке 10-20 кОм, %	55	74

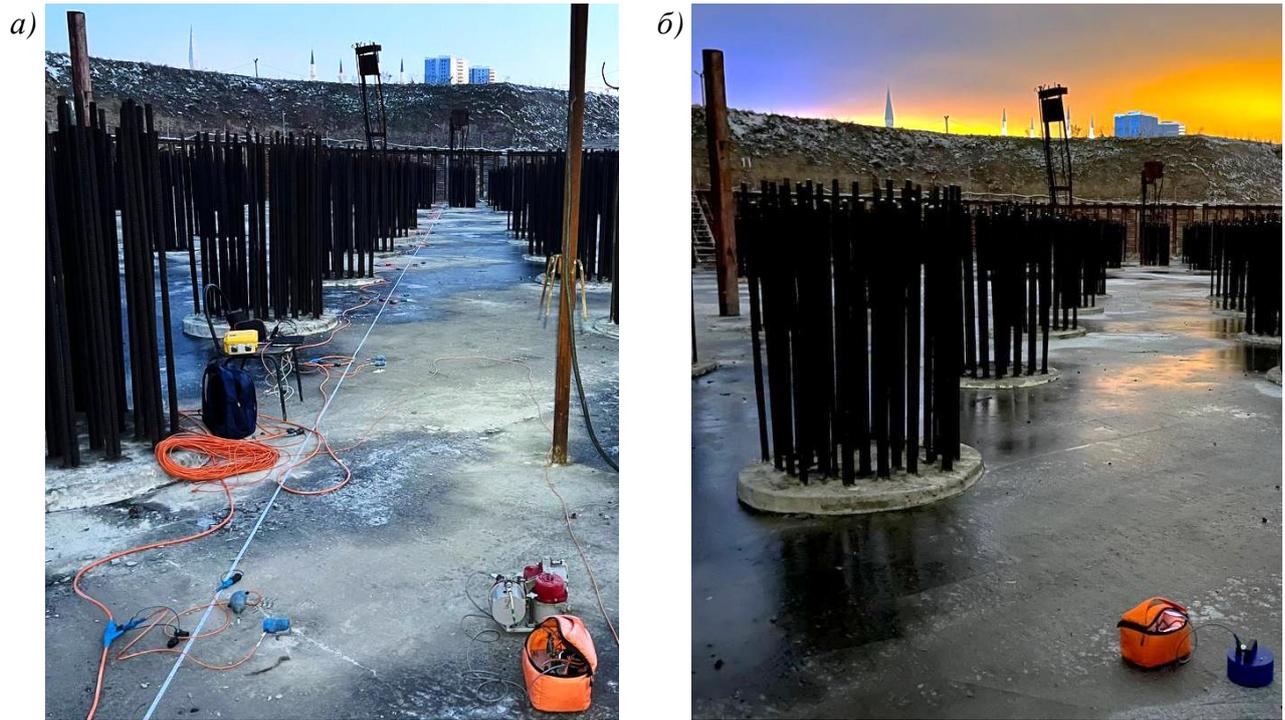


Рисунок 4.7 – Сейсмографы в центре свайного поля №1:

*a* – СК-1П; *б* – GS-ONE LF.

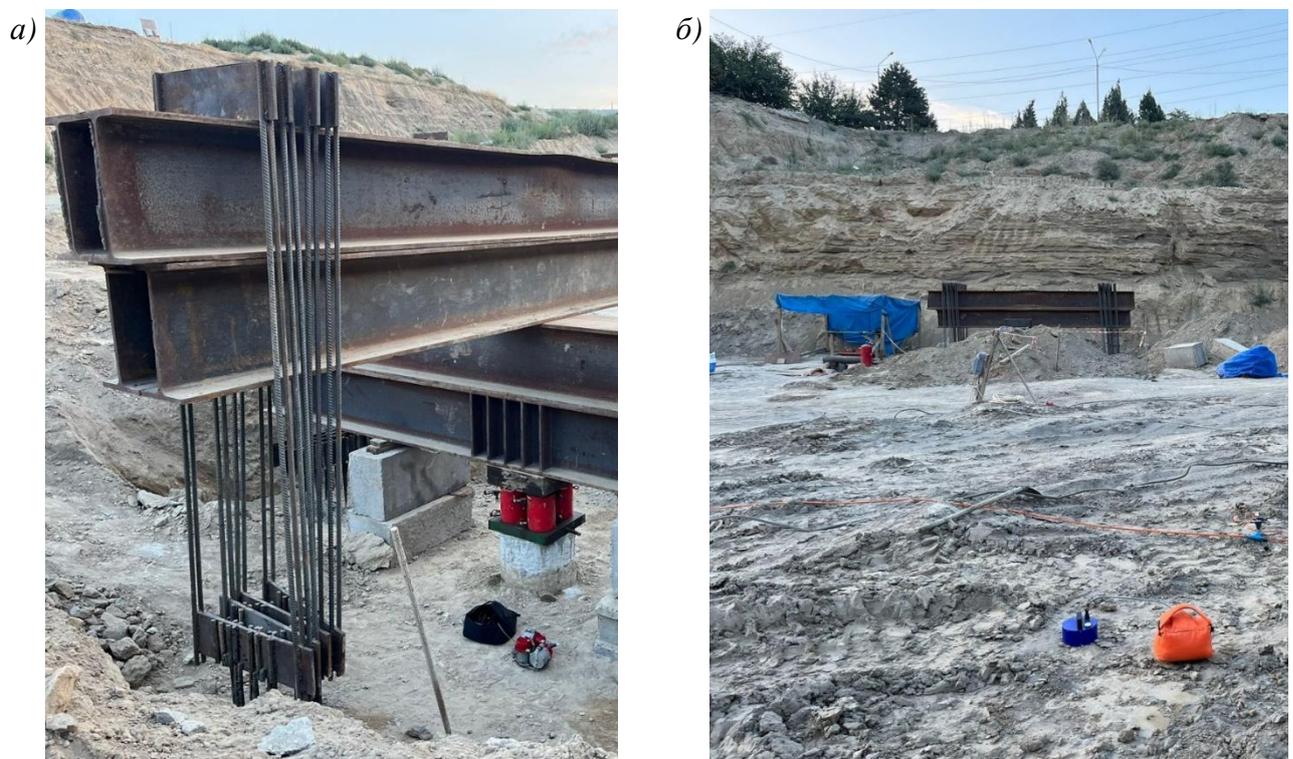


Рисунок 4.8 – Сейсмографы в центре свайного поля №2:

*a* – СК-1П; *б* – GS-ONE LF.



Рисунок 4.9 – Сейсмографы в центре свайного поля №3:

*a* – СК-1П; *б* – GS-ONE LF.

### 4.3 Результаты натуральных исследований и расчетного прогноза

На рисунке 4.10 представлен анализ колебаний фундамента №1 с графиками отношений  $H/V$  для восьми точек на дневной поверхности на расстоянии 50 м от края котлована (рисунок 4.10, *a*; М-1.1, М-2.1.. 2.8) и для девяти точек на подбетонке на дне котлована (рисунок 4.10, *б*; М-3.1, М-4.1 .. 4.8). Штриховой красной линией обозначены данные, полученные по записям длительностью 144 минуты с использованием сейсмоприемника СК-1П (М-1.1; М-3.1). Черной сплошной линией – усредненные значения амплитуд спектральных отношений  $U_{cp}$  по записям длительностью 10 минут с использованием сейсмоприемников GS-ONE LF (М-2.1 .. 2.8; М-4.1 .. 4.8); красными круглыми точками – пиковые значения амплитуд спектральных отношений  $U_{max.i}$  для отдельных записей; красными треугольными точками – осредненные результаты по всем записям

$U_{max.cp}$ ; зелеными ромбическими точками – преобладающий интервал резонансных частот по всем записям на уровне 70% от среднего пикового значения  $U_{70.cp}$ .

Интервал  $H/V$  отношений на поверхности на рисунке 4.10, *a* с амплитудой  $U_{70.cp}=3.2$  д.е. соответствует слабым грунтам  $V_s=180..240$  м/с и аналитическому значению преобладающей частоты в слое  $H=5$  м над галечником [166]:

$$f_{01} = \frac{V_s}{4H} = \frac{[180..240]}{4 \cdot 5} = 9..12 \text{ Гц.} \quad (4.4)$$

Полученные экспериментальные данные для отметки дна котлована (по верху свай) с частотой 21 Гц и при близких амплитудах горизонтальных и вертикальных колебаний по пиковым  $H/V$  отношениям (1.7 д.е.) свидетельствуют о жесткости свайного поля, свойственной полускальным и скальным грунтам.

Результаты натурных исследований для объектов №2 и №3 показаны на рисунках 4.11 и 4.12 с использованием аналогичных обозначений на графиках.

Во всех рассмотренных случаях частота и сейсмическая жесткость на дне котлована после устройства свайного поля удваивается по сравнению с колебаниями дневной поверхности с учетом верхней толщи грунтов.

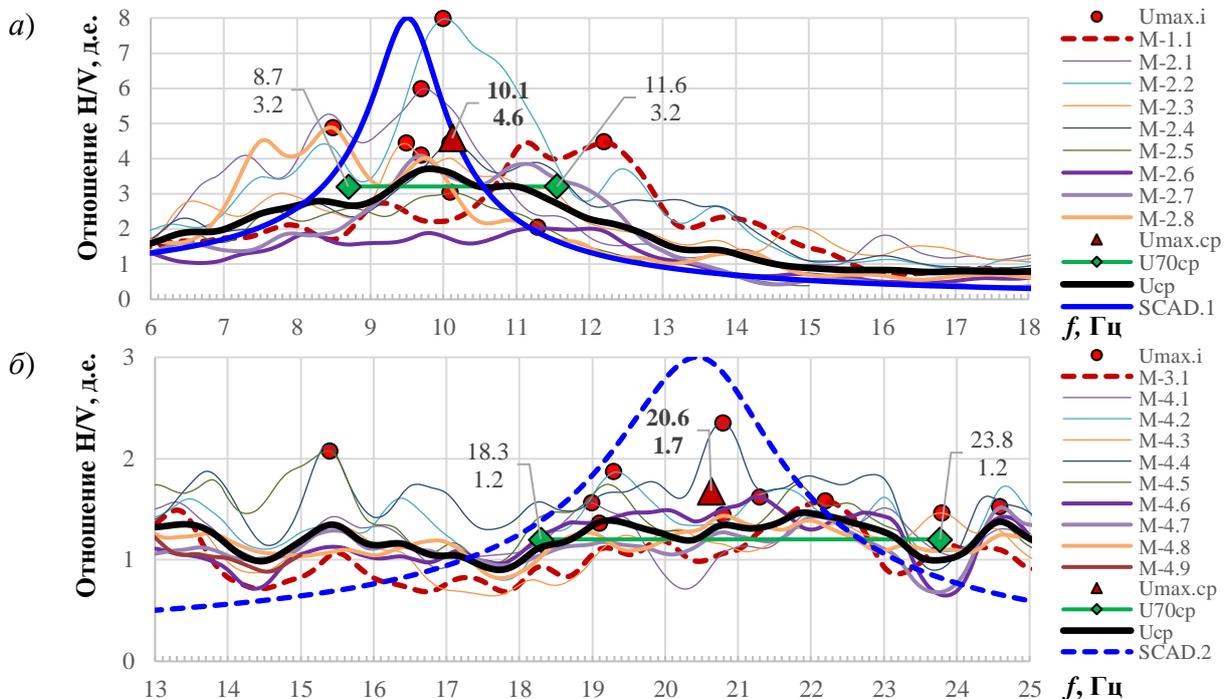


Рисунок 4.10 – Результаты оценки резонансных характеристик основания №1

HVSR методом: *a* – на дневной поверхности; *б* – на отметке верха свай.

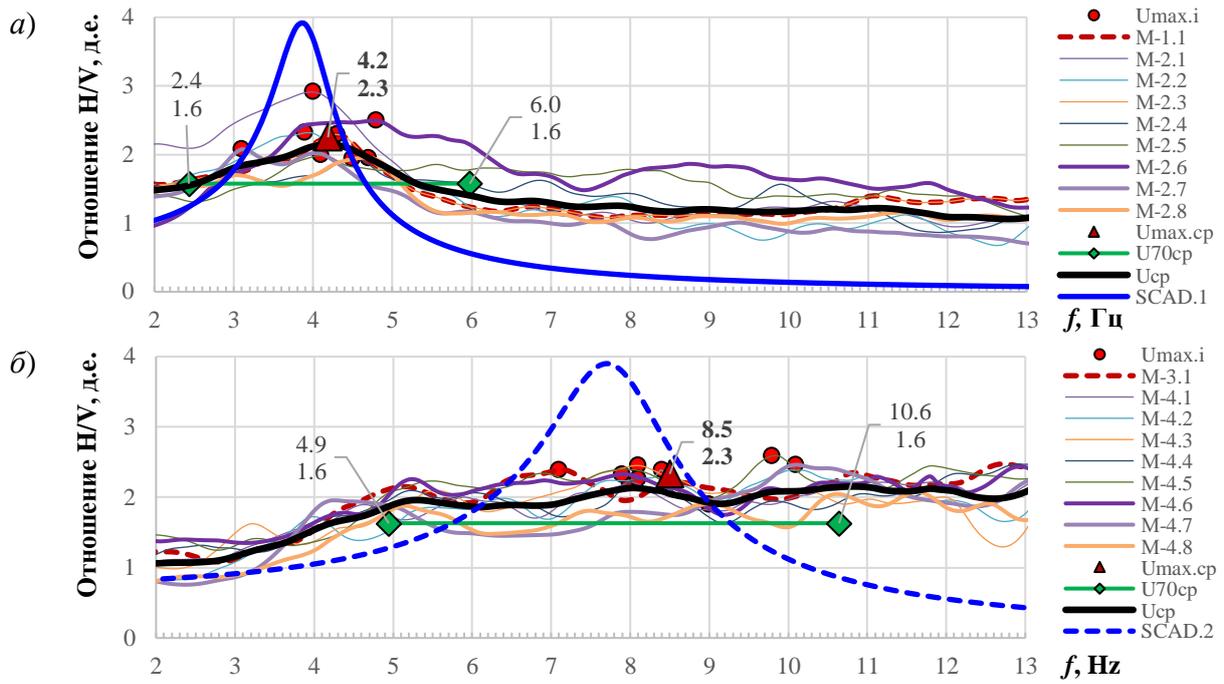


Рисунок 4.11 – Результаты оценки резонансных характеристик основания №2 HVSR методом: *a* – на дневной поверхности; *б* – на отметке верха свай.

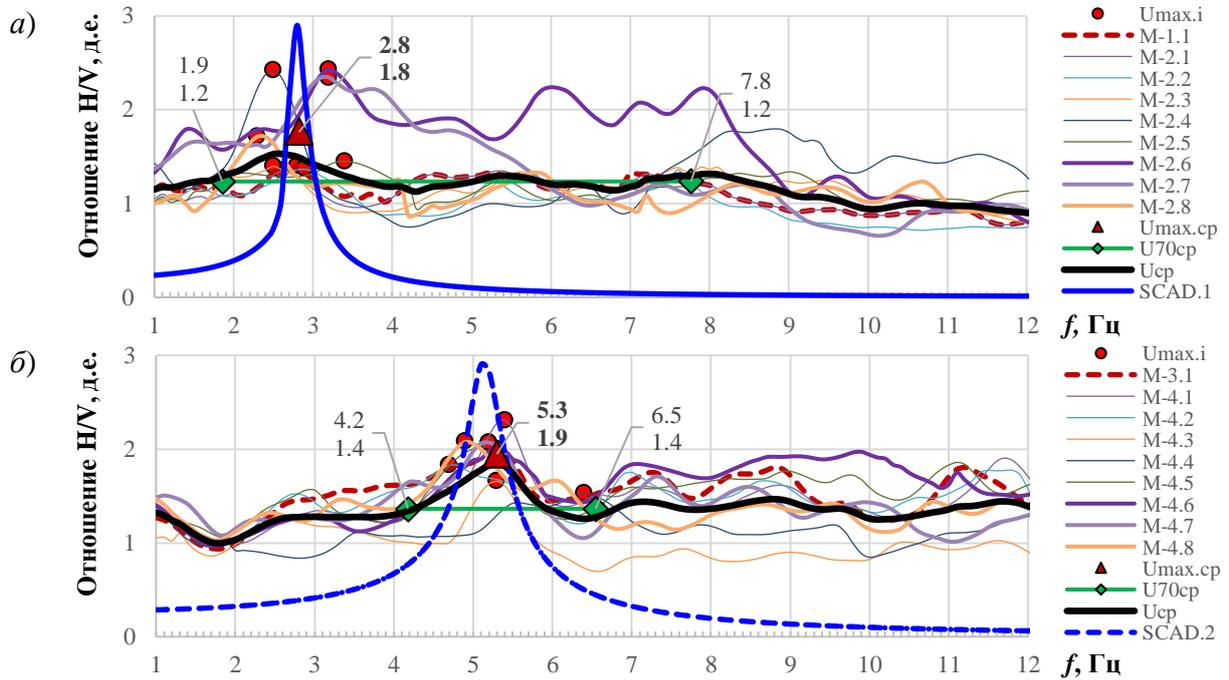


Рисунок 4.12 – Результаты оценки резонансных характеристик основания №3 HVSR методом: *a* – на дневной поверхности; *б* – на отметке верха свай.

Численные исследования были выполнены в расчетном комплексе SCAD для каждого из трех рассмотренных свайных фундаментов с использованием двух расчетных режимов для двух вариантов моделей: на дневной поверхности до устройства свай и на отметке верха свай в котловане.

Первая численная модель линейно-деформируемого грунтового основания была рассчитана на дневной поверхности с учетом тонкого слоя слабых грунтов. Теоретическая кривая, полученная с использованием режима анализа амплитудно-частотных характеристик модели (режим АЧХ), ранее была отражена на рисунках 4.10, а, 4.11, а и 4.12, а сплошной линией синего цвета с условным масштабированием безразмерных результатов модального расчета.

На рисунке 4.13, а показаны максимальные смещения ближней зоны вокруг свайного фундамента №1 с радиусом 60 м по результатам расчета на 5.5 баллов MSK-64 в уровне кровли коренных пород с использованием режима, основанного на линейно-спектральной теории (режим ЛСТ). Преобладающая частота модели грунтового основания, вычисленная методами прямой задачи с использованием режимов АЧХ и ЛСТ, равна 9.5 Гц, что соответствует данным полевых исследований (10.1 Гц) и аналитической оценке по формуле (4).

Вторая численная модель грунтового основания рассчитана на отметке дна котлована после устройства свайного поля. Теоретическая кривая АЧХ показана на рисунках 4.10, б, 4.11, б и 4.12, б штриховой линией синего цвета.

На рисунке 4.13, б показаны максимальные смещения ближней зоны радиусом 60 м по результатам расчета на 5.5 баллов MSK-64 с использованием режима ЛСТ с учетом жесткости свай фундамента №1. Значение мощности галечниковых грунтов составляет 14 м, что с учетом глубины выемки котлована характеризует толщу сейсмически активного слоя 26 м от дневной поверхности и соответствует рекомендуемой толще 30 м по таблице 4.1 СП 14.13330.

Преобладающая частота для свайного фундамента №1 составляет 20.5 Гц, что соответствует результатам полевых исследований и подтверждает корректность предложенного метода расчета. Амплитуда перемещений по верху свай снижается до 10 раз по сравнению с дневной поверхностью.

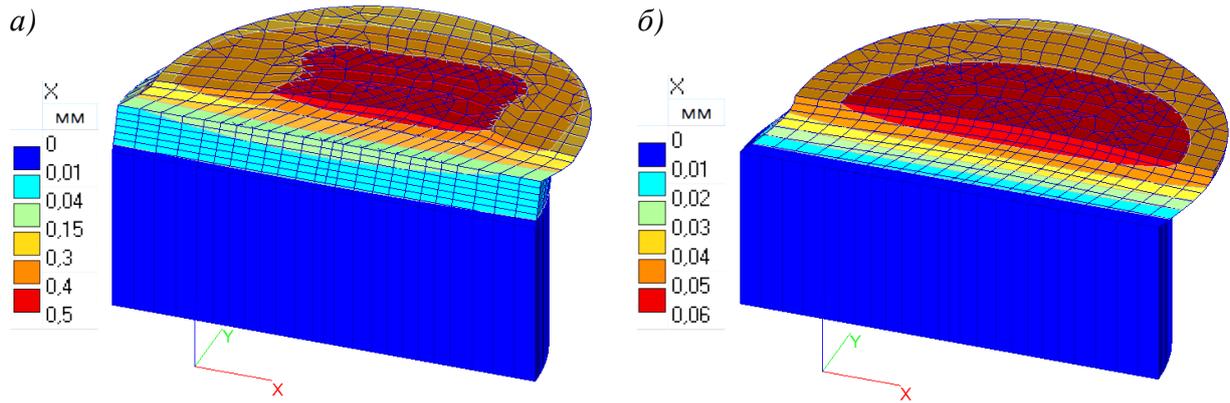


Рисунок 4.13 – Численный анализ основания №1: *a* – перемещения по X при расчете по ЛСТ (7 баллов MSK-64) на дневной поверхности; *б* – верх свай.

На рисунке 4.14 показаны максимальные смещения ближней зоны радиусом 75 м вокруг свайного фундамента №2 на дневной поверхности и на дне котлована с использованием режима ЛСТ. Расчет также выполнен на сейсмическое воздействие интенсивностью 5.5 баллов MSK-64 в уровне коренных пород. Частота колебаний грунтового основания II категории по сейсмическим свойствам в двух вариантах модели до и после устройства свай соответствует результатам натурных исследований. Амплитуда колебаний на отметке верха свай снижается в 4 раза по сравнению с дневной поверхностью. Отличие от ранее рассмотренного свайного фундамента №1 связано с диаметром буровых свай, который в 2.5 раза меньше, а также меньшей сейсмической жесткостью грунтов II категории на отметке дна котлована по сравнению с I категорией в 3-5 раза, что видно исходя из сравнения амплитуд колебаний фундаментов.

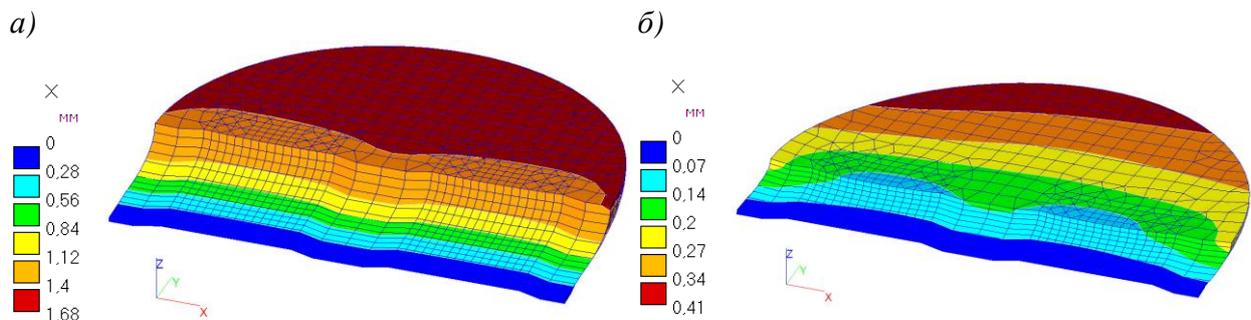


Рисунок 4.14 – Численный анализ основания №2: *a* – перемещения по X при расчете по ЛСТ (7 баллов MSK-64) на дневной поверхности; *б* – верх свай.

На рисунке 4.15 приведены максимальные смещения ближней зоны радиусом 60 м вокруг свайного фундамента №3 на дневной поверхности и на дне котлована. Амплитуда колебаний основания, сложенного грунтами III категории по сейсмическим свойствам, на отметке верха свай снижается также в 4 раза по сравнению с дневной поверхностью. При этом значение амплитуды увеличивается в два раза до 4.16 мм. Преобладающая частота свайного фундамента №3 на грунтах III категории на дневной отметке и в уровне верха свай также снижается в 1.5 раза по сравнению с основанием II категории.

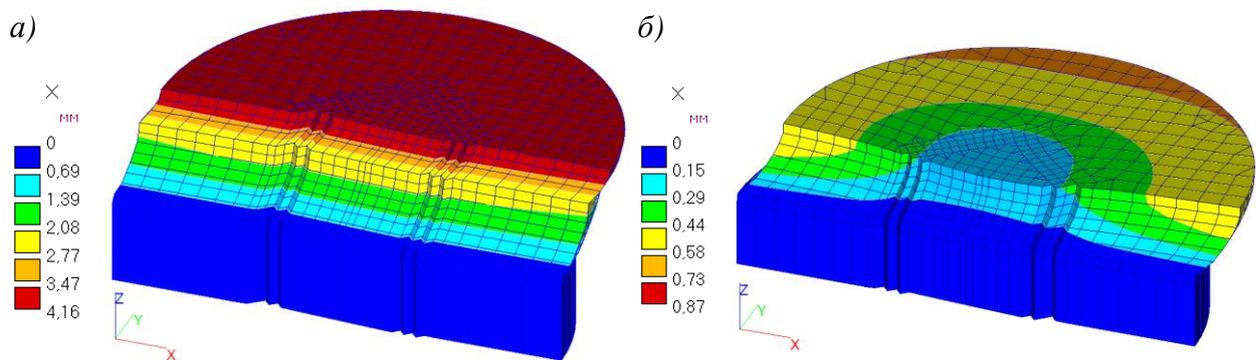


Рисунок 4.15 – Численный анализ основания №3: *а* – перемещения по X при расчете по ЛСТ (7 баллов MSK-64) на дневной поверхности; *б* – верх свай.

### Выводы по четвертой главе

По результатам выполненных полевых натурных исследований подтверждена корректность предлагаемого численного метода расчета большеразмерных свайных фундаментов. Калибровочным параметром численных моделей в МКЭ является мощность сейсмореализующего слоя  $H_{Vr}$ , которая должна приниматься по результатам полевой оценки резонансных характеристик грунтов на этапе изысканий методом микросейсмического зондирования с дальнейшей интерпретацией методом Накамуры. Более точное определение динамических свойств грунтов авторы рекомендуют выполнять методом скважинного сейсмического каротажа при наличии буровых скважин с обсадной трубой или при статическом зондировании методом SCPT [183, 184, 185].

## ГЛАВА 5. РЕКОМЕНДАЦИИ ПО ПРОГНОЗИРОВАНИЮ КОЛЕБАНИЙ БОЛЬШЕРАЗМЕРНЫХ СВАЙНЫХ ФУНДАМЕНТОВ

В данной главе приведены рекомендации к применению комплексного метода расчета большемерных свайных фундаментов, включая блок-схему алгоритма расчета с кратким описанием этапов. Также даны рекомендации по полевой оценке параметров демпфирования основания и несущей способности свай при сейсмических нагрузках. Определены направления дальнейшего развития темы научных исследований.

### 5.1 Рекомендации к применению комплексного метода расчета большемерных свайных фундаментов

В качестве решения заключительной пятой задачи исследований выполнена разработка практических рекомендаций по применению трех предложенных моделей, входящих в состав комплексного метода расчета большемерных свайных фундаментов на статические и динамические воздействия. Блок-схема применения комплексного метода расчета приведена на рисунке 5.1.

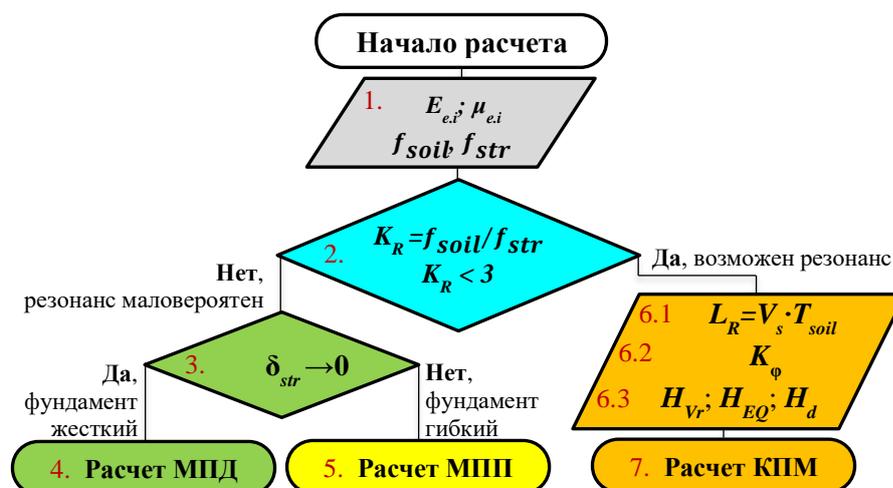


Рисунок 5.1 – Блок-схема алгоритма расчета большемерных свайных фундаментов

Алгоритм применения комплексного метода расчета большеразмерных свайных фундаментов включает следующие семь этапов:

1. На первом этапе, обозначенным на схеме серым цветом, выполняется определение исходных данных для оценки критерия резонанса, к которым относятся упругие деформационные свойства грунтов и материалов конструкций, в первую очередь модуль начальных деформаций  $E_e$  и коэффициент упругих поперечных деформаций  $\mu_e$ , преобладающая резонансная частота колебаний грунтового основания на отметке заложения фундамента  $f_{soil}$  и расчетные значения собственных частот горизонтальных колебаний сооружения  $f_{str}$ .

2. Вторым этапом, выделенным на схеме бирюзовым цветом, производится проверка отсутствия резонанса основания и сооружения по критерию резонанса  $K_R$ , который детально исследован и описан в разделе 2.1 второй главы.

3. Третьим этапом, указанным на схеме бирюзовым цветом, при  $K_R > 3$  оценивается податливость фундамента  $\delta_{str}$  по формуле (2.20).

4. При  $K_R > 3$  в условиях малой вероятности резонанса основания с сооружением на жестком фундаменте при  $\delta_{str} \rightarrow 0$  применяется контактная «Модель пропорциональных деформаций» (МПД). Четвертый этап, на котором в указанных условиях расчет завершается, обозначен на схеме зеленым цветом и подробно описан в разделе 2.3 второй главы.

5. При отсутствии резонанса основания с податливым сооружением на гибком фундаменте ( $K_R > 3$  и  $\delta_{str} \gg 0$ ), применяется двухпараметрическая контактная «Модель полупространства» (МПП). Пятый этап, на котором в указанных условиях расчет завершается, обозначен на схеме желтым цветом и подробно описан в разделе 2.4 второй главы.

6. В случае выявления риска развития резонанса основания и сооружения при  $K_R < 3$  для фундамента любой жесткости выполняется переход на шестой этап расчета, обозначенный на схеме оранжевым цветом и включающий следующие три дополнительных пункта:

- выполняется оценка минимальной длины волны сейсмических волн  $L_R$  и соответствующих правил дискретизации пространственной модели массива грунта с использованием энергетического волнового критерия, представленных в разделах 2.5.1 и 2.5.2 второй главы;
- определяется эквивалентная угловая жесткость  $K_\phi$  укрупнённой динамической свайной ячейки, объединяющей согласно положениям раздела 2.5.3 второй главы несколько свай в одну группу с целью соответствия шага свайных ячеек разреженному шагу конечных элементов после оптимизации пространственной модели основания с использованием энергетического волнового критерия дискретизации;
- определяются дополнительные параметры: мощность сейсмореализующей толщи  $H_{Vr}$  (согласно методике полевых исследований или численного моделирования, описанных в четвертой главе); оценка свободной длины свай без контакта с грунтом  $H_{EQ}$  или  $H_d$  по данным лабораторных исследований на сейсморазжижение согласно рекомендациям, приведенным в разделе 5.2 настоящей главы.

7. С использованием параметров, вычисленных на предыдущем этапе, выполняется расчет большеразмерного свайного фундамента с использованием «Комбинированной пространственной модели» (КПМ) и проводится анализ влияния резонансных эффектов на внутренние усилия и деформации в системе «основание – свайный фундамент – сооружение».

Для повышения точности определения динамических свойств грунтов по сравнению с нормативными значениями по Приложению В СП 358.1325800 рекомендовано выполнять при сейсмическом микрорайонировании, включающими наземный метод сейсмической томографии для определения начальных упругих деформационных характеристик, методами HVSR анализа по данным регистрации малоамплитудных колебаний и методом скважинного сейсмического каротажа [183, 184, 185].

## 5.2 Рекомендации по оценке параметров демпфирования основания

При выполнении динамических расчетов свайных оснований одним из ключевых параметров является оценка демпфирующих свойств в расчетной модели. В практике проектирования широко используются три основных метода моделирования динамических воздействий и соответствующие им методы задания демпфирующих свойств в материалах конструкций и основания, которые дают близкие результаты в условиях резонанса и отсутствия демпфирования: 1) метод анализа амплитудно-частотных характеристик в частотном диапазоне с использованием параметра демпфирования  $\xi$ ; 2) модальный метод на основе анализа форм собственных колебаний системы с использованием параметра демпфирования  $\xi$ ; 3) прямое интегрирование уравнений движения во времени с использованием Рэлеевских коэффициентов  $\alpha$  и  $\beta$ , зависящих от двух априорно заданных частот и параметра демпфирования  $\xi$ , или с непосредственным использованием материального демпфирования  $\xi$ .

Основным универсальным показателем демпфирования принято считать параметр демпфирования в долях от критического  $\xi$ , который в два раза меньше неупругого сопротивления материалов  $\gamma$  и приблизительно в  $2\pi$  раз меньше логарифмического декремента колебаний  $\delta$  (рисунок 5.1, а), натурального алгоритма от значений двух ближайших амплитуд колебаний, равному обратной величине от числа колебаний  $N_e$  за время снижения амплитуды в  $e = 2,72$  раза:

$$\xi = \frac{\gamma}{2} = \frac{\delta}{\sqrt{(2\pi)^2 + \delta^2}} \approx \frac{\delta}{2\pi}; \quad \delta = \ln(z_1/z_2). \quad (5.1)$$

На основании исследований, указанных в таблице 5.1, значение параметра демпфирования при проектировании принимается  $\xi=0,05$  для кирпичной кладки, бетона и железобетона;  $0,025$  – для деревянных конструкций;  $0,0125$  – стальных.

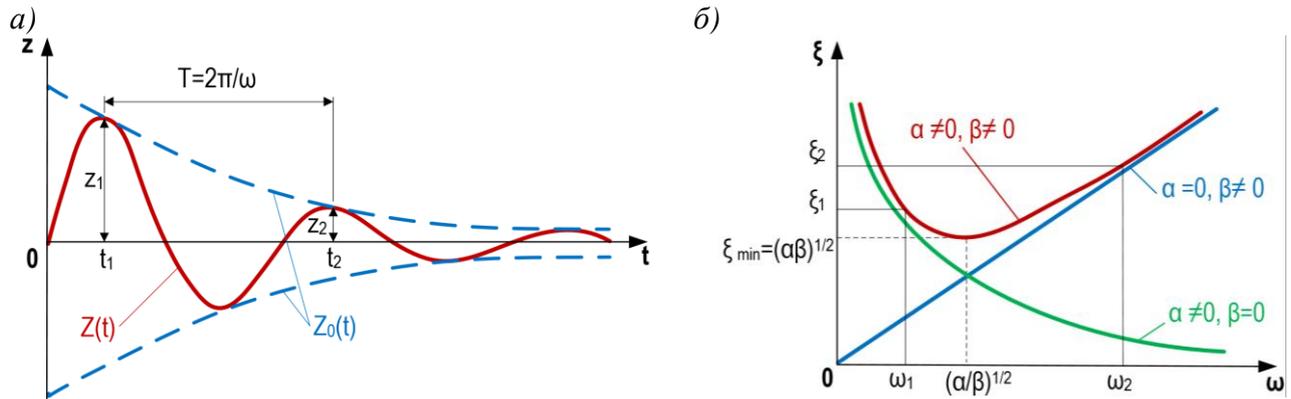


Рисунок 5.1 – Основные графические зависимости к описанию демпфирования:

а) декремента колебаний; б) коэффициенты Рэлея  $\alpha$  и  $\beta$ .

Таблица 5.1 – Значения демпфирования по экспериментальным данным

Конструкция	Значение $\psi=2\gamma$			Значение $\gamma_{cp}=2\xi$	Автор исследования
	от	до	среднее		
Стальные мосты	0,04	0,30	0,17	0,027	Бернштейн С.А.
	0,02	0,29	0,17	0,027	Ильясевич С.А.
Стальные дымовые трубы	0,08	0,16	0,11	0,0175	Барштейн М.Ф.
Железобетонные ребристые перекрытия	0,39	0,78	0,57	0,1	Сорокин Е.С.
Железобетонные безбалочные перекрытия	–	–	0,56	0,089	Хорт
Железобетонные крупнопанельные перекрытия высотных зданий:					Томсон О.И.
а) до замоноличивания стыков;	0,2	0,24	0,22	0,035	
б) после замоноличивания стыков.	0,44	0,6	0,52	0,083	
Железобетонные перекрытия	0,32	0,57	0,44	0,07	Росен М.
Железобетонные своды по стальным балкам	0,36	1	0,68	0,108	Барштейн М.Ф.
Кирпичные своды по стальным балкам	0,47	0,9	0,68	0,108	Сорокин Е.С.
Железобетонные подкрановые балки:					
а) до замоноличивания стыков;	0,24	0,4	0,32	0,051	
б) после замоноличивания стыков.	0,38	0,56	0,47	0,075	
Железобетонные балки	0,35	0,78	0,56	0,089	Павлюк Н.П.
Железобетонные рамы	0,35	0,45	0,38	0,061	Савинов О.А.
Железобетонные мосты	–	–	0,63	0,1	Росен М.

В большинстве расчетных комплексов для моделирования демпфирования при расчетах методом прямого интегрирования уравнений движения используется пропорциональное затухание в виде матрицы диссипации Рэлея, в которой слагаемое  $\alpha[M]$  относится к нижним собственным частотам, а  $\beta[K]$  – к верхним:

$$[C] = \alpha[M] + \beta[K], \quad (5.2)$$

где  $[M]$  – матрица массы,  $[K]$  – матрица жесткости,  $\alpha$  – постоянный инерционный коэффициент для описания зависимости демпфирования системы от узловых масс согласно рисунку 5.1, б, а  $\beta$  – постоянный коэффициент демпфирования системы в материалах конструкций пропорционально жесткости для двух известных значений параметров демпфирования  $\xi_i$  и  $\xi_n$  на круговых частотах  $\omega_i$  и  $\omega_n$ , позволяющих определить параметр демпфирования  $\xi$  произвольной частоты  $\omega$ :

$$\alpha = \frac{2\omega_i\omega_n(\xi_i\omega_n - \omega_i\xi_n)}{\omega_n^2 - \omega_i^2}, \quad \beta = \frac{2(\xi_n\omega_n - \omega_i\xi_i)}{\omega_n^2 - \omega_i^2}, \quad \xi = \frac{1}{2} \left( \frac{\alpha}{\beta} + \beta\omega \right). \quad (5.3)$$

Основным преимуществом модели Рэлея является простота расчета больших систем со многими степенями свободы всего по двум заданным собственным частотам данной системы или на основании справочных данных. Однако эта модель демпфирования обладает большим количеством недостатков, связанных с тем, что она была написана в 1878 году Стреттом Д.У., в последствии известным как лорд Рэлей третий, для формализации комплексной теории колебаний в монографии «Теория звука». В итоге он отошел от физичности модели демпфирования введением учета матрицы масс, которая не должна влиять на диссипативные силы. Указанное приводит к ряду проблем, по которым эта модель демпфирования не может быть использована для рассматриваемой задачи.

Во-первых, метод позволяет получить матрицу диссипации только для однородных по материалу систем со многими степенями свободы, а учет неоднородного демпфирования в грунтах невозможен в пространственной модели. Диссипативные свойства грунтового основания могут быть учтены исключительно на контакте с фундаментом с использованием одноузловых вязких демпферов, либо путем сложного пространственного распределения этих демпферов по их грузовым площадям в пространственной модели грунтового основания.

Во-вторых, предлагается воспроизводить заданный коэффициент модального демпфирования только на двух априорно определенных частотах, в то время как в континуальных системах грунтовой среды может не быть явно выраженных двух частот колебаний.

Наконец, седлообразная кривая зависимости затухания от частоты гарантированно занижает модальное демпфирование в интервале между парой выбранных частот, что к середине интервала может оказаться существенным и привести к завышенному консерватизму результатов расчета. При этом искусственное занижение демпфирования иногда приводит к «аномальному» занижению сейсмических реакций, что объясняется связью реакций с частотным составом воздействия относительно собственных частот системы. Подобный эффект приходится выявлять путем вариационного сравнения спектров ответа колебаний системы при различных заданных значениях демпфирования, вместо выбора одного определенного спектра по результатам инженерно-сейсмологических изысканий площадки.

В альтернативной постановке задачи Фиалко С.Ю. [188] предложил матрицу диссипации  $[C]$  представить в виде демпфирования по типу материала, независимо от частот колебаний сооружения, что предельно упрощает применение методов прямой динамики к решению стандартных инженерных задач и соответствует научным задачам исследования авторов:

$$[C] = \sum_e \xi_e [P_e]^T [K_e] [P_e], \quad (5.4)$$

где  $[K_e]$  – матрица жесткости конечного элемента  $e$ ;  $[P_e]$  – матрица перестановок;  $\xi_e$  – коэффициент относительного демпфирования в долях от критического для материала конечного элемента из нормативной или справочной литературы.

В связи с очевидными недостатками метода Рэлея и уникальной реализацией многокомпонентного материального демпфирования в среде расчетного комплекса SCAD 21.1, авторами был использован именно данный программный комплекс.

В качестве метода экспериментального определения демпфирования грунтовых сред авторами рассматривается микросейсмический метод регистрации слабых движений дневной поверхности грунтового основания на отметке заложения фундамента или ростверка. Процесс затухания оценивается по

результатам серии импульсов от падения мешка с песком массой 25 кг с высоты 1 метр и на удалении 1 метр от датчика сейсмографа.

На рисунке 5.2, *a* показан пример исследований грунтового основания многоэтажного здания в г. Кемерово. На рисунке 5.2, *б* представлена диаграмма сравнения эмпирических расчетных значений параметра демпфирования в долях от критического с результатами инструментальных измерений.

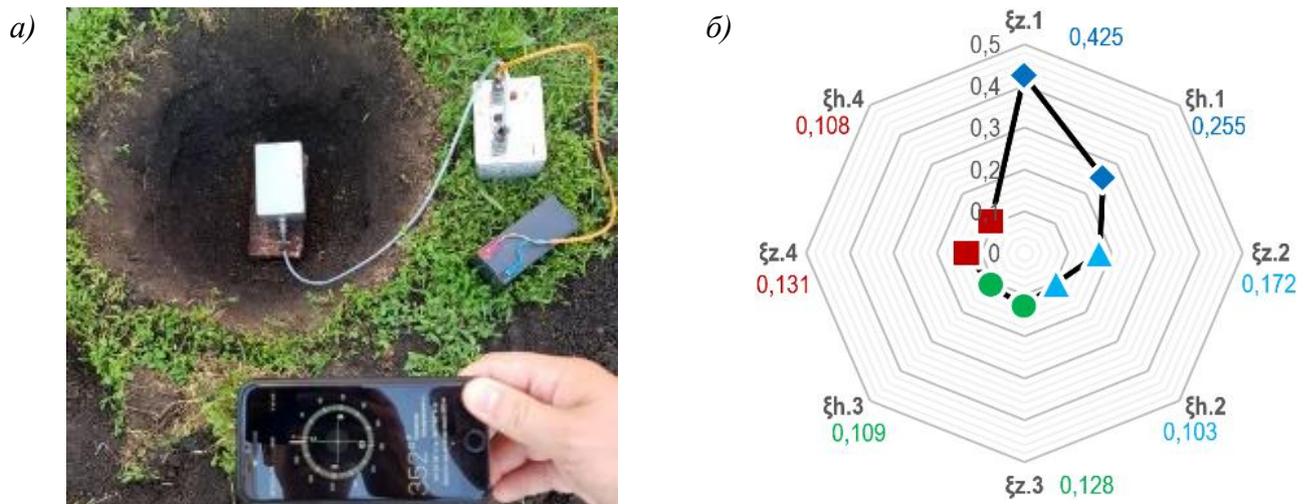


Рисунок 5.2 – Пример микросейсмического измерения частотной характеристики и демпфирования грунтового основания: *a*) общий вид датчика в шурфе; *б*) результаты определения демпфирования в основании по трем эмпирическим методам (1-3) и по данным эксперимента (4).

Согласно положениям СП 26.13330, параметр демпфирования может быть определен для двух типов динамического воздействия. По формуле (14) СП 26.13330 вычисляется относительное демпфирование для неустановившихся колебаний для вертикального  $\xi_{zI}$  и горизонтального  $\xi_{hI}$  направлений, обозначенных на диаграмме синим цветом.

Как было ранее выявлено авторами [169], данные значения соответствуют методике ASCE 4-16 для вычисления демпфирующих свойств основания в условиях сейсмических воздействий. Тем не менее, результаты экспериментальных исследований методом измерения слабых импульсных

воздействий оказываются ближе к расчетным эмпирическим значениям для установившихся колебаний, определяемых по формуле (13) СП 26.13330. Данные значения на диаграмме показаны голубым цветом как  $\xi_{Z2}$  и  $\xi_{H2}$ .

Инструментальные измерения демпфирования в основании выполнялись в двух точках. В точке №1 на дневной поверхности основания с заглублением 0.5 м.

Для вертикальной компоненты колебаний основания в точке №1 по оси Z при доминантной частоте  $f_{Z3}=9.7$  Гц по соответствующему спектру значение логарифмического декремента колебаний составило  $\delta_{Z3}=0.69$ . Для горизонтальных компонент по направлениям X (Север-Юг) и Y (Восток-Запад) на соответствующих доминантных частотах спектров  $f_{X3}=9.1$  и  $f_{Y3}=9.3$  Гц значения логарифмического декремента колебаний составили  $\delta_{X3}=0.81$  и  $\delta_{Y3}=1.02$ . Среднегеометрическое значение логарифмического декремента горизонтальных колебаний  $\delta_{H3}=0.92$ .

Измерения в точке №2, выполненные в центре свайного ростверка в подвальном этаже здания, для трех доминантных частот по тем же ортогональным направлениям  $f_{Z4}=11.3$  Гц,  $f_{X4}=9.4$  Гц и  $f_{Y4}=9.2$  Гц. Аналогичные значения логарифмического декремента колебаний составили  $\delta_{Z4}=0.83$  и  $\delta_{H4}=0.81$ .

Переход к универсальному параметру демпфирования в долях от критического с целью сопоставления с данными эмпирических расчетных значений был выполнен по следующей формуле:

$$\xi = \frac{\delta}{\sqrt{(2\pi)^2 + \delta^2}}. \quad (5.5)$$

По итогу анализа диаграммы на рисунке 5.2, б следует, что полученные значения параметра демпфирования практически идентичны для центральной точки фундамента, для грунтового основания и соответствуют значениям затухания от установившихся колебаний по методике СП 26.13330.

Для определения параметра демпфирования при расчете сооружения совместно с грунтовым основанием рекомендуют применять подход, используемый для оценки несущей способности свай в сейсмических условиях по результатам статических испытаний грунтов сваями, рассмотренный в разделе

5.3. В рамках этого подхода для данного примера коэффициент увеличения параметра демпфирования при переходе от установившихся колебаний к произвольным  $k_{\xi.eq}$ , равному отношению  $\xi_{z1}/\xi_{z2}=2.47$  и определяемому как эквивалентное соотношение формул (13) и (14) по СП 26.13330:

$$k_{\xi.eq} = \frac{6 \sqrt{\frac{E}{c_{zp}}}}{\frac{2}{\sqrt{p}}}. \quad (5.6)$$

Таким образом, для корректного прогноза колебаний большеразмерных свайных фундаментов необходим расчет следующих дополнительных параметров:

- Определение демпфирования массива грунта по результатам малоамплитудных микросейсмических исследований и расчет коэффициента перехода  $k_{\xi.eq}$  от слабых к сильным колебаниям (5.6);
- Увеличение размеров сетки модели с использованием энергетического критерия и с применением укрупненной динамической свайной ячейки для сопоставления размера конечных элементов и шага свай (раздел 2.5.1 Главы 2).
- Определение несущей способности свай статическими вдавливающими нагрузками и переход к сейсмическим условиям с использованием коэффициента  $k_{eq}$  (раздел 5.3 Главы 5).

### **5.3 Определение несущей способности свай на этапе длительного и сейсмического нагружения**

При выполнении динамических расчетов большеразмерного свайного фундамента с целью корректного определения усилий в сваях необходимо учитывать предварительную историю нагружения на этапе статического нагружения. Численное решение большеразмерных фундаментов может быть оптимизировано за счет использования аналитического и численно-аналитического решения вертикальной осадки каждой отдельной свай.

Преимуществом аналитического описания сдвиговой модели вертикально нагруженной одиночной сваи является простота её применения для автоматизации численных расчетов методом конечных элементов [63, 168, 189]. Однако математическое изложение с избыточным количеством коэффициентов существенно затрудняет восприятие физического смысла метода.

С целью упрощения аналитической методики и привязки параметров к физическим процессам при вертикальном нагружении одиночной сваи предложено использовать предельный радиус взаимного влияния соседних свай на осадку рассматриваемой сваи  $a_{lim}$  (5.7). Этот параметр является радиусом цилиндрической геомеханической модели, по высоте равной длине сваи  $L$  с подстилающим слоем  $0,5L$  (рисунок 5.3). При решении задачи методом конечных элементов естественным образом учитывается возможность продольных деформаций в бетонном теле сваи. После исключения осадок за счет деформации бетонного тела сваи и введения радиуса влияния упрощается аналитическая модель осадки рассматриваемой одиночной сваи  $S_i$  и модель осадки сваи в составе группы  $S_{i,gr}$  (5.8) из  $j$  свай на двухслойном основании от вертикального усилия  $N$  на сваю:

$$a_{lim} = k_v \frac{G_1 L}{2G_2} = (2.82 - 3.78\nu + 2.18\nu^2) \frac{G_1 L}{2G_2}; \quad (5.7)$$

$$S_i = 0.17 \ln \left( \frac{a_{lim}}{2d} \right) \frac{N_i}{G_1 L}; \quad S_{ad,ij} = 0.17 \ln \left( \frac{a_{lim}}{a_j} \right) \frac{N_j}{G_1 L}; \quad S_{i,gr} = S_i + \sum_{j \neq i} S_{ad,ij}. \quad (5.8)$$

где  $G_1$  – средневзвешенный модуль сдвига слоев грунта, прорезаемых сваями;  $G_2$  – то же, в пределах глубины  $0,5L$  или  $10d$  приведенных диаметров свай;  $\nu$  – среднеарифметическое значение между коэффициентом Пуассона под пятой  $\nu_2$  и средневзвешенным значением  $\nu_1$  для грунтов, прорезаемых сваями.

Также предлагается дальнейшее развитие цилиндрической геомеханической модели одиночной сваи путем замены аналитического описания для области сдвиговых линейных деформаций по длине сваи на численное решение методом конечных элементов для многослойного осесимметричного объемного тела [190]. Численный алгоритм осесимметричной модели в Mathcad (рисунок 5.3, а)

верифицирован с пространственной моделью из объемных конечных элементов и с осесимметричной моделью в SCAD (рисунки 5.3, б и в).

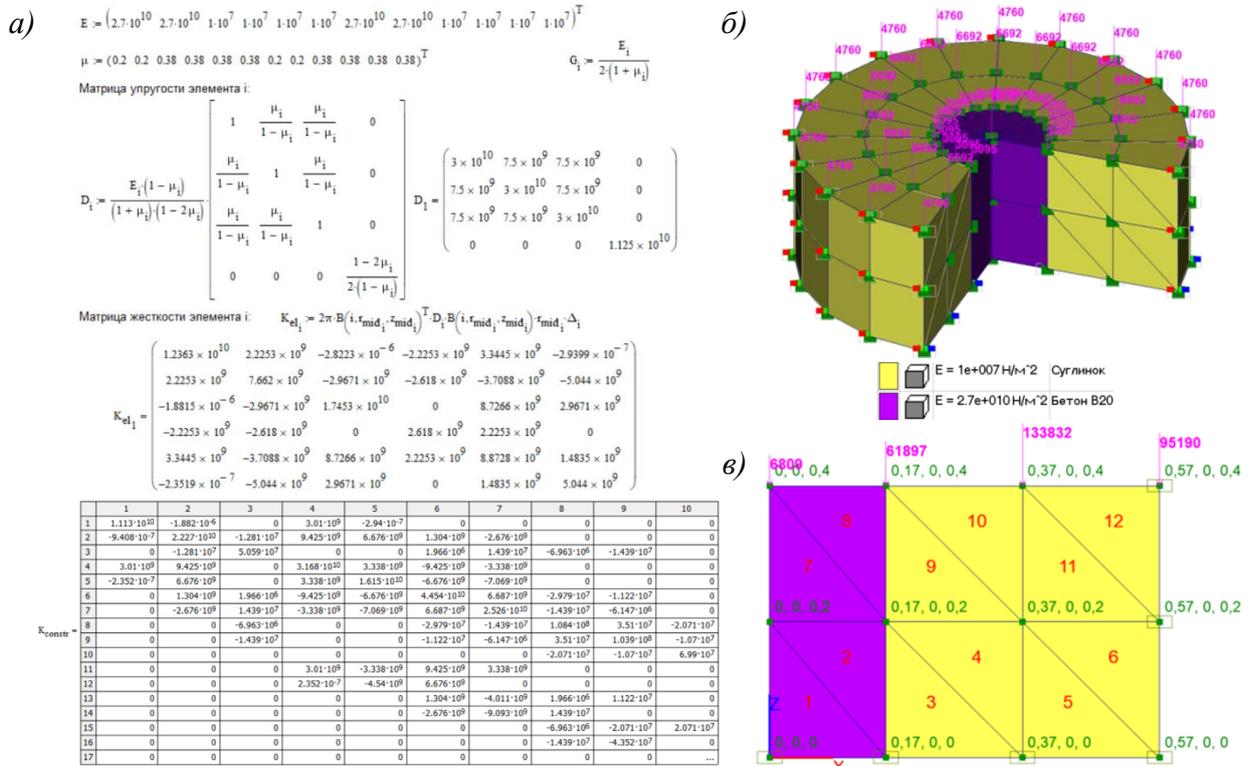


Рисунок 5.3 – Верифицируемые модели цилиндрической ячейки:

а) Mathcad 2D; б) SCAD 3D; в) SCAD 2D.

В качестве верификационного примера рассмотрен фрагмент ячейки высотой 0,4 м и радиусом 0,57 м, когда свая-стойка диаметром 0,3 м из бетона В20 прорезает суглинок с модулем деформации 10 МПа и опирается нижним концом на несжимаемое основание.

Максимальная погрешность реакции в численном решении Mathcad в узле №2 составила 0,7% (рисунок 5.4, а), а вертикальной деформации в узле №7 – 0,3% по сравнению с осесимметричным решением в SCAD (рисунок 5.4, б).

Максимальная осадка в верхнем краевом узле в пространственной задаче SCAD составила 6,28 мм, что на 1,5% больше, чем 6,19 мм – для осесимметричных решений в Mathcad и SCAD (рисунок 5.5).

Максимальная погрешность для вычисленных вертикальных напряжений  $\sigma_z$  составляет 8,8% в элементе №7 и резко убывает до 0,004% к периферии ячейки по

мере удаления от концентраторов напряжений вдоль оси вращения (рисунок 5.5, б и в), что допускает моделирование тела сваи двумя рядами КЭ.

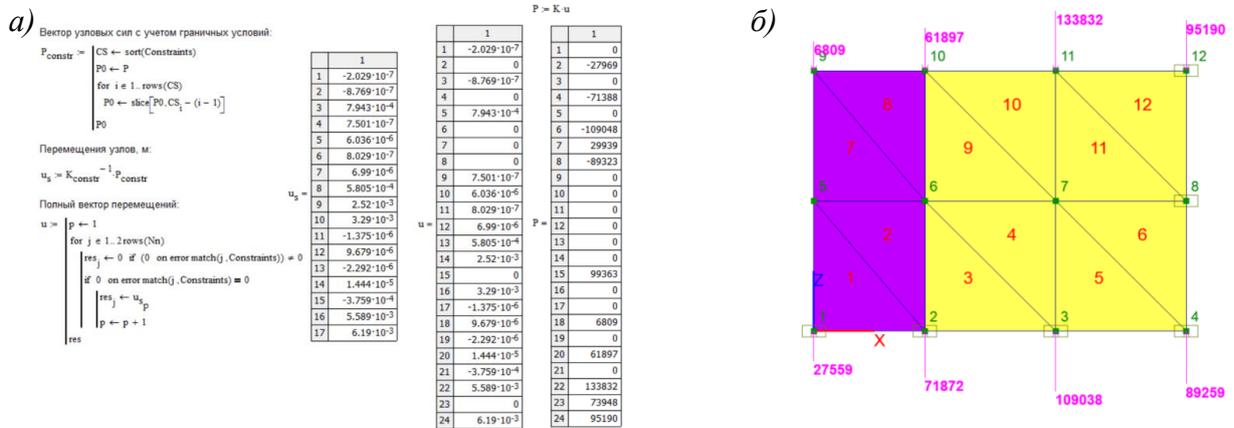


Рисунок 5.4 – Реакции в узлах осесимметричных моделей: а) Mathcad; б) SCAD.

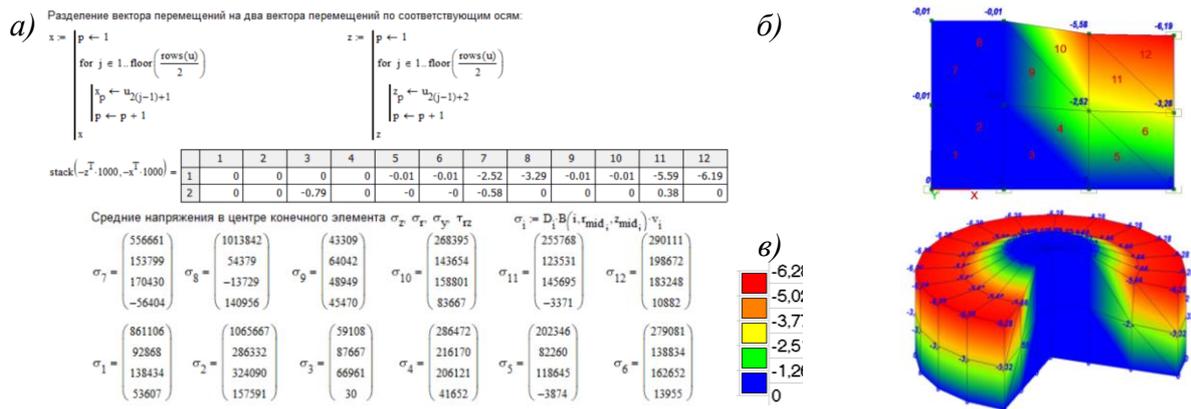


Рисунок 5.5 – Осадки в узлах и напряжения в центре КЭ моделей:

а) Mathcad 2D; б) SCAD 2D; в) SCAD 3D.

При сравнении результатов расчета одиночной сваи длиной 12 м в суглинистом грунте в упругой осесимметричной постановке (рисунок 5.6, а) с мощностью подстилающего слоя  $0,5L$ , получаемый результат на 24% меньше значения, полученного при аналитическом решении (5.8).

Увеличение толщины упругого подстилающего слоя до глубины сжимаемой толщи условного фундамента оказывается недостаточным (рисунок 5.6, б). Соответствие численного и аналитического решения достигается при учете в осесимметричной модели двойной глубины сжимаемой толщи  $2 \times H_c = 22,8$  м

(рисунок 5.6, в). Это связано с тем, что под пятой сваей образуются зоны уплотненного ядра I и предельного равновесия II. Полное исключение из численного решения подстилающего слоя оставляет только жесткость сдвига по боковой поверхности и приводит к  $S_{\tau}=6,41$  мм с превышением на 4,8% по сравнению с аналитическим решением (рисунок 5.6, д).

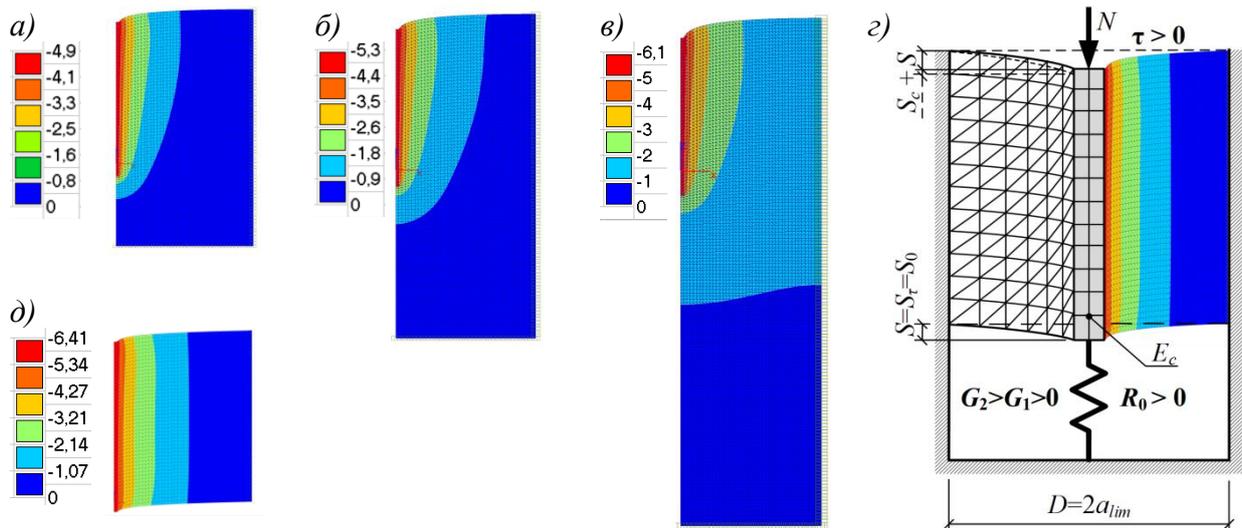


Рисунок 5.6 – Анализ осадок сваи длиной  $L$  и переменной мощностью подстилающего основания: а)  $0,5L$ ; б)  $L$ ; в)  $2L$ ; г) отсутствие подстилающего основания; д) схема комбинированной осесимметричной модели сваи с аналитической жесткостью подстилающего основания по Шлейхеру.

Упругое численное осесимметричное решение задачи не учитывает возможности развития пластических деформаций под пятой сваей, в отличие от аналитического решения. Предлагается комбинированный подход с целью достижения соответствия численного и аналитического решений задачи. В осесимметричной модели подстилающий слой заменяется на эквивалентную жесткость основания под пятой сваей (рисунок 5.6, г), соответствующую аналитическому решению для осадки круглого штампа [19]. Применение линейного численного решения для многослойной толщи грунтового основания, прорезаемого сваей, и эмпирического решения для упругопластических

деформаций под пятой сваи позволяет ускорить вычисления при расчете осадок большеразмерных свайных или комбинированных свайно-плитных фундаментов.

Анализ нелинейного поведения осесимметричной модели сваи при её вертикальном нагружении выполнен на основании данных натурального эксперимента [74, 75]. На рисунке 5.7, а показана условная расчетная схема испытуемой стальной сваи диаметром 150 мм, длиной 5 м, погруженной в глинистые грунты. На рисунке 5.7, б приведена расчетная модель в программе ALTERRA и анализ вертикальных деформаций на последней ступени.

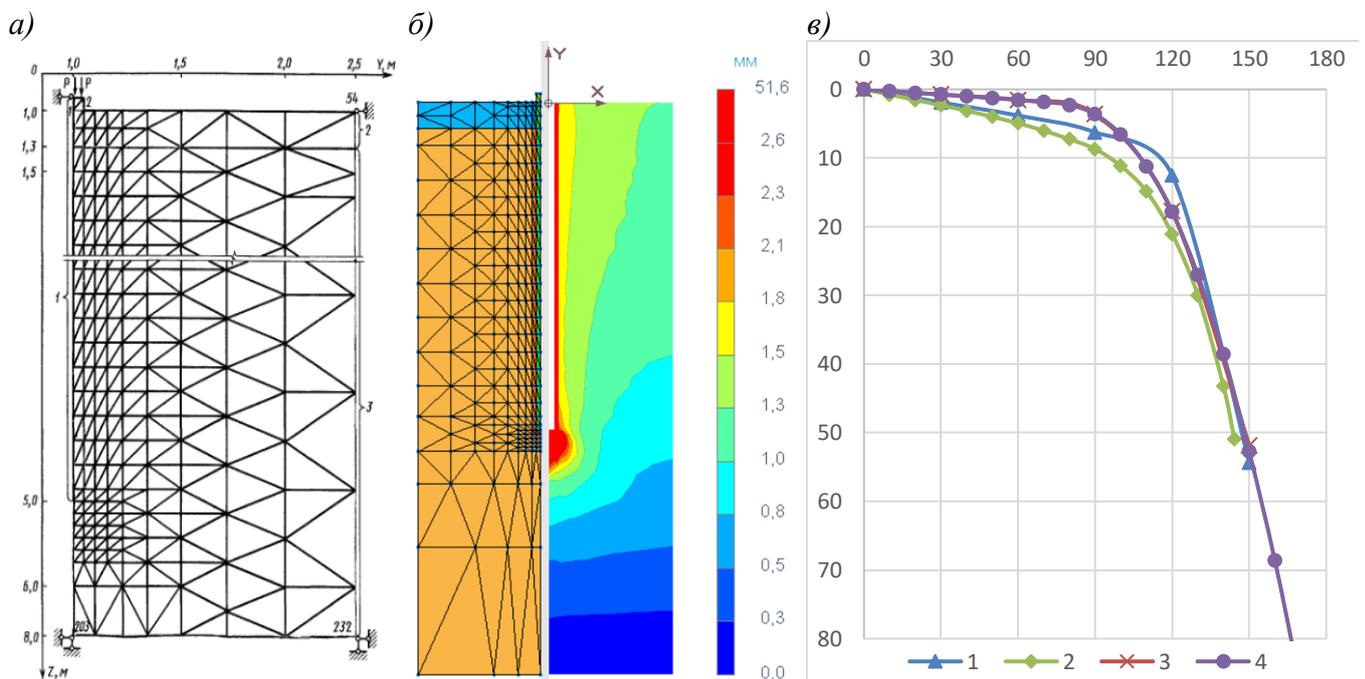


Рисунок 5.7 – Верификация модели по данным натурального эксперимента Носкова И.В.:

а) расчетная схема; б) расчетная модель и деформаций на последней ступени нагружения; в) результаты анализа по данным натурального эксперимента (1), численного моделирования с использованием нелинейной модели Фадеева А.Б. (2), тоже – Мора-Кулона с такими же шагами нагружения (3) и с уменьшенным интервалом шагов и дополнительными ступенями (4).

Как видно из анализа графиков «нагрузка-осадка» на рисунке 5.7, в, результаты натуральных испытаний тестовой сваи в глинистых грунтах (кривая 1) хорошо согласуются как с исходными результатами численного моделирования с

использованием нелинейной модели Фадеева А.Б. (кривая 2), так и с результатами решения с упруго-пластической моделью Мора-Кулона (кривая 3).

Данный пример дополнения натуральных испытаний результатами численного моделирования имеет несколько преимуществ. Когда предпоследняя ступень оказывается существенно ниже предельной осадки сваи, а последняя ступень ее превышает, численное моделирование позволяет вместо использования предпоследней ступени для определения несущей способности сваи вычислить более точное значение вертикальной нагрузки по результатам калибровки нелинейной модели, при которой свая достигает предельной осадки. Пример увеличения количества шагов относительно эксперимента и продолжения увеличения нагрузки дан на рисунке 5.7, в (кривая 4).

Численная модель помимо осадки отражает дополнительные параметры напряженно-деформированного состояния околосвайного грунта (рисунок 5.8), которые не доступны при проведении полевого исследования грунтов сваями.

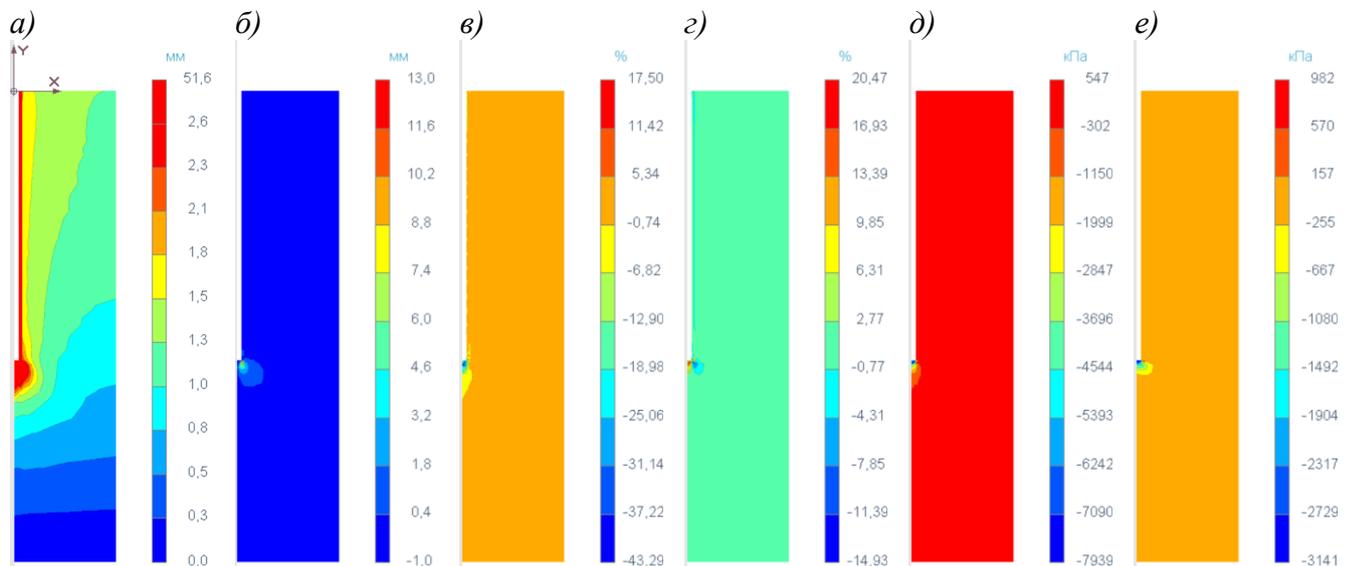


Рисунок 5.8 – Анализируемые параметры численной осесимметричной модели:

- а) вертикальные абсолютные деформации  $U_z$ ; б) горизонтальные радиальные абсолютные деформации  $U_r$ ; в) вертикальные относительные деформации  $\varepsilon_z$ ; г) горизонтальные радиальные относительные деформации  $\varepsilon_r$ ; д) вертикальные напряжения  $\sigma_z$ ; е) горизонтальные радиальные напряжения  $\sigma_r$ .

В качестве практического внедрения предложенного подхода с осесимметричным моделированием осадки одиночной сваи представлен пример исследований, выполненных для высотного здания в г. Барнауле. В связи с ограничением максимальной нагрузки в испытаниях для использованного загрузочного стенда выполнено численное моделирование глубоких гибких буровых свай методом конечных элементов с целью продолжения графика «нагрузка-осадка» до достижения предельной осадки 40 мм, вместо достигнутой осадки не более 26 мм.

Уточнение несущей способности одиночных свай длиной 43 м было выполнено с использованием численных методов механики сплошных сред в сертифицированном программном комплексе ALTERRA (г. Пермь) в соответствии с требованиями раздела 7.7 СП 24.13330.

Параметры модели «свайной ячейки» были приняты в соответствии с Руководством по проектированию свайных фундаментов НИИОСП им. Н.М. Герсеванова [195] и положениями п.п. 7.7.13, 7.4.10 и 7.4.20 СП 24.13330.

В качестве модели дисперсных грунтов, слагающих основание рассчитываемой области, была принята упругопластическая модель Мора-Кулона. Данная модель использует в качестве входных параметров результаты инженерно-геологических изысканий по СП 47.13330.

Результаты расчетов одиночных свай с использованием геотехнического программного обеспечения верифицированы и подтверждена их достоверность путем сопоставления с результатами натуральных испытаний грунтов сваями статической вдавливающей нагрузкой по ГОСТ 5686.

Общий вид испытательного стенда, используемого оборудования и схема испытываемой тензосваи приведены на рисунке 5.9.

Выполнен сопоставительный анализ натуральных и численных исследований несущей способности свай на соответствие эмпирико-теоретическому методу оценки несущей способности свай в соответствии с положениями СП 24.13330. Результаты представлены на рисунках 5.10 и 5.11.

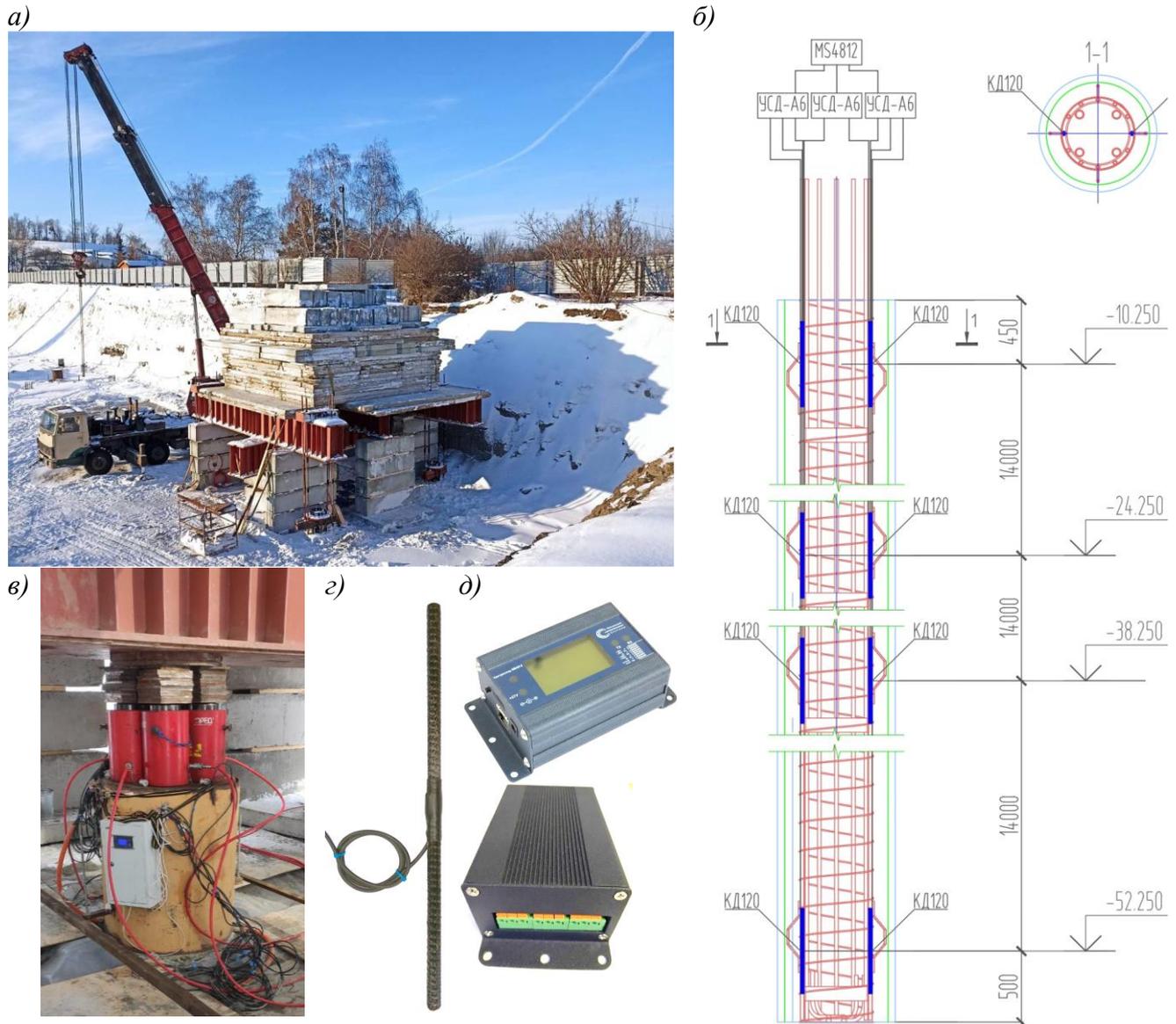


Рисунок 5.9 – Статические испытания свай длиной 43 м в г. Барнауле: а) общий вид балочной системы с пригрузом 168 тс; б) схема монтажа закладных композитных датчиков деформации КД-120; в) нагрузочная система из пяти гидравлических домкратов и шкаф с тензометрическим оборудованием; г) общий вид закладного датчика деформаций КД-120; д) общий вид цифрового регистратора MS4812 и тензометрической платы аналого-цифрового преобразователя УСД-А6.

Дополнительно была выполнена верификация численных моделей путем сопоставления относительных деформаций с результатами инструментальных тензометрических исследований напряжённо-деформированного состояния свай, проводимых параллельно со статическими испытаниями грунтов сваями. Результаты сопоставления натурных тензометрических измерений и численных исследований свай по относительным деформациям даны на рисунке 5.12.

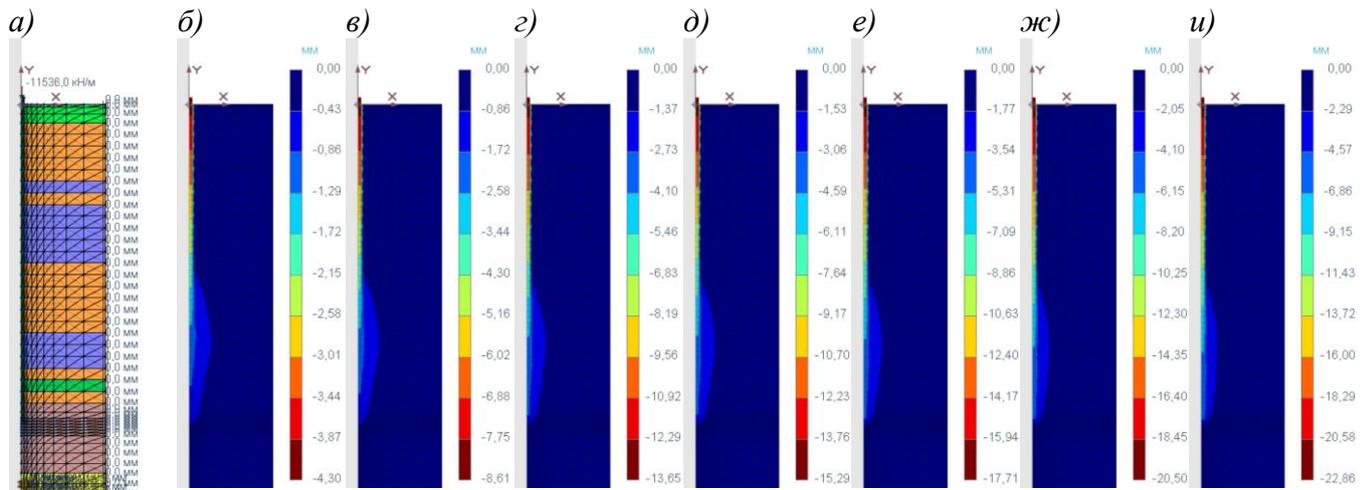


Рисунок 5.10 – Анализируемые параметры численной осесимметричной модели сваи:  
 а) расчетная модель; б-и) деформации модели на стадиях нагружения  
 P1-P7, P`8-P`11 от 1.65 МН до 11.54 МН.

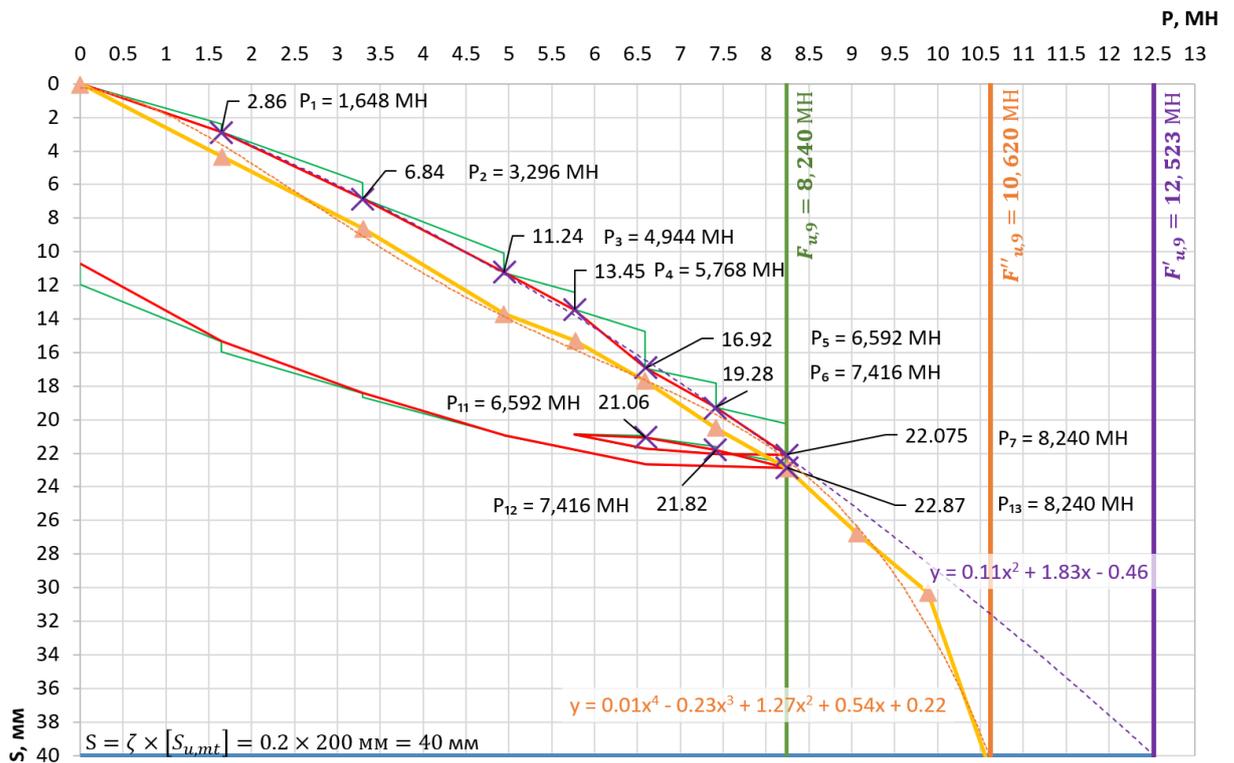


Рисунок 5.11 – Осадки и несущая способность сваи по результатам теоретических, натуральных, тензометрических и численных исследований.

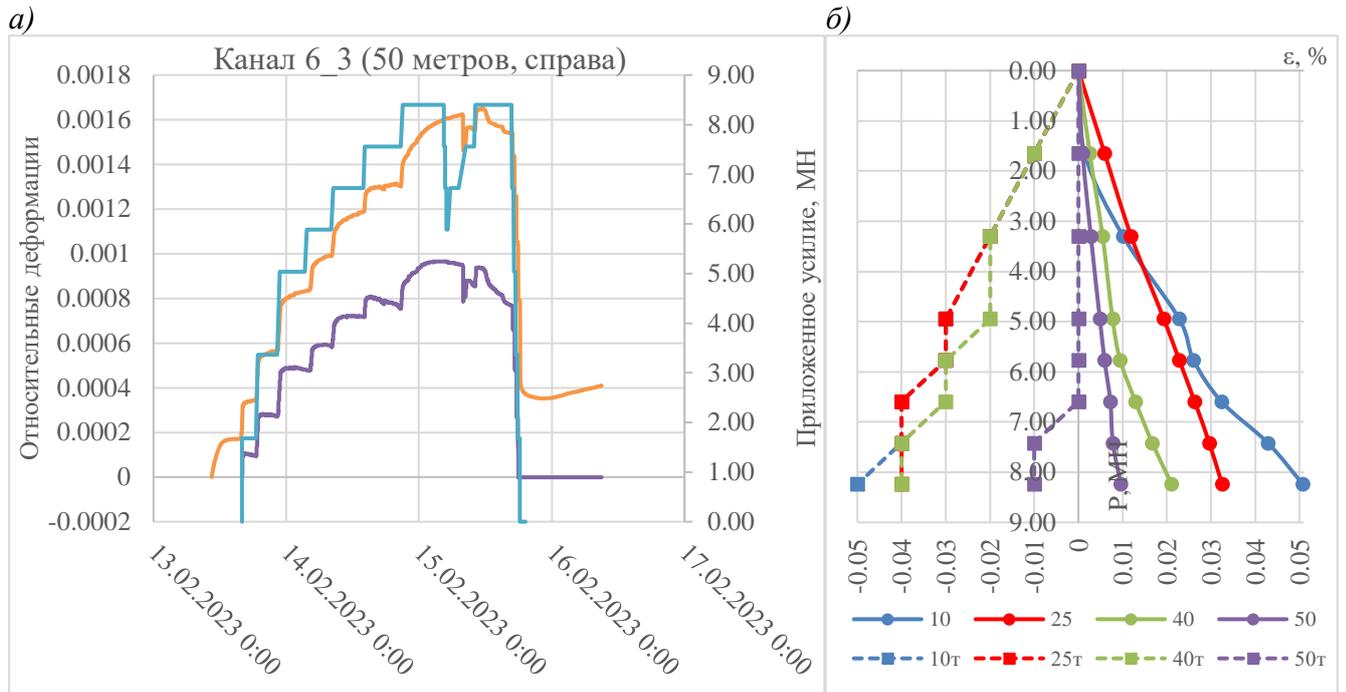


Рисунок 5.12 – Пример результатов обработки тензометрических измерений:

- а) данные регистрации относительных деформаций до (синий) и после (красный) учета дрейфа датчиков, стадии нагружения домкратов (желтый) P<sub>1</sub>-P<sub>18</sub>;
- б) результаты регистрации относительных деформаций всех датчиков в свае.

В ходе выполнения тензометрических исследований внутри каркаса каждой испытуемой сваи устанавливались четыре пары композитных тензодатчиков КД120. Тензодатчик длиной 500-600 мм был закреплен к двум противоположным стержням продольной рабочей арматуры с фиксацией нейлоновыми стяжками в четырех точках с равным шагом 150 мм, не захватывая кабель датчика. Кабель от 8 датчиков фиксировался аналогично легким натяжением вдоль двух противоположных арматурных стержней и шагом 1000 мм до верха выпусков арматуры. Два вывода по четыре кабеля от каждого тензодатчика были защищены стальной гофрированной трубой с глубины 1000 мм от уровня верха проектного бетонирования сваи и на 4000 мм снаружи сваи.

Термокомпенсированный датчик деформации (рисунок 5.9, з) представляет собой стержень композитной арматуры, оборудованный тензорезистивным делителем напряжения и кабелем, который закладывается при бетонировании конструкций свай. Встраиваемый в бетон композиционный датчик деформации

даёт возможность проводить корректные измерения деформаций в теле бетона в отличие от других решений, искажающих поля напряжений.

Преобразование статических аналоговых сигналов датчиков КД120 в цифровые данные выполнялось с использованием модуля сбора и передачи данных УСД-А6, представляющего из себя тензометр-инклинометр, специально разработанный ООО «Бау-Мониторинг» для одновременных совместных измерений нескольких параметров. Статический модуль предназначен для непрерывного сбора и передачи по интерфейсу RS-485 для дальнейшей обработки, анализа и хранения данных.

При проведении экспериментальных исследований выполнялась привязка к единому времени нескольких устройств при работе совместно с контроллером MS4812 в конфигурации локального сервера. Контроллер MS4812 предназначен для построения систем сбора данных. Он имеет интерфейс RS-485, схему питания внешних периферийных устройств, средства визуальной индикации в виде диодных ламп и жидкокристаллического экрана. Кроме того, он управляет опросом периферийных устройств (датчиков) и записывает все принятые данные на карту micro SDHC. У контроллера имеется Ethernet или GPS/GLONASS синхронизация по единому времени. Программное обеспечение, включенное в комплект поставки, позволяет смонтировать систему для круглосуточного мониторинга. Система может содержать до 28 устройств с количеством измерительных каналов до 28.

В соответствии с теоретическими положениями СП 24.1330 допустимая расчетная нагрузка на сваю от наиболее невыгодного сочетания усилий составляла 7.84 МН и 7.06 МН без и с учетом сейсмических условий соответственно.

По результатам статических испытаний, за счет невозможности увеличения пригруза для использованной загрузочной балочной системы, несущая способность составила более 8.24 МН с допустимой расчетной нагрузкой более 6.91 МН. В условиях сейсмических воздействий допустима нагрузка более 6.23 МН.

По результатам камеральной обработки результатов испытания грунтов сваями статическими вдавливающими нагрузками с дополнительной обработкой натуральных тензометрических измерений и выполненного численного нелинейного анализа расчетных моделей, уточненная допустимая расчетная нагрузка на сваю от невыгодного сочетания усилий была увеличена до 7.68 МН и 6.92 МН без и с учетом сейсмических условий, соответственно. Данные параметры соответствуют коэффициенту надежности по грунту, используемому при выполнении испытаний грунтов эталонными тензосваями. Полученные значения хорошо соответствуют теоретическим и могут быть приняты при компоновке свайного поля.

Отличие результатов теоретических расчетов и полевых статических испытаний свай от результатов предварительной оценки несущей способности свай по результатам статического зондирования связано с тем, что корреляционные зависимости статического зондирования применимы только к грунтам четвертичных отложений согласно п. Ж.3 Приложения Ж к СП 446.1325800. Для неогеновых грунтов эти корреляционные зависимости не апробированы.

По результатам анализа методом конечных элементов огибающих расчетных усилий в сваях, расчетные нагрузки от длительных сочетаний усилий превышают допустимую нагрузку 782.9 тс исключительно в угловых сваях. Расчетные нагрузки от кратковременных сочетаний усилий превышают допустимую нагрузку для сейсмических условий 705.4 тс для краевых и для угловых свай с коэффициентами использования не более 1.2 и 1.5 соответственно, что не превышает критерия для предельных давлений на основании от жестких сооружений согласно п. 5.6.26 СП 22.13330. Согласно п. 7.4.14 СП 50-102, указанный критерий для фундаментов с жестким ростверком допускается увеличивать для крайних рядов свай до значения  $2P_{\text{ср}}$  от средней нагрузки на сваи  $P_{\text{ср}}$ , до  $3P_{\text{ср}}$  для угловых. В соответствии с результатами анализа МКЭ огибающих расчетных усилий и экспертизы заданного армирования, несущая способность свай по телу бетона обеспечена, в т.ч. для угловых и краевых свай.

В рамках выполненных научных исследований были рассмотрены процессы деформирования свайных фундаментов в условиях динамических воздействий. Тем не менее, одним из ключевых критериев расчетного обоснования большеразмерного свайного фундамента является обеспечение его механической безопасности по первой группе предельных состояний. Утрата несущей способности из-за потери устойчивости формы или положения в свайном фундаменте маловероятна. Но практически во всех случаях до начала анализа деформаций требуется уточнение граничных условий по обеспечению несущей способности отдельных свай по грунту и по материалу сечения сваи.

Расчет несущей способности по материалу сваи в сейсмических условиях достаточно просто автоматизируется в соответствии с положениями СП 24.13330 путем замены сваи эквивалентной защемленной сваей со свободной длиной. В рамках расчета несущей способности по грунту используется три независимых критерия (рисунок 5.13), недостаточно освещенных в СП 24.13330 и СП 14.13330.

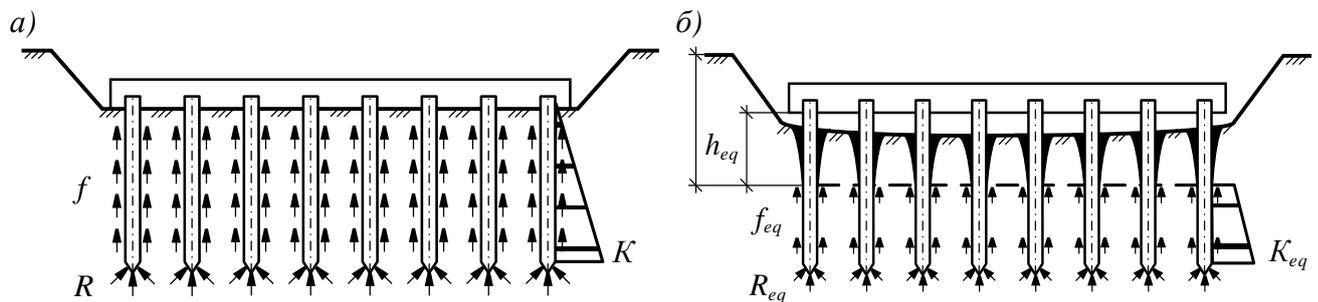


Рисунок 5.13 – Схема к определению осадок и несущей способности свайного фундамента:

а) свайное поле в асейсмических условиях; б) то же – в сейсмических.

В соответствии с п. 12.4 СП 14.13330 расчетную глубину  $h_d$ , до которой не учитывают сопротивление грунта на боковой поверхности сваи, определяют по формулам (2.31). Следует заметить, что в условиях сейсмических воздействий необходимо рассматривать не только глубину исключения сил трения грунта по боковой поверхности свай при её вертикальном нагружении  $h_d$ , но и полное исключение горизонтальных контактных давлений и реакций грунта на глубину  $h_{eq}$ , соответствующей развитию процессов по утрате грунтами структурной

прочности и формированию пластических деформаций в околосвайном основании при высоких сейсмических перемещениях свободной длины сваи (рисунок 5.13, б):

$$h_{eq} \geq 3/\alpha_\varepsilon \geq h_d. \quad (5.9)$$

Данный подход рассмотрен на примере проектирования свайного основания портового сооружения в г. Петропавловск-Камчатский. Выполнена оценка глубины, на которой исключается контакт боковой поверхности свай с грунтом в условиях сейсмического воздействия.

На рисунке 5.14 показан характерный инженерно-геологический разрез и вид лабораторного образца водонасыщенных пылеватых песков после испытания на сейсмическое разжижение методом трехосного циклического сжатия. Приповерхностные песчаные грунты отнесены к IV категории по сейсмическим свойствам в связи с возможностью утраты структурной прочности и высоким риском развития эффектов сейсмического разжижения.

Основание площадки проектируемых сооружений сложено несвязными дисперсными грунтами – в основном песками от пылеватых до средних и гравелистых, подстилаемых гравийным и галечниковым грунтами.

Указанные песчаные грунты согласно табл.4.1 СП 14.13330 относятся к грунтам от III до IV категории по сейсмическим свойствам. В соответствии с п.5.2.4. СП 22.13330 динамические и циклические воздействия на основание должны рассматриваться с учетом возможности разжижения грунтов.

Отнесение пылеватых глинистых грунтов к III категории может быть выполнено исключительно по данным лабораторных динамических испытаний. В рамках проведенных изысканий для определения подверженности песчаных грунтов разжижению были выполнены их динамические трехосные испытания по ГОСТ Р 56353 с оценкой разжижения:

- при достижении осевой деформации  $\varepsilon_{\max}$  значения 5%;
- при достижении величиной  $PPR=u/\sigma_m$  значения 1,00;
- при снижении эффективных напряжений до отрицательных значений.

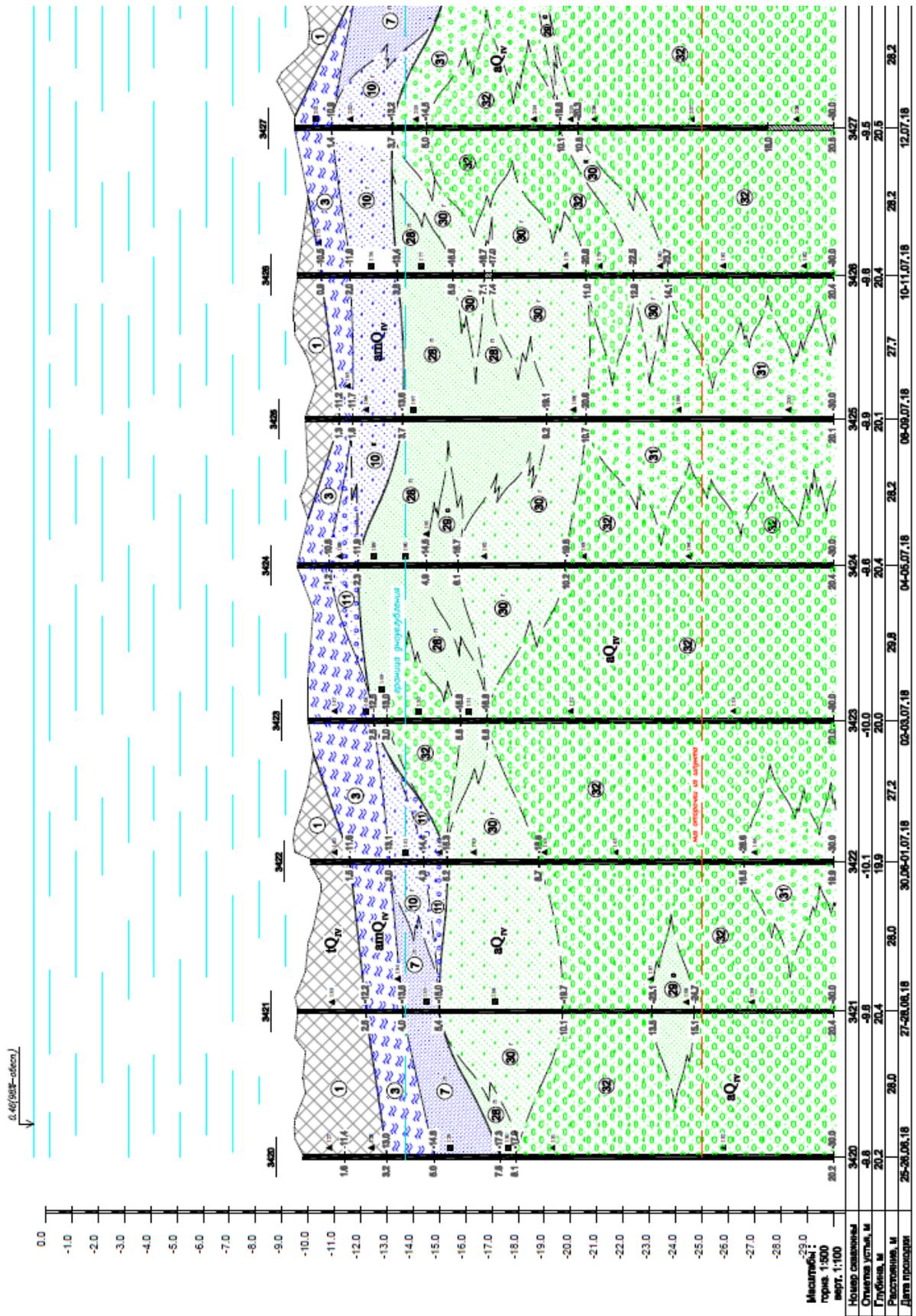


Рисунок 5.14 – Пример объекта с выполнением оценки глубины  $h_{eq}$  по результатам лабораторных испытаний на сейсмическое разжижение: характерный геологический разрез с выделением песчаных грунтов зеленым цветом

Анализ сейсмической разжижаемости грунтов был выполнен по результатам специальных лабораторных испытаний АО «МостДорГеоТрест» для силы сейсмического воздействия с магнитудой  $M=7.2$  и пиковыми ускорениями  $0.497\text{ g}$ . Были испытаны семь образцов пылеватых песков (ИГЭ-7), относящихся к аллювиально-морским отложениям (amQIV) и отобранных с глубин от  $0.0\text{ м}$  до  $11.8\text{ м}$ . Результаты определения сейсмической разжижаемости динамических неустойчивых пылеватых водонасыщенных песков представлены в таблице 5.2 и на рисунках 5.15 – 5.23 и 5.24.

Таблица 5.2 – Определение сейсмической разжижаемости песков пылеватых

Скв. №	Глубина отбора, м	Наименование грунта	$\sigma'_1$	$\varepsilon_{\max}$ , д. е.	PPR $_{\max}$ , д. е.
3528	<b>0.0</b>	Песок пылеватый однородный	<b>10</b>	<b>0.068</b>	<b>1.069</b>
3519	<b>1.6</b>	Песок пылеватый неоднородный	<b>30</b>	<b>0.057</b>	<b>1.037</b>
3521	<b>2.8</b>	Песок пылеватый неоднородный	<b>42</b>	<b>0.063</b>	<b>1.025</b>
3520	3.6	Песок пылеватый однородный	50	0.032	0.522
3545	4.4	Песок пылеватый однородный	58	0.030	0.445
3520	4.9	Песок пылеватый однородный	63	0.028	0.436
3519	11.8	Песок пылеватый неоднородный	130	0.018	0.244

Таблица 5.3 – Оценка сейсмической разжижаемости прочих грунтов

Скв. №	Глубина отбора, м	Наименование грунта	$\sigma'_1$	$\varepsilon_{\max}$ , д. е.	PPR $_{\max}$ , д. е.
3546	0.4	Песок средней крупности	10	0.027	0.596
3551	1.6	Песок средней крупности	30	0.032	0.664
3546	3.9	Песок средней крупности	53	0.021	0.628
3518	3.2	Песок гравелистый неоднородный	46	0.025	0.373
3550	0.9	Супесь твёрдая песчанистая	18	0.041	0.515

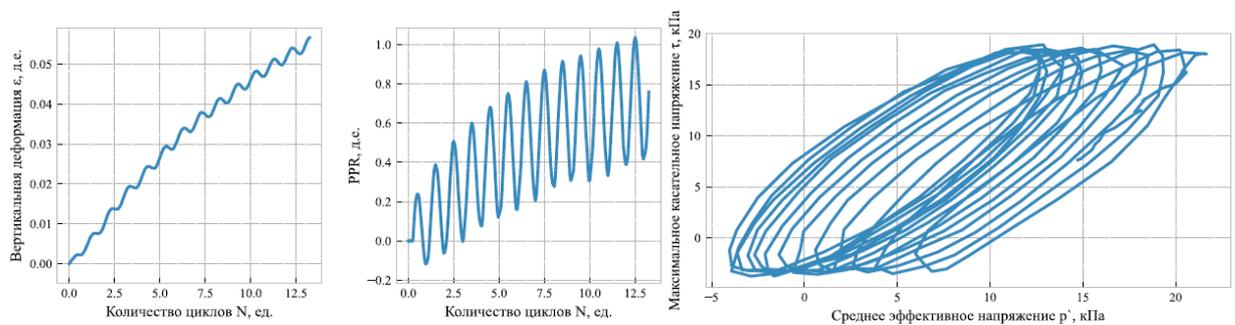


Рисунок 5.15 – Результаты испытаний песка пылеватого,  $z_i=1.6\text{ м}$

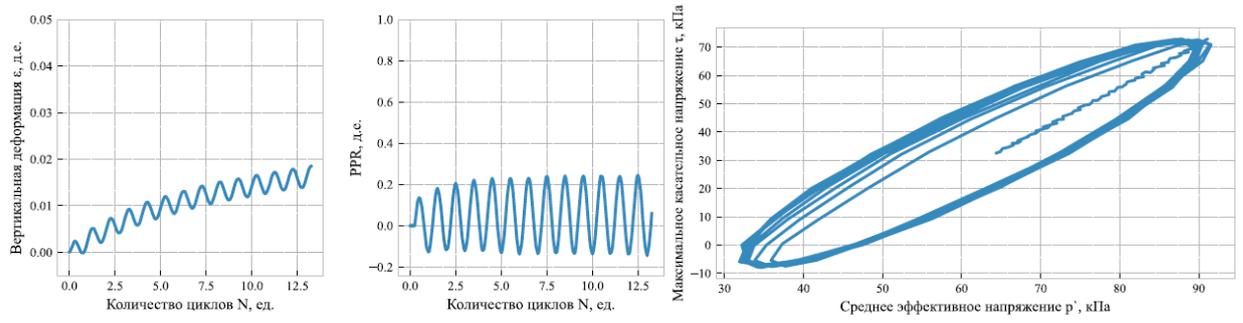


Рисунок 5.16 – Результаты испытаний песка пылеватого,  $z_i=11.8$  м

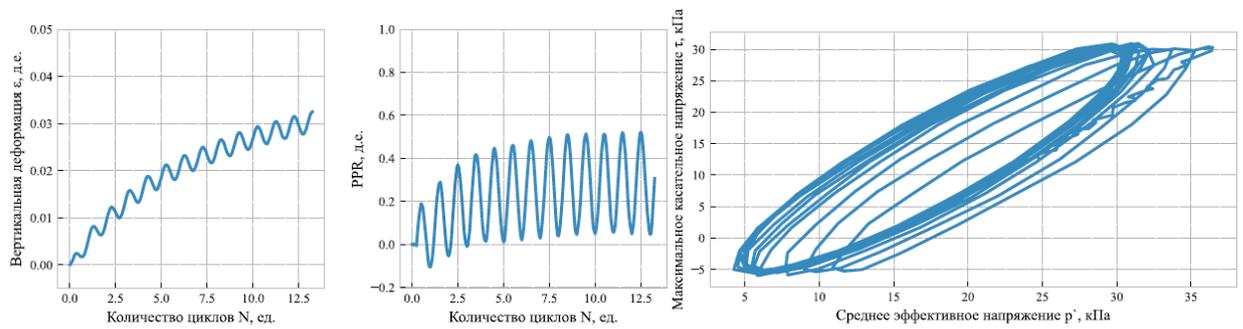


Рисунок 5.17 – Результаты испытаний песка пылеватого,  $z_i=3.6$  м

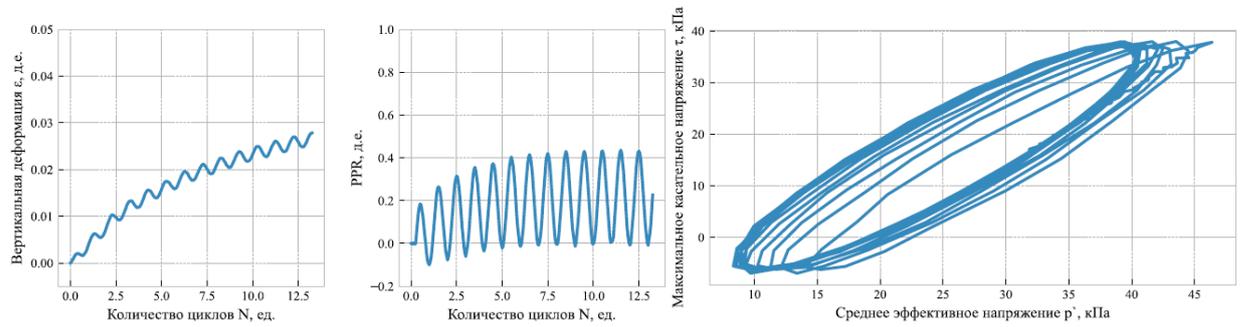


Рисунок 5.18 – Результаты испытаний песка пылеватого,  $z_i=4.9$  м

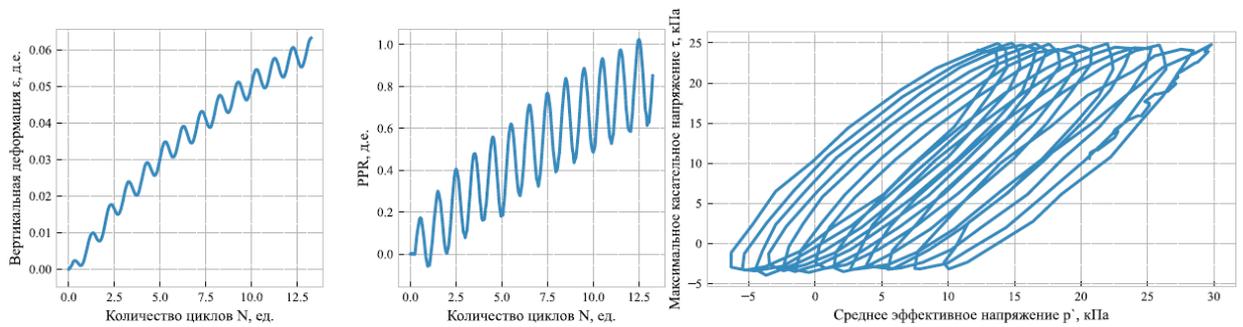


Рисунок 5.19 – Результаты испытаний песка пылеватого,  $z_i=2.8$  м

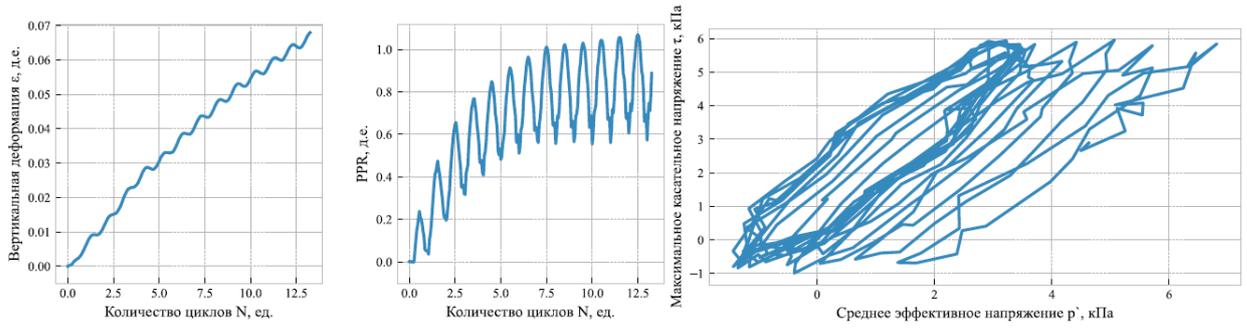


Рисунок 5.20 – Результаты испытаний песка пылеватого,  $z_i=0.0$  м

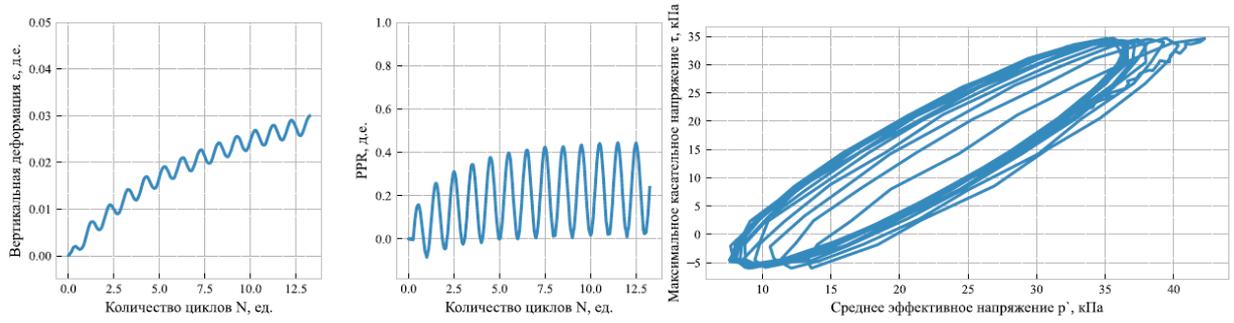


Рисунок 5.21 – Результаты испытаний песка пылеватого,  $z_i=4.4$  м

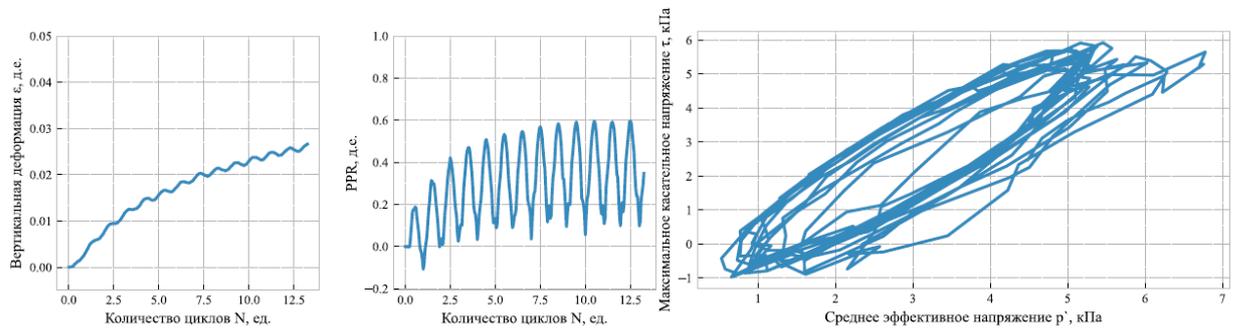


Рисунок 5.22 – Результаты испытаний песка средней крупности,  $z_i=0.4$  м

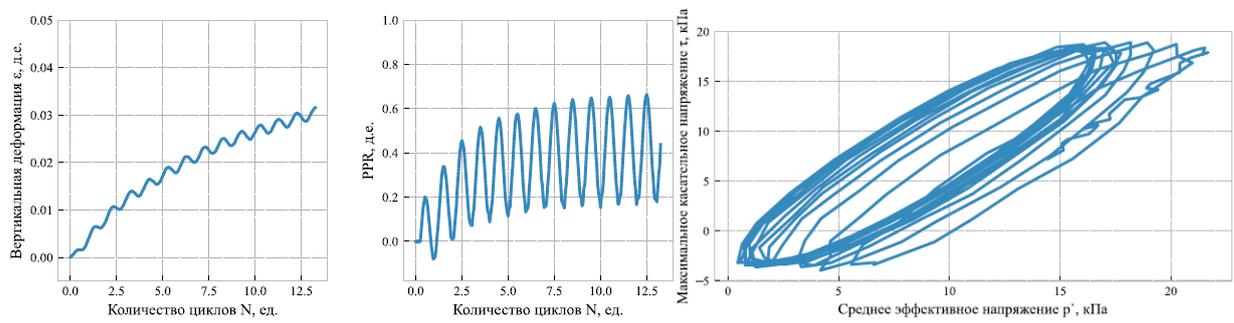


Рисунок 5.23 – Результаты испытаний песка средней крупности,  $z_i=1.6$  м

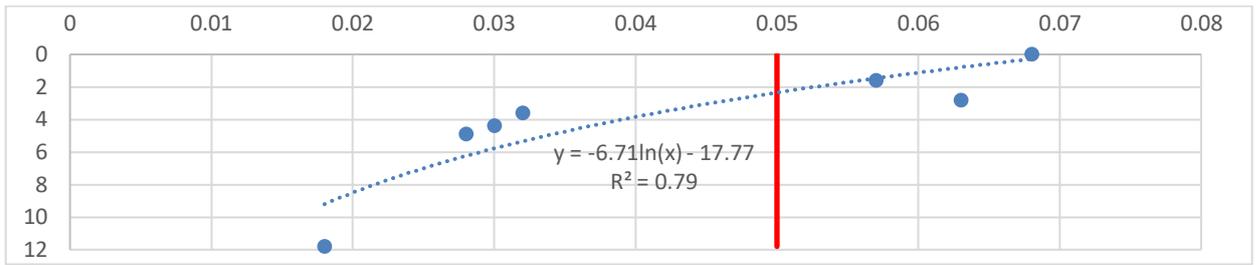


Рисунок 5.24 – Зависимость  $\epsilon_{max}$ , д.е. по горизонтали, от роста эффективного напряжения  $\sigma'_1$  с увеличением глубины заложения песков пылеватых (ИГЭ-7), м.

Расчетная глубина исключения сопротивления грунта на боковой поверхности сваи  $h_d$  составляет 3.16 м. Глубина возможного сейсмического разжижения  $h_{eq}$  - 3.00 м. При этом глубина распространения разжижаемых пылеватых песков не превышает 2,8 м. Следовательно,  $h_d > h_{eq}$  и риск приповерхностного разжижения не влияет на безопасность свайного основания.

Вторым ключевым параметром для уточнения граничных условий модели свайного поля в сейсмических условиях (рисунок 5.13, б) является расчетная несущая способность сваи  $F_{eq}$ . Этот параметр равен произведению несущей способности сваи по результатам статических испытаний  $F_d$  и коэффициента  $k_{eq}$ , отражающего снижение несущей способности с учетом условий снижения сопротивления грунта по боковой поверхности сваи  $f_{eq}$  и по пяте  $R_{eq}$  в зависимости от типа грунтов и расчетной сейсмичности площадки.

Коэффициент снижения несущей способности свай на вертикальную нагрузку при осевых и горизонтальных сейсмических воздействиях определяют по теоретическим данным. Корреляционные зависимости получены по данным натурных испытаний свай нагрузками, имитирующими сейсмические условия [196], по формуле:

$$k_{eq} = m_1 m_2, \quad (5.10)$$

где  $m_1$  – коэффициент снижения несущей способности по результатам испытаний на вертикальные динамические нагрузки, при которых после нагружения сваи гидравлическим домкратом с подвижными в горизонтальной плоскости опорами до испытательного усилия с соответствующей предельной осадкой одиночной

свай, после стабилизации которой выполняется серия замедленных сейсмозрывных воздействий заряда взрывчатого вещества с периодичностью не менее двух периодов собственного колебания околосовайного грунта и расчетной интенсивностью ускорений по шкале МСК-64;  $m_2$  – коэффициент снижения несущей способности по результатам испытания на горизонтальные нагрузки, при которых вертикальное усилие прикладывается аналогично, а горизонтальное сейсмическое воздействие с амплитудой не менее 120% от расчетной и не более 3 мм имитируется в течении 10 секунд при постоянной частоте не более 10 Гц с использованием тяжелых вибропогружателей с регулируемой частотой вращения.

Очевидно, что натурные исследования осуществимы в условиях полигона и не доступны в условиях городской застройки, поэтому следует использовать теоретический метод.

Практический пример теоретического метода оценки коэффициента снижения несущей способности глубоких буровых представлен для выполненных исследований для высотного жилого здания в г. Барнауле.

Было выполнено определение несущей способности буровых свай глубиной 43 м. В связи с запретом на сейсмозрывные испытания выполнена оценка теоретической несущей способности шести свай до учета сейсмических условий (таблицы 5.4 и 5.5) и с учетом снижения несущей способности в сейсмических условиях (таблицы 5.6 и 5.7).

В дальнейшем со дна котлована была определена несущая способность свай статической вдавливающей нагрузкой по ГОСТ 5686. К данным полевых испытаний применен коэффициент снижения несущей способности по теоретическим данным с последующей статистической обработкой частных значений (таблицы 5.8 и 5.9).

Таким образом, приведенные рекомендации для оценки несущей способности свай позволяют исключить развитие пластических деформаций под пятой сваи в условиях сейсмических воздействий и выполнить более достоверный прогноз колебаний большеразмерных свайных фундаментов.

Таблица 5.4 – Частные значения теоретической несущей способности свай по СП 24.13330 без учета сейсмических условий

Номер сваи	Марка сваи	Длина сваи, м	Абс. отм. поверхн., м	Глубина забивки/устройства, м	Глубина котлована, м	Max осадка $s_{u, мм}$	Частные значения несущей способности свай $F_{d,i}$ , тс			Отклонения $ \bar{F} - F_{d,i} $		
							Все значения	п-1 значений	п-2 значений	Все значения	п-1 значений	п-2 значений
252	БС430.8	43	139.25	53.0	9.80	40.00	12.19	12	12	0	0	0
439	БС430.8	43	139.25	53.0	9.80	40.00	11.53	12	0	1	0	0
456	БС430.8	43	139.25	53.0	9.80	40.00	11.80	12	12	0	0	0
191	БС430.8	43	139.25	53.0	9.80	40.00	11.97	12	12	0	0	0
197	БС430.8	43	139.25	53.0	9.80	40.00	12.74	0	0	1	0	0
9	БС430.8	43	139.25	53.0	9.80	40.00	12.20	12	12	0	0	0

Таблица 5.5 – Результаты статистической обработки значений теоретической несущей способности свай по СП 24.13330 без учета сейсмических условий

Число определений характеристики для статистической обработки	$n$	6	5	4
Статистический критерий по числу определений по Прил.Е ГОСТ 20522	$\nu$	2.07	1.92	1.71
Среднеарифметическое значение несущей способности, МН	$\bar{F} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n F_{d,i}$	12.07	11.94	12.04
Среднеквадратическое отклонение характеристики, МН	$s = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (\bar{F} - F_{d,i})^2}{n-1}}$	0.41	0.28	0.19
Условие исключения ошибочных частных значений из выборки, МН	$ \bar{F} - F_{d,i}  > \nu S$	0.86	0.54	0.33
Коэффициент вариации характеристики относительно средн. значения	$0,3 > V = \frac{S}{\bar{F}}$	0.03	0.02	0.02
Коэф. двуст. доверительной вероятности по числу степеней свободы $K$	$K = n - 1$ $t_{0,95}$	5 2.57	4 2.78	3 3.18
Показатель точности (погрешности) среднего значения хатактеристики	$\rho_{0,95} = \frac{t_{0,95} V}{\sqrt{n}}$	0.036	0.029	0.025
Коэф.надежн. по грунту и расчетное знач. несущ. способности сваи, МН	$\gamma_g = 1/(1 - \rho_{0,95})$ $F_u = \bar{F}/\gamma_g$	1.04 11.64	1.03 11.59	1.03 11.74
Коэф.надежн. по ответственности сооружения по ГОСТ 27751 и допустимая расчетная нагрузка на сваю, МН	$\gamma_n = 1.1_{KC3}/1_{KC2}$ $N = F_u/\gamma_g$	1.10 10.58	1.10 10.53	1.10 10.67

Таблица 5.6 – Частные значения теоретической несущей способности свай по СП 24.13330 с учетом сейсмических условий

Номер сваи	Марка сваи	Длина сваи, м	Абс. отм. поверхн., м	Глубина забивки устройства, м	Глубина котлована, м	Мах осадка $s_u$ , мм	Частные значения несущей способности свай в сейсмических условиях $F_{eq,i}$ , тс			Отклонения $ \bar{F} - F_{eq,i} $		
							Все значения	п-1 значений	п-2 значений	Все значения	п-1 значений	п-2 значений
252	БС430.8	43	139.25	53.0	9.80	40.00	11.04	11	0	0	0	0
439	БС430.8	43	139.25	53.0	9.80	40.00	10.68	11	11	0	0	0
456	БС430.8	43	139.25	53.0	9.80	40.00	10.71	11	11	0	0	0
191	БС430.8	43	139.25	53.0	9.80	40.00	10.85	11	11	0	0	0
197	БС430.8	43	139.25	53.0	9.80	40.00	11.13	0	0	0	0	0
9	БС430.8	43	139.25	53.0	9.80	40.00	10.87	11	11	0	0	0

Таблица 5.7 – Результаты статистической обработки значений теоретической несущей способности свай по СП 24.13330 с учетом сейсмических условий

Число определений характеристики для статистической обработки	$n$	6	5	4
Статистический критерий по числу определений по Прил.Е ГОСТ 20522	$v$	2.07	1.92	1.71
Среднеарифметическое значение несущей способности, МН	$\bar{F} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n F_{eq,i}$	10.88	10.83	10.78
Среднеквадратическое отклонение характеристики, МН	$s = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (\bar{F} - F_{eq,i})^2}{n-1}}$	0.18	0.14	0.09
Условие исключения ошибочных частных значений из выборки, МН	$ \bar{F} - F_{eq,i}  > vS$	0.37	0.27	0.16
Коэффициент вариации характеристики относительно средн. значения	$0,3 > V = \frac{s}{\bar{F}}$	0.02	0.01	0.01
Коэф. двуст. доверительной вероятности по числу степеней свободы $K$	$K = n - 1$ $t_{0,95}$	5 2.57	4 2.78	3 3.18
Показатель точности (погрешности) среднего значения хатактеристики	$\rho_{0,95} = \frac{t_{0,95}V}{\sqrt{n}}$	0.02	0.02	0.01
Коэф.надежн. по грунту и расчетное знач. несущ. способности сваи, МН	$\gamma_{c.g} = 1.4$ (по СП) $F_u = \bar{F}/\gamma_g$	1.40 7.77	1.40 7.74	1.40 7.70
Коэф.надежн. по ответственности сооружения по ГОСТ 27751 и допустимая расчетная нагрузка на сваю в сейсмических условиях, МН	$\gamma_n = 1.1_{KC3}; 1_{KC2}$ $N = F_u/\gamma_g$	1.10 7.06	1.10 7.03	1.10 7.00
Коэф.надежн. по ответственности сооружения по ГОСТ 27751 и допустимая расчетная нагрузка на сваю без учета сейсмических условий, МН	$\gamma_n = 1.1_{KC3}; 1_{KC2}$ $N = F_u/\gamma_g$	1.10 7.84	1.10 7.75	1.10 7.82
Коэф. приведения результатов статических полевых и численных исследований грунтов сваями к сейсмическим условиям	$k_{eq}$	0.90	0.91	0.90

Таблица 5.8 – Частные значения экспериментальной несущей способности свай по результатам полевых испытаний грунтов сваями с учетом теоретического коэффициента сейсмических условий

Номер сваи	Марка сваи	Длина сваи, м	Абс. отм. поверхн., м	Глубина забивки/устройства, м	Глубина котлована, м	Мах осадка $s_u$ , мм	Частные значения осадки свай $s_i$ , мм			Отклонения $ \bar{s} - s_i $		
							Все значения	n-1 значений	n-2 значений	Все значения	n-1 значений	n-2 значений
252	БС430.8	43	139.25	53.0	9.80	40.00	23.40	23	0	1	2	0
439	БС430.8	43	139.25	53.0	9.80	40.00	19.91	20	20	2	2	1
456	БС430.8	43	139.25	53.0	9.80	40.00	20.59	21	21	1	1	0
191	БС430.8	43	139.25	53.0	9.80	40.00	21.54	22	22	0	0	1
197	БС430.8	43	139.25	53.0	9.80	40.00	24.18	0	0	2	0	0
9	БС430.8	43	139.25	53.0	9.80	40.00	22.08	22	22	0	1	1

Таблица 5.9 – Результаты статистической обработки значений экспериментальной несущей способности свай по результатам полевых испытаний грунтов сваями с учетом теоретического коэффициента сейсмических условий

Число определений характеристики для статистической обработки	$n$	6	5	4
Статистический критерий по числу определений по Прил.Е ГОСТ 20522	$v$	2.07	1.92	1.71
Среднеарифметическое значение осадки свай от предельного испытательного усилия, мм	$\bar{s} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n s_i$	21.95	21.50	21.03
Среднеквадратическое отклонение характеристики, мм	$s = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (\bar{s} - s_i)^2}{n-1}}$	1.63	1.35	0.97
Условие исключения ошибочных частных значений из выборки, мм	$ \bar{F} - F_{d,i}  > vS$	3.37	2.59	1.66
Коэффициент вариации характеристики относительно средн. значения	$0,3 > V = \frac{S}{\bar{F}}$	0.07	0.06	0.05
Коэф. двуст. доверительной вероятности по числу степеней свободы $K$	$K = n - 1$ $t_{0,95}$	5 2.57	4 2.78	3 3.18
Показатель точности (погрешности) среднего значения хатактеристики	$\rho_{0,95} = \frac{t_{0,95}V}{\sqrt{n}}$	0.08	0.08	0.07
Коэф.надежн. по грунту и расчетное знач. деформативности свай, мм	$\gamma_g = 1/(1 - \rho_{0,95})$ $s_u = \bar{s}/\gamma_g$	1.08 20.24	1.08 19.82	1.08 19.49
Коэф. приведения результатов статических исследований грунтов сваями к сейсмическим условиям и предельное испытательное усилие, МН	$k_{eq}$ $F_u$	0.90 8.24	0.90 8.24	0.90 8.24
Коэф.надежн. по ответственности сооружения по ГОСТ 27751 и допустимая расчетная нагрузка на сваю без учета сейсмических условий, МН	$\gamma_n = 1.1_{KC3}; 1_{KC2}$ $N = F_u/(\gamma_n \gamma_g)$	1.10 6.91	1.10 7.60	1.10 7.64
Коэф.надежн. по ответственности сооружения по ГОСТ 27751 и допустимая расчетная нагрузка на сваю с учетом сейсмических условий, МН	$\gamma_n = 1.1_{KC3}; 1_{KC2}$ $N_{eq} = F_u k_{eq}/(\gamma_n \gamma_g)$	1.10 6.23	1.10 6.85	1.10 6.88

## Выводы по пятой главе

1. Разработан алгоритм практического применения комплексного метода расчета большеразмерных свайных фундаментов с выбором одного из трех методов моделирования свайного основания.

2. В связи с отмеченными ограничениями по применению в практических расчетах системы «основание – свайный фундамент – сооружение» модели демпфирования Рэлея, зависимой от участвующих масс элементов системы и применяемой только для однородных по материалу грунтовых массивов и конструкций, рекомендован учет многокомпонентного материального демпфирования.

3. Предложен подход по натурному определению демпфирования грунтового основания путем регистрации малоамплитудных воздействий с переходом к сильным нестационарным воздействиям с использованием коэффициента отношений  $k_{\xi,eq}$  по Савинову О.А.

4. Рекомендован учет интегральной глубины  $h_{eq}$  с учетом лабораторного определения глубины сейсмического разжижения грунтов при оценке несущей способности свай в сейсмических воздействиях, расширяющий существующий метод снижения сопротивления по боковой поверхности свай за счет утраты контакта с грунтом на глубину  $h_d$ .

5. Рассмотрен пример определения коэффициента снижения несущей способности свай в сейсмических условиях  $k_{eq}$  теоретическим методом в связи с запретом в условиях городской застройки натуральных сейсмозрывных исследований.

6. Приведенные рекомендации для оценки несущей способности свай позволяют исключить развитие пластических деформаций под пятой сваи в условиях сейсмических воздействий и выполнить более достоверный прогноз колебаний большеразмерных свайных фундаментов.

7. Приведенные в пятой главе вопросы требуют более подробного рассмотрения и относятся к направлениям дальнейшего развития исследований.

## ЗАКЛЮЧЕНИЕ

В результате проведенных исследований проведен анализ и выполнена модификация существующих расчетных моделей свайных фундаментов для условий динамического нагружения. Это позволило разработать комплексный метод расчета большеразмерных свайных фундаментов для прогнозирования динамического поведения системы «основание – свайный фундамент – сооружение» в условиях динамических нагрузок, включая слабые сейсмические воздействия интенсивностью до 7.4 баллов по MSK-64, когда доля нелинейных деформаций мала. Метод позволяет учитывать возможность резонанса фундамента с основанием, в том числе при образовании поверхностных сейсмических волн. Получены следующие результаты, обладающие научной новизной и выносимые на защиту:

1. В случае выявления возможности развития резонанса с грунтовым массивом с использованием формализованного критерия предложена комбинированная пространственная модель большеразмерного свайного основания, основанная на инструментальных полевых измерениях резонансных характеристик основания методом HVSR для уточнения мощности сейсмореализующей толщи из объемных конечных элементов, по низу которой применяется контактное полупространство по К.Г. Шашкину.

2. Подтверждено соответствие колебаний отдельных свай в большеразмерном свайном фундаменте и предложенной аналитической модели укрупненных свайных ячеек, шаг которых должен совпадать с увеличенным размером конечных элементов после применения энергетического волнового критерия для оптимизации размера моделей.

3. Для условий, когда невозможно развитие резонанса между основанием и сооружением с жестким большеразмерным свайным фундаментом, разработана упрощенная численно-аналитическая модель пропорциональных деформаций, использующая нормативные динамические свойства грунтов по О.А. Савинову и основанная на модификации подхода Н.З. Готман.

4. Формализована зависимость, удобная для оценки резонансного периода основания  $T$  в секундах от мощности сейсмореализующей толщи  $H_{Vr}$  в метрах с использованием нормативных свойств грунтов, имеющая точность от 3 до 9% относительно полевых данных и повышающая безопасность проектируемых свайных фундаментов в условиях динамических воздействий путем исключения риска увеличения усилий среза в сваях до 2.45 раз по сравнению с нормативным методом расчета по линейно-спектральной теории.

**СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ**

1. Болдырев Г.Г. Методы определения механических свойств грунтов с комментариями к ГОСТ 12248-2010. 2-е изд., доп. и испр. – Пенза : Прондо, 2014. – 811 с. : ил., табл. : 24 см.; ISBN 978-5-905463-45-7 (в пер.).
2. Пузыревский Н.П. Фундаменты, Госстройиздат, 1934 – 516 с.
3. Михеев В.В., Смородинов М.И., Серебряный Р.В. О зонах пластических деформаций в основании // Основания, фундаменты и механика грунтов, 1961, №3.
4. Барвашов В.А. К расчету осадок грунтовых оснований, представленных различными моделями // Механика грунтов, 1977, № 4.
5. Барвашов В.А., Федоровский В.Г. Трехпараметрическая модель грунтового основания и свайного поля, учитывающая необратимые структурные деформации грунта // Основания, фундаменты и механика грунтов, 1978, № 4. С.17-20.
6. Барвашов В.А., Болтянский Е.З., Чинилин Ю.Ю. Исследование поведения системы основание-фундамент-верхнее строение различной жесткости методами математического моделирования на ЭВМ // Основания, фундаменты и механика грунтов, 1987, №3.
7. Тер-Мартиросян З.Г., Тер-Мартиросян А.З. Механика грунтов в высотном строительстве с развитой подземной частью. – М.: Изд-во АСВ, 2020. – 946 с.
8. Агишев А.И. Зависимость между пористостью и модулем деформации, установленная полевыми испытаниями глинистых грунтов // Основания и фундаменты, 1957. - №20. С. 3-6.
9. Игнатова О.И. Корректировка значений модулей деформации глинистых грунтов пластичной консистенции, определенных на компрессионных приборах // Основания, фундаменты и механика грунтов, 1957, №2. С. 8-10.
10. Вознесенский Е.А. Динамическая неустойчивость грунтов. - М.: URSS. 2019. - 264 с.

11. Вознесенский Е.А. Землетрясения и динамика грунтов // Науки о земле, 1998. №2. – С. 101-108.
12. Болдырев Г.Г., Идрисов И.Х. Методы определения динамических свойств грунтов. – М.: Изд-во Прондо, 2018. – 486 с.
13. Лятхер В.М., Яковлев Ю.С. Динамика сплошных сред в расчетах гидротехнических сооружений. - М.: Энергия, 1976. - 392 с.
14. Аникин О.П., Горшенин Ю.В. Методические рекомендации по определению состава, состояния и свойств грунтов сейсмоакустическими методами / ВНИИ трансп. стр-ва. - Москва : ЦНИИС, 1985. - 65 с.
15. Link H. Evaluation of elasticity moduli of dam foundation rock determined seismically in comparison to those arrived at statically. Proc. 8th Congr. Large Dams. Edinburgh, 1964.
16. Ишихара К. Поведение грунтов при землетрясениях / Пер. с англ.; под ред. А.Б. Фадеева, М.Б. Лисюка. – СПб.: НПО «Геореконструкция-Фундаментпроект», 2006 – 384 с.
17. Нуждин Л.В. Исследование грунтов для анализа динамического поведения свайных фундаментов. Тр. V Международной конференции по проблемам свайного фундаментостроения. Т. 1. – М.: 1996, с.119-123.
18. Boussinesq I. Application des potentiels à l'étude de l'équilibre et du mouvement des solides élastiques. Paris, 1885. – 721 p.
19. Schleicher F. Senkungsmittelwert und ahnlichkeitsbedingung fur platen und balken auf isotroper elastischer unterlage // Zeitschrift für Angewandte Mathematik und Mechanik, 1928. V.8. – S. 68-70.
20. Далматов Б.И., Бронин В.Н., Карлов В.Д. Механика грунтов. - М.,СПб : Ч. 1 : Основы геотехники. - 2000. - 201 с.
21. Флорин В.А. Основы механики грунтов. Том 1. – М.: Госстройиздат, 1959. – 357 с.
22. Заручевных И.Ю., Невзоров А.Л. Механика грунтов в схемах и таблицах. – М.: Изд-во АСВ, 2007. – 136 с.

23. Федоровский В.Г. Расчет напряженно-деформированного состояния многослойного полупространства под действием сосредоточенной нагрузки // Основания, фундаменты и механика грунтов, 1972. №5. – С. 37 – 40.
24. Бартоломей А.А. Расчет осадок ленточных свайных фундаментов. – М.: Стройиздат, 1972. – 128 с.
25. Бартоломей А.А., Омельчак И.М., Юшков Б.С. Прогноз осадок свайных фундаментов. – М.: Стройиздат, 1994. – 384 с.
26. Тер-Мартirosян З.Г., Чинь Туан Вьет. Взаимодействие одиночной сваи с двухслойным основанием с учетом сжимаемости ствола // Вест. МГСУ. 2012. №4. С.28-34.
27. Тер-Мартirosян А.З., Тер-Мартirosян З.Г., Чинь Туан Вьет, Аванесов В.С. Взаимодействие длинной сваи конечной жесткости и окружающего грунта с учетом упругопластических свойств грунта // Научное обозрение. 2015. №18 – С.84-89.
28. Чунюк Д.Ю. Расчет комбинированных свайно-плитных фундаментов: дисс. ... канд. тех. наук – Москва, 2002. – 136 с.
29. Беспалов А.Е. Напряженно-деформированное состояние оснований свайных фундаментов большой площади: дисс. ... канд. тех. наук – Москва, 2009. – 172 с.
30. Безволев С.Г. Проблемы проектирования и расчета фундаментов при применении больших групп свай и других вертикальных элементов преобразования грунтового массива // Геотехника, 2011. №3. – С. 30-67.
31. Лысенко В.И. Николай Иванович Фусс. – М.: Изд. Наука. – 1975. – 121 с.
32. Цытович Н.А. Механика грунтов : 4-е изд., вновь перераб. и доп. - Москва : Госстройиздат, – 1963 . – 636 с.
33. Федоровский В.Г., Безволев С.Г. Прогноз осадок фундаментов мелкого заложения и выбор модели основания для расчета плит // Основания, фундаменты и механика грунтов, 2000, № 4, с. 10-18.

34. Филоненко-Бородич М.М. Теория упругости. – М.: ОГИЗ. 1947. – 300 с.
35. Пастернак П.Л. Основы нового метода расчета фундаментов на упругом основании при помощи двух коэффициентов постели.-М.-Л.: Гос.изд.лит. по строительству и архитектуре. – 1954. – 56 с.
36. Горбунов-Посадов М.И. Балки и плиты на упругом основании. – М.: изд-во и тип. № 1 Машстройиздата, 1949. - 239 с.
37. Горбунов-Посадов М.И. Расчет конструкций на упругом основании. Госстройиздат. 1953.
38. Власов В.З., Леонтьев Н.Н. Балки, плиты, оболочки на упругом основании. -М.: Гос.изд. физ.-мат.лит., 1960. – 491 с.
39. Сливкер В.И., Елсукова К.П. К расчету плит на упругом основании с учетом жесткости верхнего строения // Сб. трудов НИИ ГПИ Ленинградский Промстройпроект, 1972. – Выпуск 4. – 28 с.
40. Сеймов В. М. Динамические контактные задачи. - Киев: Наукова думка, 1976. - 283 с.
41. Сеймов В.М., Трофимчук А.Н., Савицкий О.А. Колебания и волны в слоистых средах. - Киев : Наук. думка, 1990. - 220 с.
42. Пискунов В.Г., Федоренко Ю.М. Динамический метод контроля состояния слоистых плит на упругом основании // Архитектура и строительство Белоруси – 1994. – №5-6. – С. 10-22.
43. Перельмутер А.В., Сливкер В.И. Расчётные модели сооружений и возможность их анализа. – М.: ДМК Пресс, 2007. – 600 с.
44. Перельмутер А.В., Кабанцев О. В. Анализ конструкций с изменяющейся расчетной схемой. -М.: Изд-во АСВ, 2015. – 146 с.
45. Клепиков С.Н. Расчет сооружений на деформируемом основании. – К.: НИИСК, 1996. – 203 с.
46. Карпиловский В.С., Криксунов Э.З., Маляренко А.А., Фиалко С.Ю. и др. Версия 21. Вычислительный комплекс SCAD++. - М: Издательство СКАД СОФТ, 2018. – 947 с.

47. Карпиловский В.С., Криксунов Э.З., Маляренко А.А. и др. SCAD Office. Реализация СНиП в проектирующих программах. - М: Издательство СКАД СОФТ, 2012. – 460 с.
48. Медников И.А. Коэффициенты постели линейно деформируемого многослойного основания // Основания фундаменты и механика грунтов, 1967, №4.
49. Шашкин К.Г. Использование упрощенных моделей основания для решения задач совместного расчета основания и конструкций сооружений // Реконструкция городов и геотехническое строительство, 1999, №1.
50. Герсеванов Н.М. Собрание сочинений. Том I. Свайные основания и расчет фундаментов сооружений. – М.: Стройвоенмориздат, 1948. – 269 с.
51. Голубков В.Н. Экспериментальные исследования работы свай на горизонтальную нагрузку // Сб. трудов. Основания и фундаменты. Вопросы механики грунтов. – М.: Стройвоенмориздат, 1948.
52. Клейн Г.К., Караваев В.Н. Расчет железобетонных свай на действие вертикальных и горизонтальных нагрузок // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1979. №6. – С. 13-15.
53. Луга А.А. Глубокие локальные сдвиги устоев мостов. В кн.: Исследования несущей способности фундаментов из свай и оболочек // Сб. трудов. ВНИИ трансп. стр-ва. Вып. 66 – М.: Транспорт, 1981 – С. 28-35.
54. Денисов О.Л. Экспериментально-теоретическое исследование и разработка методов расчета групповых свайных фундаментов: дисс. ... докт. тех. наук – Уфа, 1996. – 511 с.
55. Знаменский В.В. Инженерный метод расчета горизонтально нагруженных групп свай. – М.: Изд-во АСВ, 2000. – 128 с.
56. Знаменский В.В. Экспериментальные исследования работы и инженерные методы расчета свайных групп из забивных свай: дисс. ... докт. тех. наук – Москва, 2002. – 375 с.
57. Безволев С.Г. Методика определения коэффициентов жесткости грунта при расчете свай на горизонтальную нагрузку // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 2012. №2. – С. 8-12.

58. Готман А.Л. Расчет свай и свайных фундаментов на горизонтальную нагрузку. – М.: Изд-во АСВ, 2020. – 212 с.
59. Крюков Е.П. Брус в упругой среде, сопротивляющейся продольным смещениям: (Теория расчета и ее приложения). – М.: Москва : [б. и.], 1958. — 86 с.
60. Завриев К.С., Шпиро Г.С. Расчеты фундаментов мостовых опор глубокого заложения. М.: Транспорт, 1970. – 215 с.
61. Завриев К.С. К расчету свай и свай-оболочек на горизонтальные и моментные нагрузки // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1974. №12. – С. 10-11.
62. Филатов А.В. Экспериментальные исследования эпюр реактивного давления грунта и перемещений свай при горизонтальных нагрузках // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1977. №1. – С. 32-36.
63. Шапиро Д.М. Теория и расчётные модели оснований и объектов геотехники. – М.: Издательство АСВ, 2016. – 180 с.
64. Федоровский В.Г., Левачев С.Н., Курилло С.В., Колесников Ю.М. Расчет свайных оснований гидротехнических сооружений. – М.: Энергоатомиздат, 1986. – 136 с.
65. Федоровский В.Г. Расчет осадок свай в однородных и многослойных основаниях: дисс. ... канд. тех. наук. – Москва, 1974. – 198 с.
66. Федоровский В.Г., Левачев С.Н., Курилло С.В., Колесников Ю.М. Сваи в гидротехническом строительстве. М.: Изд-во АСВ, 2003. – 240 с.
67. Тер-Ованесов Г.С. Совместная работа ростверка, свай и грунта висячих свайных фундаментах: автореф. дис. ... канд. тех. наук. – Москва, 1956. – 10 с.
68. Тер-Мартirosян З.Г., Чинь Туан Вьет. Взаимодействие одиночной сваи с двухслойным основанием с учетом сжимаемости ствола // Вест. МГСУ. 2012. №4. С.28-34.
69. Тер-Мартirosян А.З., Тер-Мартirosян З.Г., Чинь Туан Вьет, Аванесов В.С. Взаимодействие длинной сваи конечной жесткости и окружающего грунта с

учетом упругопластических свойств грунта // Научное обозрение. 2015. №18 – С.84-89.

70. Динь Хоанг Нам. Взаимодействие длинных свай с грунтом в свайном фундаменте: дисс. ... канд. тех. наук – Москва, 2006. – 163 с.

71. Нгуен Занг Нам. Взаимодействие буронабивных длинных свай с грунтовым основанием с учетом фактора времени: дисс. ... канд. тех. наук – Москва, 2008. – 167 с.

72. Тер-Мартirosян А.З. Взаимодействие фундаментов зданий и сооружений с водонасыщенным основанием при учете нелинейных и реологических свойств грунтов: дисс. ... докт. тех. наук – Москва, 2016. – 324 с.

73. Фадеев А.Б. Метод конечных элементов в геомеханике. – М.: Недра, 1987. – 224 с.

74. Носков И.В. Особенности взаимодействия свайных фундаментов с деформированным при подработке основанием: дисс. ... канд. тех. наук – Ленинград, 1984. – 158 с.

75. Швецов Г.И., Носков И.В., Слободян А.Д., Госькова Г.С. Основания и фундаменты: Справочник. – М.: Высш. шк., 1991. 383 с.

76. Федоровский В.Г., Безволев С.Г. Метод расчета свайных полей и других вертикально армированных грунтовых массивов // Основания, фундаменты и механика грунтов, 1994. №4. – С. 11 – 15.

77. Безволев С.Г. Инженерная методика для расчета фундаментов в случаях применения больших групп свай // Механизация строительства. 2012. – № 3 (813). – С. 36-44.

78. Караулов А.М. Несущая способность оснований осесимметричных фундаментов зданий и сооружений: дисс. ... докт. тех. наук – Новосибирск, 2008. – 291 с.

79. Глик Г.Б. Экспериментальные исследования колебаний сквозных причальных сооружений на сваях. Сб. трудов НИИ оснований и фундаментов. М.: - 1948, №12.

80. Кульмач П.П. Динамический расчет сооружений с высоким жестким свайным ростверком, сейсмический эффект // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1962. №3. – С. 14-16.
81. Смородинский Н.А. Высокий свайный ростверк. – М.: Морской транспорт, 1949. - 210 с.
82. Напетваридзе Ш.Г. Сейсмостойкость гидротехнических сооружений. – М.: Госстройиздат, 1959. – с.
83. Напетваридзе Ш.Г., Самков Б.Н. Сопротивление свайных оснований в сейсмических условиях. Тр. строит. механики и сейсмостойкости АН Грузинской ССР, 1963, т. 9.
84. Баркан Д.Д. Расчет и проектирование фундаментов под машины с динамическими нагрузками. – М.: Госстройиздат. 1938. - 284 с.
85. Баркан Д.Д. Сейсмозрывные волны и действие их на сооружения. – М.: Госстройиздат. 1945. - 49 с.
86. Баркан Д.Д. Динамика оснований и фундаментов. – М.: Стройвоенмориздат. 1948. - 411 с.
87. Баркан Д.Д., Шаевич В.М., Межев Г.Н. и др. Рекомендации по проектированию свайных фундаментов с промежуточной подушкой для зданий и сооружений, возводимых в сейсмических районах - Кишинев: Изд-во ЦК КП Молдавии, 1974. - 19 с.
88. Баркан Д.Д., Голубцова М.Н., Ильичев В.А., Монголов Ю.В., Ставницер Л.Р., Шаевич В.М., Шехтер О.Я. Рекомендации по проектированию оснований и фундаментов зданий и сооружений, возводимых в сейсмических районах. НИИОСП – М.: Стройиздат, 1975. – 30 с.
89. Ильичев В.А., Монголов Ю.В., Шаевич В.М. Свайные фундаменты в сейсмических районах. – М.: Стройиздат, 1983. – 144 с.
90. Novak M., Sheta M. Approximate approach for contact effects of piles / Dynamic Response of Pile Foundations: Analytical Aspects, ASCE. 1980. P.53-79.
91. Novak M. State-of-the-art in analysis and design of machine foundations / Soil-Structure Interaction. A. S. Cakmak (ed.). Amsterdam et al. 1987. P.171-192.

92. Velez A., Gazetas G., Krishnan R. Lateral stiffness and damping of piles in non-homogeneous soil. Research report CE-82-04. RPI. 1982.
93. Veletsos A.S., Dotson K.W. Impedances of soil layer with disturbed boundary zone // Journal of Geotechnical Engineering. ASCE. 1986. V. 112. № 3. P. 363-368.
94. Ильичев В.А. Динамическое взаимодействие сооружений с основанием и передача колебаний через грунт. В справочнике «Динамический расчет сооружений на специальные воздействия» М.: Стройиздат, 1981, С.114 - 128.
95. Забылин М.И. Волновые процессы в динамической системе «фундамент-основание»: дисс. ... докт. тех. наук - Новосибирск, 1982. - 459 с.
96. Забылин М.И. Об условиях использования динамической модели упругого полупространства в расчетах фундаментов. Сейсмостойкость энергетических сооружений. Межведомственный сб. научн. тр. – Л.: 1990, С.122-127.
97. Нуждин Л.В., Забылин М.И. Жесткость и демпфирование вертикальных колебаний свайного фундамента в слоистом основании // Известия высших учебных заведений. Строительство и архитектура. 1990. № 12. С.36-41.
98. Забылин М. И., Линовский С. В., Нуждин Л. В. Проектирование свайных фундаментов под машины. – Новосибирск: Издательство НИСИ. – 1991. – 87 с.
99. Нуждин Л.В., Забылин М.И. Жесткость и демпфирование сдвиговращательных колебаний свайного фундамента в слоистых грунтах // Известия высших учебных заведений. Строительство. 1992. № 11-12. С.38-44.
100. Нуждин Л.В., Гензе П.А. Жесткость и демпфирование вертикальных колебаний свайного основания с учетом волнового взаимодействия свай в кусте. Тр. Международного семинара по механике грунтов, фундаментостроению и транспортным сооружениям. – М.: 2000, с.202-204.
101. Nuzhdin L.V. Experimental research of dynamic interaction of pile foundations with ground base // Geotechnical Engineering for Disaster Mitigation and

Rehabilitation and Highway Engineering 2011: Proc. of the 3th and 5th Int. conf. – World Scientific Publishing Co. Pte. Ltd., 2011. – P.126-139.

102. Нуждин Л.В. Учет слоистого залегания грунтов в динамических расчетах свайных фундаментов по волновым моделям // Збірник наукових праць. Серія: Галузеве машинобудування, будівництво. – Вип. 4 (34). Т.1 – Украина, Полтава: ПНТУ, 2012. – С. 188-201.

103. Ставницер Л.Р. Сейсмостойкость оснований и фундаментов. – М.: Изд-во АСВ, 2010. - 447 с.

104. Колоушек В. Динамика строительных конструкций. – М.: Стройиздат, 1965. – 630 с.

105. Шехтер О.Я. Об учете инерционных свойств грунта при расчете вертикальных вынужденных колебаний массивных фундаментов. - Труды НИИОСП, 1948, Вып. 12, с. 72-89.

106. Савинов О.А. Современные конструкции фундаментов под машины с динамическими нагрузками и их расчет. – Л.– М.: Стройиздат, 1964. – 345 с.

107. Савинов О.А., Клатцо М.М., Степанов Г.И. Расчеты свайных фундаментов энергетических сооружений на динамические нагрузки. – Л.: Изд-во Энергия, 1976. – 41 с.

108. Савинов О.А. Современные конструкции фундаментов под машины и их расчет. Л.: Стройиздат. Ленингр. Отд-ние, 1979. – 200 с.

109. Мангушев Р.А., Полуниин В.М. Численное моделирование ситуации возникновения дополнительных деформаций основания фундаментов объекта нового строительства при виброизвлечении шпунтовых свай // Природные и техногенные риски. Безопасность строительства. – 2020. - №4. С. 36-39.

110. Мангушев Р.А. Готман А.Л., Знаменкский В.В., Пономарев А.Б. Сваи и свайные фундаменты. Конструирование, проектирование, технологии / Под. ред. Р.А. Мангушева – М.: Издательство АСВ, 2021. – 320 с.

111. Мангушев Р.А., Дьяконов И.П., Полуниин В.М., Горкина М.Р. Деформации виброползучести водонасыщенных грунтов в процессе

высокочастотного динамического воздействия // Жилищное строительство. – 2022. - №3. С. 11.

112. Полуниин В.М., Лобов И.К., Гурский А.В. Численное моделирование процесса высокочастотного виброизвлечения шпунтовых свай в условиях водонасыщенных пылевато-песчаных и пылевато-глинистых грунтов // Вестник гражданских инженеров. – 2021. - №2. – С. 94-101.

113. Соболев Е.С. Ползучесть и виброползучесть песчаных грунтов оснований зданий и сооружений: дисс. ... канд. техн. наук. – М., 2014. – 150 с.

114. Джаро Мохаммед Н. Взаимодействие двухслойного основания и фундаментов при статических и динамических нагрузках: дисс. ... канд. техн. наук. – М., 2013. – 174 с.

115. Мариничев М.Б. Фундаменты многоэтажных и высотных зданий в особых условиях Юга России: докт. тех. наук – Краснодар, 2023. – 355 с.

116. Ткачев И.Г. Совершенствование конструкции и методов расчета свайных фундаментов с промежуточным распределительным слоем: дисс. ... канд. техн. наук. – Краснодар, 2025. – 192 с.

117. Тяпин А. Г. Расчет взаимодействия сооружения на жестком цилиндрическом фундаменте с основанием при сейсмических воздействиях // Межведомственный сборник трудов № 26.-М.: МЭИ, 1984 – С. 89-96.

118. Тяпин А. Г. Влияние моделирования нелинейности оснований и фазового разброса на результаты расчета реакций сооружений на сейсмические воздействия//Сейсмостойкое строительство. 1999, №5, С. 6-9.

119. Тяпин А. Г. Влияние учета отрыва боковых стенок фундамента от грунта на результаты расчета реакции сооружений на сейсмические воздействия // Сейсмостойкое строительство. 1999, №5. С. 34-36.

120. Тяпин А.Г. Моделирование свайного поля в расчетах на сейсмические воздействия // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. – 2000. – №2. –С.23-26.

121. Тяпин А. Г. Однородное полупространство в качестве модели основания: сравнение различных подходов // Сейсмостойкое строительство. Безопасное строительство. Безопасность сооружений. 2010, №3. С. 16-22.
122. Тяпин А. Г. Горизонтально-слоистое полупространство в качестве модели основания: сравнение различных подходов // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. 2011, №1. С.20-26.
123. Тяпин А. Г. Прямой расчет взаимодействия сооружения с основанием: связь с платформенным подходом и условия на нижней границе // Строительная механика и расчет сооружений. 2011, №1, С. 51-57.
124. Тяпин, А.Г. Расчет сооружений на сейсмические воздействия с учетом взаимодействия с грунтовым основанием: научное издание – М.: Издательство АСВ, – 2013. – 392 с.
125. Тяпин А.Г. Платформенные модели в задачах учета взаимодействия сооружений с основанием при расчетах на сейсмические воздействия: научное издание – М.: Издательство АСВ, – 2016. – 208 с.
126. Тяпин А.Г. Кинематическое воздействие для платформенной модели заглубленного сооружения // Промышленное и гражданское строительство. – 2017. №7. – С. 63-68.
127. Тяпин А.Г. Современные нормативные подходы к расчету ответственных сооружений на сейсмические воздействия: Научное издание. – М: АСВ, 2018. – 517 с.
128. Тяпин А.Г., Топорков А.С., Михайлов В.С. Применение комбинированного асимптотического метода для расчета высотного здания на сейсмическое воздействие // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. – 2018. – №4. – С.32-43.
129. Lysmer J., Tabatabaie-Raissi M., Tajirian F., Vahdani S., Ostadan F. SASSI – A System for Analysis of Soil-Structure Interaction Analysis. Report No. UCB/GT/81-02. University of California, Berkley, 1981 – P. 59.
130. Позняк Е.В. Развитие методов волновой теории сейсмостойкости строительных конструкций: дисс. ... докт. тех. наук – Москва, 2018. – 281 с.

131. Назаров Ю.П., Позняк Е.В., Симбиркин В.Н., Павленко О.В. Разработка инженерных подходов и методов расчета зданий и сооружений с учетом волнового характера сейсмического воздействия: НИР под научным руководством Ю.П. Назарова - М.: АО НИЦ Строительство, - 2020.

132. Xu J., Constantino C., Hofmayer C., Graves H. Finite element models for computing seismic induced soil pressures on deeply embedded nuclear power plant structures // Proceedings ASME, 23-27 July – Vancouver, 2006.

133. Osava Y., Kitagawa Y., Irie Y. Evaluation of Various Parameters on Response Analysis of Earthquake Motions Including Soil Building System (Оценка различных параметров отклика системы грунт основания-сооружение при землетрясении) // Вкн. «Сейсмостойкие здания и развитие теории сейсмостойкости»; (По материалам IV Международной конференции по сейсмостойкому строительству)/ В. И. Бунэ, Т. Ж. Жунусов, В. И. Ильичев и др.; Под ред. С. В. Полякова и А. В. Черкашена.-М.-Стройиздат.-1984. - с. 116-120.

134. Timoshenko S.P. Vibration problems in engineering. – New York: D. Van Nostrand Co. Inc., Constable and Co., 1928. 351 p.

135. Schnabel P.B., Lysmer J., Seed H.B. (1972). SHAKE: A Computer Program for Earthquake Response Analysis of Horizontally Layered Sites. Report No. UCSB/EERC-72/12, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, December, 102 p.

136. Омори, Ф. Сейсмические эксперименты по разрушению и опрокидыванию колонн. Инвестируйте в землетрясение // Связь. На иностранных языках. - Токио: 1900. - № 4.

137. Biot M. S. Theory of elastic systems vibrating under transient impulse with an application to earthquake-proof buildings. Proc Nat Acad Sci, 1933, 19(2): pp. 262–268.

138. Михайлов В.С., Русаков Д.С., Янковская И.Д. Методы расчета зданий и сооружений с учетом сейсмических воздействий в SCAD Office // Природные и техногенные риски. Безопасность сооружений. – 2017. – № 3(29). – С. 18-19.

139. Уздин А. М. Об учете рассеяния энергии при оценке сейсмостойкости транспортных сооружений // Сейсмостойкость транспортных и сетевых сооружений. – М.: Наука, 1986. С. 35-44.

140. Уздин А. М., Титов В. Ю. Учет бесконечности основания при учете сейсмостойкости энергетических сооружений по МКЭ // Известия ВНИИГ им. Б. Е. Веденеева, 1989. Т. 212. С. 97-102.

141. Уздин А. М., Сандович Т. А., Аль-Насер-Мохомад Самих Амин. Основы теории сейсмостойкости и сейсмического строительства зданий и сооружений. Санкт-Петербург: ВНИИГ им. Веденеева, 1993.

142. Уздин А.М. Задание сейсмического воздействия. Взгляд инженера-строителя // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. – 2005. – № 1. – С. 27–31.

143. Мишин Д.А. Корректирование акселерограмм при моделировании сейсмических воздействий // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений, 2001, №2.

144. Садовский М.А. Геофизика и физика взрыва. Избранные труды. М.: Наука, 2004. 440 с.

145. Ильичев В.А., Мангушев Р.А. и др. Справочник геотехника. Основания, фундаменты и подземные сооружения: издание второе, дополненное и переработанное. Под общей ред. В.А. Ильичева и Р.А. Мангушева. – М.: Издательство АСВ, 2016. – 1040 с.

146. Готман Н.З. Численное исследование взаимодействия свай в сплошном свайном поле // Известия вузов. Строительство. 2003 №3. – С.115-117.

147. Готман Н.З., Алехин В.С., Сергеев Ф.В. Определение предельного сопротивления свай в составе группы свай // Вестник ПНИПУ. Строительство и архитектура. - 2017. - Т. 8, № 3. - С. 13–21.

148. Harden C.W., Hutchinson T.C. Beam-on-nonlinear-Winkler-foundation modeling of shallow, rocking-dominated footings // Earthquake Spectra, Vol. 25, 2009, pp. 277-300.

149. Gazetas G. Foundation vibrations. Foundation Engineering Handbook, 2nd Edition, Chapter 15, H.-Y. Fang ed. - New York: Chapman and Hall, 1991.
150. Петрухин В. П., Безволев С. Г., Шулятьев О. А., Харичкин А. И. Эффект краевой сваи и его учет при расчете плитного ростверка // Развитие городов и геотехническое строительство – 2007. – №11 С. 90-97.
151. Руководство по проектированию плитных фундаментов каркасных зданий и сооружений башенного типа / НИИ оснований и подзем. сооружений им. Н. М. Герсеванова. - Москва : Стройиздат, 1984. - 263 с.
152. Wilson E.L. Static & Dynamic Analysis of Structures: A Physical Approach with Emphasis on Earthquake Engineering / Computers and Structures Incorporated, – 2004. – 390 p.
153. Brown C.B., Goodman L.E. Gravitational stresses in accreted bodies // Proceedings of the Royal Society of London, Proceedings A, 1963. Vol.276, No.1367. P.571-576.
154. Anderson D. G., Tang Y. K. Summary of soil characterization program for the Lotung large-scale seismic experiment. Proceedings EPRI/NRC/TPC Workshop on Seismic Soil-Structure Interaction Analysis Techniques Using Data from Lotung, Taiwan EPRI NP-6154, 1989, Volume 1, pp. 4.1–4.20.
155. Нуждин Л.В., Михайлов В.С. Численный расчет свайного поля с учетом истории нагружения. Часть 1, 2 // Материалы международной научно-технической конференции «Механика грунтов в геотехнике и фундаментостроении», 28-30 сентября – Новочеркасск: ЮРГПУ, 2022. – С. 28–54.
156. Нуждин Л.В., Михайлов В.С. Численный расчет свайного поля с учетом длительных воздействий // Construction and Geotechnics. – 2023. – № 1. С. 74-87.
157. Нуждин Л.В., Михайлов В.С. Численный расчет свайного поля с учетом динамических воздействий // Construction and Geotechnics. – 2023. – № 2. С. 25-42.

158. Trifunac M.D., Ivanovc S.S., Todorovska M.I., Novikova E.I., Gladkov A.A. Experimental evidence for flexibility of a building foundation supported by friction piles // *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 1999, Vol.18, p. 169-187.

159. Тяпин А.Г., Топорков А.С., Михайлов В.С. Применение комбинированного асимптотического метода для расчета высотного здания на сейсмическое воздействие // *Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений*. – 2018. – №4. – С.32-43.

160. Макаров Е.Г. Инженерные расчеты в Mathcad 15. – СПб.: Питер, 2011. – 400 с.

161. Ветошкин В.А. Синтезированная модель сейсмического воздействия. Расчет сейсмостойкости энергетического оборудования (труды ЦКТИ). НПО ЦКТИ, 1984 г. – С.41-52.

162. Youssef M. A. Hashash. DEEPSOIL (V7.1), A nonlinear and Equivalent Linear Seismic Site Response of 1-D Soil Columns, User Manual. Board of Trustees of University of Illinois at Urbana-Champaign, Urbana, IL, 2024, 184 p.

163. Nuzhdin L.V., Mikhaylov V.S. Prediction of vibrations of oversized pile foundations considering resonance effects // *Construction and Geotechnics*. 2024. № 3. – С. 68-78.

164. Заалишвили В.Б. Введение в инженерную сейсмологию. – Владикавказ: ЦГИ ВНИЦ РАН и РСО-А, 2009. – 240 с.

165. Хачиян Э. Е. Инженерно-сейсмометрическая служба СССР. – М.: Наука, 1987. С. 92-94.

166. Хачиян Э. Е. Прикладная сейсмология. Ереван: Издательство «Гитутюн» НАН РА, 2008. 491 с.

167. Nuzhdin L.V., Mikhailov V.S., Voskresenskiy M.N.. Methods for subsoil modelling under dynamic impacts and multicomponent damping in SCAD FEA software with geophysical monitoring // *Journal of Physics: International Scientific Conference on Modelling and Methods of Structural Analysis 2019, Moscow*. Vol. 1425.

168. Нуждин Л.В., Михайлов В.С. Численное моделирование свайных фундаментов в расчетно-аналитическом комплексе SCAD Office // Вестник ПНИПУ. Строительство и архитектура, т.8 – Пермь, 2018, – №1. – С. 5–18.

169. Nuzhdin L.V., Mikhailov V.S., Yankovskaya I.D. On criterion for considering dynamic soil-structure interaction effects // *Geotechnics Fundamentals and Applications in Construction*. CRC Press, 2019. – P. 210–215.

170. Mikhailov V.S., Nuzhdin L.V. Pile field numerical calculation method accounting load history // *Smart Geotechnics for Smart Societies: Proceedings of the 17th Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Astana, Kazakhstan/ – Astana, Kazakhstan: Creative Commons, CC BY-NC, 2023. – P. 2476-2481*

171. Нуждин Л.В., Михайлов В.С. Прогноз колебаний большеразмерных свайных фундаментов с учетом резонансных эффектов // *Construction and Geotechnics*. – 2024. – № 3. – С. 68-78.

172. Михайлов В.С., Нуждин Л.В. Метод учета резонансных эффектов при прогнозе колебаний большеразмерных свайных фундаментов // *Изв.вузов. Строительство*. – 2025. – № 5. – С. 82-95.

173. Nogoshi, M., & Igarashi, T. On the Amplitude Characteristics of Microtremor (Part 2) // *Journal of the Seismological Society of Japan*, 1971, №24, P. 26-40.

174. Nakamura Y. A Method for dynamic characteristic estimation of subsurface using microtremor on the ground // *QR of RTRI*, 1989. Vol. 30, No. 1, pp.25-33.

175. Nakamura Y. Seismic vulnerability indices for ground and structures using microtremor // *World Congress on Railway Research, Florence, Nov. 1997 – pp. 1–7*.

176. Nakamura Y., Gurler E.D., Saita, J. Dynamic Characteristics of Leaning Tower of Pisa Using Microtremor-Preliminary Results // *Proc. 25th JSCE Earthquake Eng. Symposium, Vol. 2, pp. 921-924*.

177. Nakamura Y. Clear identification of fundamental idea of Nakamura's technique and its applications // Proc. 12th World Conference on Earthquake Engineering, Auckland, 30 January - 4 February, 2000. – 2656, – pp. 1-8.

178. Nakamura Y. On the HV spectrum // Proc. 14th World Conference on Earthquake Engineering, Beijing, 12-17 October, 2008. – 2656, – pp. 1-10.

179. Вознюк А.Б., Капустян Н.К., Таракановский В.К., Климов А.Н. Мониторинг в процессе строительства напряженно-деформированного состояния несущих конструкций и грунтов основания высотных зданий в Москве // Будівельні конструкції. 2010. Вып. 73. С. 461—467.

180. Воскресенский М.Н., Пахмурин О.Р., Михайлов В.С. Сейсמודинамический мониторинг высотного жилого дома с применением HVSR анализа // Известия высших учебных заведений. Строительство. 2020. № 6 (738). С. 91-98.

181. Сенина Т.Е., Воскресенский М.Н. // Программа обработки сейсмической информации «Reg3MSD». Свидетельство о регистрации программы для ЭВМ №2016618341 от 20.08.2016.

182. Сенин Л.Н., Сенина Т.Е., Воскресенский М.Н., Парыгин Г.И. Комплексные сейсмические исследования верхней части геологического разреза // Уральский геофизический вестник. 2018. № 4(34). – С. 41-49.

183. Патент № 2815393 С2 Российская Федерация, МПК G01V 1/16, G01V 1/52. Скважинный сейсмоприемник: № 2022122952: заявл. 26.08.2022: опубл. 14.03.2024 / М. Н. Воскресенский, В.С. Михайлов; заявитель ФГБУН ИГФ УрО РАН. – EDN FXSZHW.

184. Патент № 2844754 С1 Российская Федерация, МПК G01V 1/52. Прижимное устройство скважинного сейсмоприемника : заявл. 25.07.2024 : опубл. 05.08.2025 / М. Н. Воскресенский, В. С. Михайлов ; заявитель ФГБУН ИГФ УрО РАН. – EDN BXWCIY.

185. Патент № 2852243 С1 Российская Федерация, МПК G01V 1/52. Механический источник сейсмических волн: заявл. 02.12.2024 : опубл. 05.12.2025

/ М. Н. Воскресенский, В. С. Михайлов ; заявитель ФГБУН ИГФ УрО РАН. – EDN BXWCIY.

186. Барштейн М.Ф., Ильичев В.А., Коренев Б.Г. и др. Динамический расчет зданий и сооружений. Справочник проектировщика; Под.ред. Б.Г. Коренева, И.М. Рабиновича. – 2-е изд. – М.: Стройиздат, 1984. – 303 с.

187. Fialko S.Ju., et al. Time history analysis formulation in SCAD FEA software // Journal of Measurements in Engineering, Vol. 6, Issue 4, 2018, p. 173-180.

188. Fialko S. Y. Dynamic analysis of the elasto-plastic behaviour of buildings and structures in the SCAD ++ software package // Journal of Physics: Conference Series : International Scientific Conference on Modelling and Methods of Structural Analysis 2019, MMSA 2019, Moscow, 13–15 ноября 2019 года. Vol. 1425. – Moscow: Institute of Physics Publishing, 2020. – P. 012041. – DOI 10.1088/1742-6596/1425/1/012041. – EDN FQADZQ.

189. Едигаров Г.Э. Опыт применения SCAD OFFICE в расчете промежуточной опоры моста с учетом взаимного влияния свай в кусте // CADMASTER, 2015. №3. С.88-97.

190. Клованич С.Ф. Метод конечных элементов в нелинейных задачах инженерной механики. – Запорожье.: Изд-во «Світ геотехніки» 2009. – 400 с.

191. Ponomarev A.B., Sychkina E.N. Verification of the Results of Numerical and Analytical Estimates of the Settling of a Single Pile in Argillite-Like Clay // Soil Mechanics and Foundation Engineering, 2016. №53 (2), pp. 78-81. DOI: 10.1007/s11204-016-9368-6.

192. Ponomaryov A.B., Sychkina E.N. Effect of soil compaction around driven pile and prediction of pile settlement on claystones // Proceedings of the ECSMGE 2019, 1-7 September. – Reykjavik, 2019.

193. Ponomarev A.B., Akbulyakova E.N., Ofrichter Y.V. Prediction of Bearing Capacity of Driven Piles in Semi-Rocky Soils // Soil Mechanics and Foundation Engineering, 2020. №57 (2), pp. 133-138.

194. Poojaara S. D., Patel P. V. Axial deformation of columns in multi-storey Reinforced Concrete Buildings //International Journal of Civil Engineering and Technology. – 2014. – Т. 5. – №. 3. – С. 294-300.

195. Руководство по проектированию плитных фундаментов каркасных зданий и сооружений башенного типа / НИИ оснований и подзем. сооружений им. Н. М. Герсеванова. - Москва : Стройиздат, 1980. - 151 с.

196. Мариупольский Л.Г. Исследования грунтов для проектирования и строительства свайных фундаментов. – М.: Стройиздат, 1989. – 199 с.

## ПЕРЕЧЕНЬ ТЕРМИНОВ И СОКРАЩЕНИЙ

### Термины и определения

**Акселерограмма (велосиграмма, сейсмограмма):** зависимость ускорения (скорости, смещения) точки основания или сооружения от времени в процессе землетрясения, имеющая одну, две или три компоненты.

**Виброразжижение (сейсморазжижение):** потеря несущей способности водонасыщенных дисперсных грунтов при сильных динамических воздействиях.

**Категории грунтов по сейсмическим свойствам:** выделенные в практике инженерных изысканий четыре категории грунтов: к I категории относятся грунты от прочных скальных до сейсмических жестких грунтов, сокращение интенсивности сейсмических воздействий на которых составляет более 0,5 баллов относительно средних грунтов II категории; к III категории относятся слабые грунты с малой сейсмической жесткостью, увеличение интенсивности сейсмических воздействий на которых составляет более 0,5 баллов относительно средних грунтов II категории; к IV категории относятся структурно неустойчивые грунты водонасыщенные грунты, которые склонны к сейсмическому разжижению при расчетной интенсивности сейсмического воздействия.

**Динамический (кинематический) метод анализа:** метод расчета на воздействие, задаваемое в виде акселерограмм колебаний грунта в основании сооружения путем численного интегрирования уравнений движения.

**Интенсивность землетрясения:** оценка воздействия землетрясения в баллах действующей макросейсмической шкалы, определяемая по макросейсмическим описаниям разрушений и повреждений природных объектов, грунта, зданий и сооружений, движений тел, а также по наблюдениям и ощущениям людей.

**Метод расчета по линейно-спектральной теории (метод расчета по ЛСТ):** метод расчета на сейсмостойкость, в котором значения сейсмических нагрузок определяются по коэффициентам динамичности (или по спектрам отклика) в зависимости от частот и форм собственных колебаний конструкции.

**Микросейсмы:** хаотические колебания земной поверхности малой амплитуды, вызываемые природными и техногенными причинами.

**Нелинейные свойства грунтов:** свойства грунтов, определяемые нелинейной зависимостью напряжений и деформаций.

**Сейсмическая жесткость грунтов:** произведение скорости поперечной волны в грунте на плотность грунта.

**Сейсмическая (инерционная) сила, сейсмическая нагрузка:** сила (нагрузка), возникающая в системе "сооружение-основание" при колебаниях основания сооружения во время землетрясения.

**Сейсмическое микрорайонирование (СМР):** оценка влияния свойств грунтов на сейсмические колебания в пределах площадей расположения конкретных сооружений и на территории населенных пунктов.

**Сейсмичность площадки сооружения (строительства):** интенсивность расчетных сейсмических воздействий на площадке строительства с соответствующими категориями повторяемости за нормативный срок. Сейсмичность устанавливается в соответствии с картами сейсмического районирования и СМР площадки строительства и измеряется в баллах по действующей макросейсмической шкале.

**Сейсмостойкость сооружения:** способность сооружения сохранять после расчетного землетрясения функции, предусмотренные проектом, например: отсутствие глобальных обрушений или разрушений сооружения или его частей, способных обусловить гибель и травматизм людей; эксплуатацию сооружения после восстановления или ремонта; пожарную безопасность здания; отсутствие обрушения сооружения в случае повторных толчков с интенсивностью на один балл меньше расчетного землетрясения до восстановления или ремонта.

**Сильное сейсмическое воздействие:** сейсмическое воздействие, при котором изменяются сейсмические свойства грунта (для дисперсных грунтов при интенсивности обычно более 8 баллов или при пиковом ускорении более 0,25g).

**Синтезированная акселерограмма:** акселерограмма, полученная с помощью расчетных методов, в том числе на основе статистической обработки и анализа ряда акселерограмм и спектров реальных землетрясений.

**Скоростные характеристики грунта:** скорости распространения сейсмических (продольных  $V_p$  и поперечных  $V_s$ ) волн в грунтах оснований,  $\text{м}\cdot\text{с}^{-1}$ .

**Спектр отклика акселерограммы:** функция, связывающая максимальное по модулю ускорение одномассового линейного осциллятора и соответствующий этому ускорению период (частоту) собственных колебаний того же осциллятора, основание которого движется по закону, определенному акселерограммой.

**Спектральные характеристики грунтовой толщи:** спектры Фурье, спектры реакции и коэффициенты динамичности грунтового массива.

## Сокращения

**АЧХ** - амплитудно-частотная характеристика, зависимость амплитуды установившихся колебаний выходного сигнала системы от частоты её входного сигнала.

**ДС** – дискретное свайное поле, состоящее из отдельных свай без использования укрупненных свайных ячеек (см. разд. 2.5, 3.3 и Прил. Б).

**КПМ** – «комбинированная пространственная модель» линейно-деформируемого основания, использующая объёмные конечные элементы и специальные подходы к численному моделированию (см. разд. 2.5, 3.3 и Прил. Б).

**ИГП** - инерционный грунтовый присоединенный массив (подвес), используемый в аналитических методах расчета динамических систем для учета присоединенной динамической массы примыкающего массива грунта.

**ИГМ** - инерционный грунтовый массив, массив грунта, обладающий полной динамической массой при выполнении численных расчетов.

**КЭ** - конечный элемент простой геометрической формы (треугольник, четырёхугольник, тетраэдр и т. д.), который используется для дискретизации расчётной области в методе конечных элементов.

**ЛСТ** - линейно-спектральная теория расчета сооружений на динамические нагрузки с использованием инерционных сил и разложения процесса колебательного движения на отдельные квазистатические формы колебаний.

**МКЭ** - метод конечных элементов, численный метод решения дифференциальных и интегральных уравнений, возникающих при математическом моделировании и анализе задач физики сред.

**МПД** - контактная однопараметрическая «модель пропорциональных деформаций» Фусса-Винклера (см. разд. 2.3, 3.3 и Прил. Б).

**МПП** - контактная двухпараметрическая «модель полупространства» (см. разд. 2.4, 3.3 и Прил. Б).

**III** – подстилающее полупространство по контактной модели Медникова-Шашкина, используемое в основании объемной части модели в составе «комбинированной пространственной модели» (см. разд. 2.5, 3.3 и Прил. Б).

**СЯ** – укрупненная динамическая свайная ячейка (см. разд. 2.5.3 и Прил. Б).

**HVSR (H/V)** - horizontal to vertical spectral ratio method, метод межкомпонентных спектральных отношений для повышения качества оценки амплитудно-частотной характеристики динамической системы в области спектральных пиков путем отношения среднегеометрической компоненты горизонтальных спектров отклика акселерограммы (велосиграммы) к вертикальной компоненте (см. разд. 4.2).

**MSK-64** - шкала сейсмической интенсивности Медведева – Шпонхойера – Карника, утвержденная в 1964 году двенадцати-балльная макросейсмическая шкала сейсмического районирования, описывает последствия подземных толчков на поверхности площадки строительства с учетом фактических грунтовых условиях и для конструкций объектов строительства.

## ПРИЛОЖЕНИЕ А.

### Материалы исследований отклика зданий на сейсмические воздействия с учетом нелинейных свойств основания

В настоящем приложении на рисунках А.1 – А.3 представлены результаты моделирования сейсмического воздействия путем его нелинейного преобразования в процессе прохождения через массив дисперсных грунтов в программе DEEPSOIL. В дополнение к разделу 2.1.4 даны наиболее наглядные результаты оценки отклика зданий высотой 5, 20 и 25 этажей. Анализировались абсолютные по модулю значения суммарных изгибающих моментов в центре фундамента для четырех типов грунтового основания I, II, III и IV категорий по сейсмическим свойствам относительно абсолютно жесткого основания.

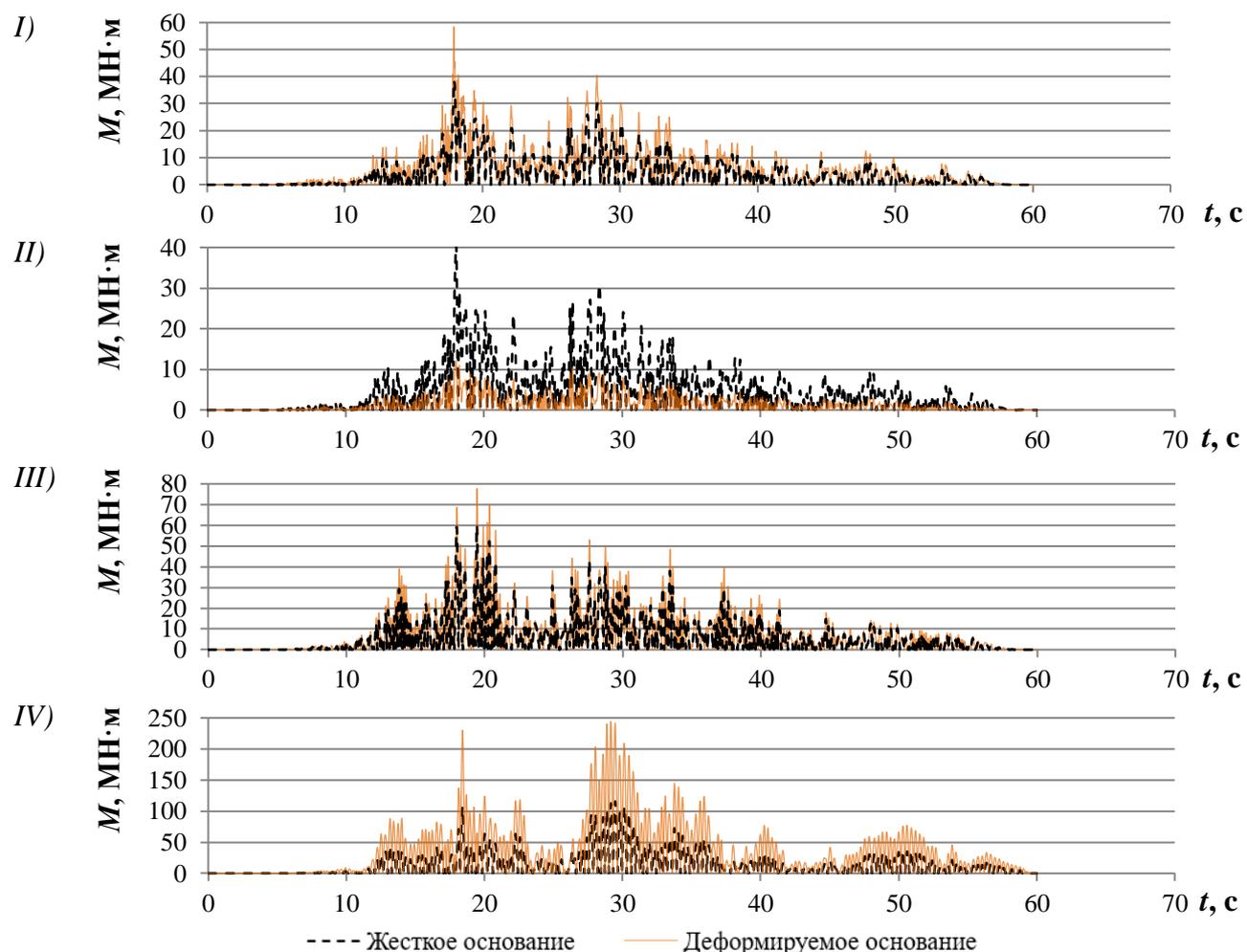


Рисунок А.1 – Сравнительный анализ моментов  $M$ ,  $\text{MN}\cdot\text{m}$ , в центре фундамента здания высотой 5 этажей на основании с грунтами четырех категорий по сейсмическим свойствам

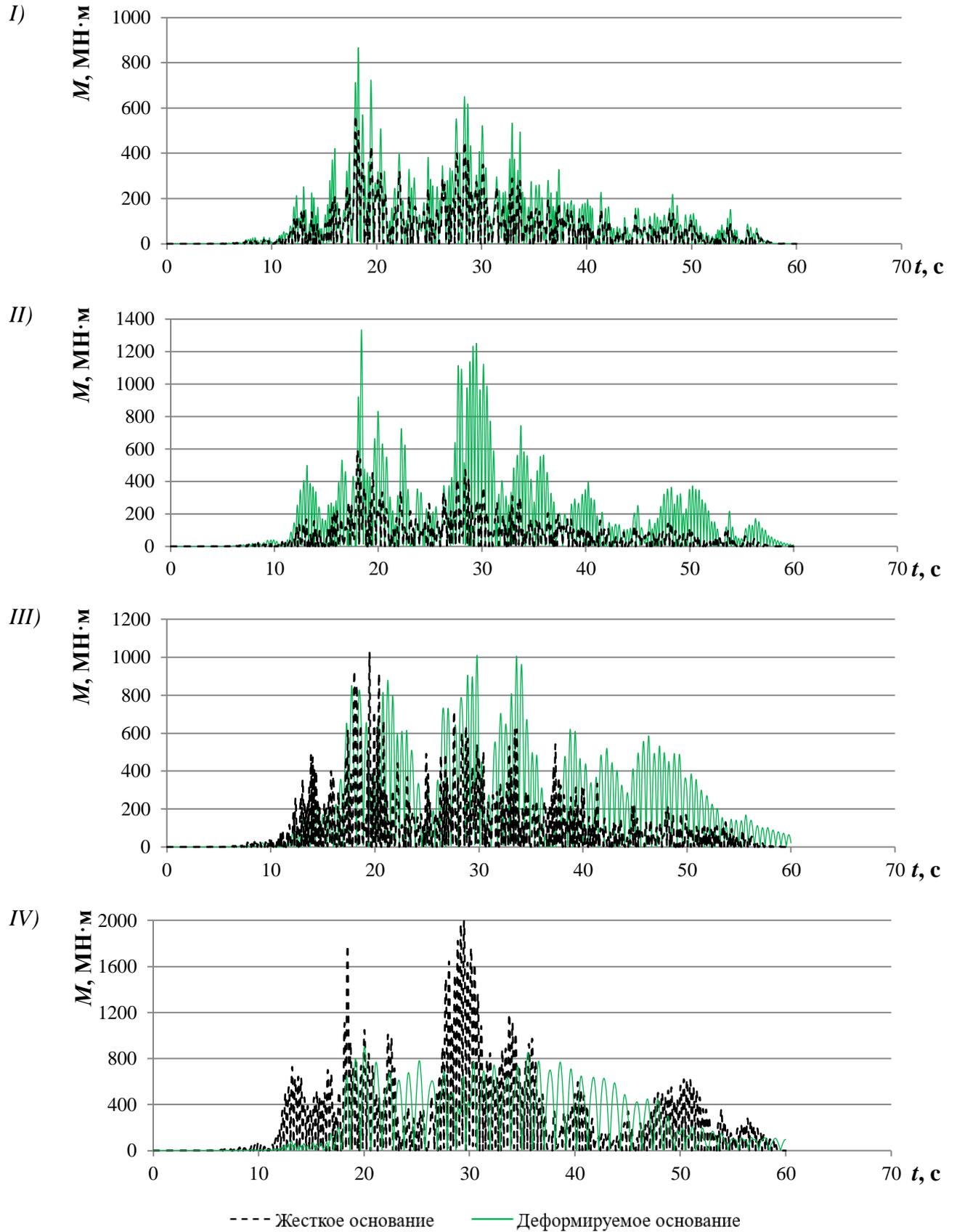


Рисунок А.2 – Сравнительный анализ моментов  $M$ ,  $\text{MN}\cdot\text{м}$ , в центре фундамента здания высотой 20 этажей на основании с грунтами четырех категорий по сейсмическим свойствам

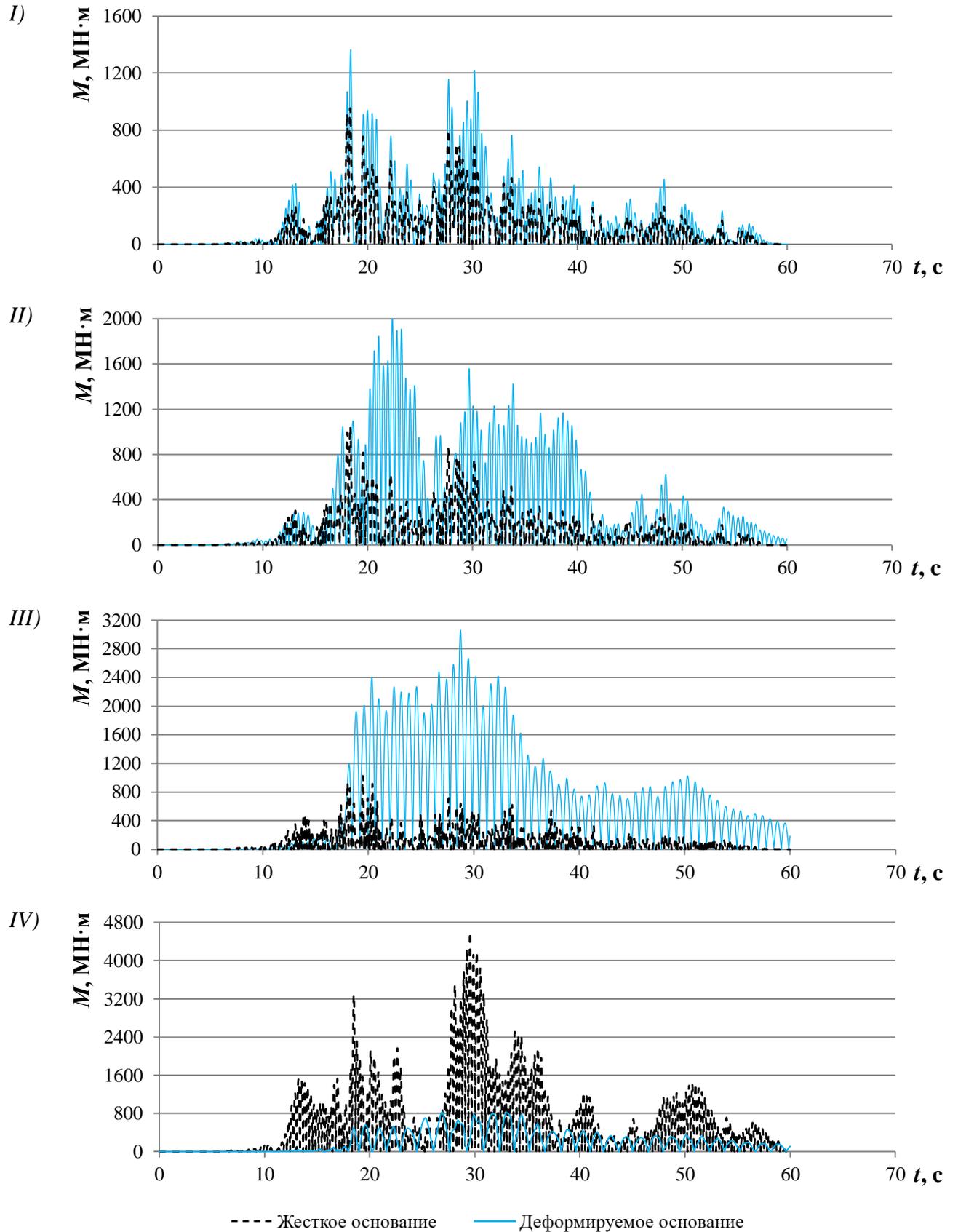


Рисунок А.3 – Сравнительный анализ моментов  $M$ ,  $\text{MN}\cdot\text{м}$ , в центре фундамента здания высотой 25 этажей на основании с грунтами четырех категорий по сейсмическим свойствам

Выводы и анализ детально представлены в разделе 2.1.4 второй главы.

## ПРИЛОЖЕНИЕ Б.

### Материалы численных исследований колебания и эффектов резонанса большеразмерных свайных фундаментов

В настоящем приложении, в дополнение к описательной части раздела 3.3, представлены материалы численных исследований колебания большеразмерных свайных фундаментов, которые были выполнены методом конечных элементов с использованием четырех подходов к моделированию свайного основания в виде двадцати различных расчетных схем, пяти вариантов этажности сооружения и двух моделей сейсмического воздействия.

В общем количестве рассмотрено 720 частных вариантов соотношения динамических масс сооружения и фундамента, моделей основания и воздействия.

Сводные результаты исследования с данными расчетов линейно-спектральным методом, основанном на квазистатическом определении инерционных сил, представлены в таблицах Б.1, Б.3, Б.5 и Б.7.

Аналогичные результаты с данными расчетов методом интегрирования уравнений движения представлены в таблицах Б.2, Б.4, Б.6 и Б.8.

Во всех таблицах принята трехуровневая нумерация модели с разделением точкой. Первая римская цифра обозначает соответствующую категорию грунтов в основании фундамента по сейсмическим свойствам, принятым согласно данных таблицы 2.1 во второй главе.

Вторая арабская цифра обозначает один из четырех этапов исследования: 1 – анализ четырех контактных моделей для соответствующих вариантов этажности зданий и моделей сейсмического воздействия; 2 – анализ восьми пространственных моделей основания с невесомым (безынерционным) массивом грунта; 3 – анализ четырех характерных пространственных моделей с учетом присоединенной массы грунтового основания и присоединенной массы свай, определенных по формулам (2.4) и (2.29) соответственно, приведенным во второй главе; 4 - анализ четырех характерных пространственных моделей с полной массой грунтового массива.

Помимо нумерации в таблицах каждой модели присвоен соответствующий шифр, содержащий следующие обозначения:

1. На начальном первом этапе исследования рассмотрены: МПД.ДС – однопараметрическая «Модель пропорциональных деформаций» (МПД) с основанием по Савинову О.А. и Готман Н.З., а также с дискретным свайным полем (ДС) в виде отдельных свай в количестве  $9 \times 15$  штук; МПД.СЯ – та же модель, с использованием укрупненных свайных ячеек (СЯ) в количестве  $3 \times 5$  штук, отражающих свойства девяти дискретных свай в ячейке  $3 \times 3$  штуки; МПП.ДС – контактная «Модель полупространства» (МПП) с основанием Медникова И.А. и Шашкина К.Г. для аналогичного дискретного свайного поля; МПП.СЯ – модель полупространства с использованием свайных ячеек.
2. В рамках второго этапа исследования рассмотрены расчетные схемы с «Комбинированной пространственной моделью» линейно-деформируемого основания (КПМ), не учитывающие массу грунта: КПМ.ДС.98 – пространственная модель с дискретными сваями (ДС) в количестве  $9 \times 15$  штук и абсолютно жестким закреплением узлов массива на глубине трех габаритов сооружения, составляющей 98 метров; КПМ.СЯ.98 – то же, с использованием свайных ячеек (СЯ) в количестве  $3 \times 5$  штук; КПМ.СЯ.ПП.60 – то же, с замещением части трехмерного массива контактной моделью подстилающего полупространства (ПП) Медникова-Шашкина от глубины 60 м до глубины 98 м, соответствующей абсолютно жесткому скальному основанию; КПМ.СЯ.ПП.48 ... 8 – то же, с полупространством от глубин 48 м до 8 м.
3. На третьем этапе исследования рассмотрены четыре из восьми моделей этапа 2, которые учитывают массу инерционного грунтового присоединенного массива (ИГП) для ситуаций с трехмерным массивом глубиной 98 м с дискретными сваями, со свайными ячейками, а также с замещением трехмерного массива полупространством на глубинах 30 и 8 м.
4. На заключительном четвертом этапе исследования в моделях, аналогичных этапу 3, выполнена замена присоединенной массы на полную массу инерционного грунтового массива (ИГМ).



Таблица Б.2 – Анализ усилий в угловой свае или свайной ячейке при колебаниях свайного основания с грунтами I категории по сейсмическим свойствам по результатам расчета методом интегрирования уравнений движения

№ п.п.	Шифр модели	Период колебаний					Усилия при расчете методом интегрирования уравнений движения														
		<i>T</i> , с					<i>N</i> <sub>цур</sub> , кН					<i>M</i> <sub>цур</sub> , кН·м					<i>Q</i> <sub>цур</sub> , кН				
		5	10	15	20	25	5	10	15	20	25	5	10	15	20	25	5	10	15	20	25
I.1.1	МПД-ДС Савинова-Готман	0.53	0.75	0.92	1.06	1.18	6	11	14	18	21	29	49	66	82	97	15	25	33	41	49
I.1.2	МПД-СЯ Савинова-Готман	0.53	0.75	0.92	1.06	1.18	6	10	14	17	20	28	47	64	80	94	14	24	32	40	47
I.1.3	МПП-ДС Медникова-Шашкина	0.53	0.75	0.92	1.06	1.18	5	8	11	13	16	29	49	66	82	97	14	25	33	41	49
I.1.4	МПП-СЯ Медникова-Шашкина	0.53	0.75	0.92	1.06	1.18	6	10	14	18	21	28	47	64	79	94	14	24	32	40	47
I.2.1	КПМ-ДС-98	0.63	0.89	1.09	1.25	1.40	<b>5</b>	<b>8</b>	<b>11</b>	<b>14</b>	<b>16</b>	30	51	69	86	102	13	23	31	39	46
I.2.2	КПМ-СЯ-98	0.63	0.89	1.09	1.25	1.40	7	11	15	19	22	29	50	68	84	100	13	22	30	38	45
I.2.3	КПМ-СЯ-ПП-60	0.63	0.89	1.09	1.25	1.40	7	12	16	19	23	32	53	71	87	103	14	24	31	39	46
I.2.4	КПМ-СЯ-ПП-48	0.63	0.89	1.09	1.25	1.40	7	12	16	19	23	32	53	71	87	103	14	24	32	39	46
I.2.5	КПМ-СЯ-ПП-30	0.63	0.89	1.09	1.25	1.40	7	12	16	19	23	33	53	71	87	103	14	24	32	39	46
I.2.6	КПМ-СЯ-ПП-18	0.63	0.89	1.09	1.25	1.40	7	12	16	19	23	30	51	69	85	101	14	23	31	38	45
I.2.7	КПМ-СЯ-ПП-10	0.63	0.89	1.09	1.25	1.40	6	11	15	19	22	28	48	65	82	98	12	21	29	36	43
I.2.8	КПМ-СЯ-ПП-8	0.63	0.89	1.09	1.25	1.40	7	11	15	19	22	29	49	66	83	99	13	22	30	37	44
I.3.1	КПМ-ДС-98-ИГП	0.62	0.88	1.08	1.25	1.40	<b>5</b>	<b>8</b>	<b>11</b>	<b>14</b>	<b>16</b>	30	51	69	86	102	13	23	31	38	45
I.3.2	КПМ-СЯ-98-ИГП	0.63	0.89	1.09	1.25	1.40	7	11	15	19	22	30	50	68	85	100	13	22	30	37	45
I.3.5	КПМ-СЯ-ПП-30-ИГП	0.63	0.88	1.08	1.25	1.40	7	12	16	19	23	33	54	71	87	104	15	24	32	39	46
I.3.8	КПМ-СЯ-ПП-8-ИГП	0.63	0.88	1.08	1.25	1.40	7	11	15	19	22	29	49	66	83	99	13	22	30	37	44
I.4.1	КПМ-ДС-98-ИГМ	<b>0.38</b>	0.88	1.08	1.25	1.40	<b>7</b>	<b>10</b>	<b>13</b>	<b>16</b>	<b>18</b>	<b>39</b>	<b>60</b>	<b>79</b>	<b>96</b>	<b>112</b>	<b>17</b>	<b>27</b>	<b>35</b>	<b>43</b>	<b>50</b>
I.4.2	КПМ-СЯ-98-ИГМ	<b>0.38</b>	0.88	1.09	1.25	1.40	<b>9</b>	<b>13</b>	<b>18</b>	<b>21</b>	<b>25</b>	<b>38</b>	<b>60</b>	<b>77</b>	<b>94</b>	<b>110</b>	<b>17</b>	<b>27</b>	<b>35</b>	<b>42</b>	<b>49</b>
I.4.5	КПМ-СЯ-ПП-30-ИГМ	<b>0.38</b>	0.88	0.08	1.25	1.40	<b>8</b>	<b>12</b>	<b>16</b>	<b>20</b>	<b>24</b>	<b>34</b>	<b>55</b>	<b>73</b>	<b>89</b>	<b>105</b>	<b>15</b>	<b>25</b>	<b>32</b>	<b>39</b>	<b>47</b>
I.4.8	КПМ-СЯ-ПП-8-ИГМ	<b>0.38</b>	0.88	1.08	1.25	1.40	7	11	15	19	22	29	49	66	83	99	13	22	30	37	44



Таблица Б.4 – Анализ усилий в угловой свае или свайной ячейке при колебаниях свайного основания с грунтами II категории по сейсмическим свойствам по результатам расчета методом интегрирования уравнений движения

№ п.п.	Шифр модели	Период колебаний					Усилия при расчете методом интегрирования уравнений движения																	
		$T, c$					$N_{иур}, кН$					$M_{иур}, кН·м$					$Q_{иур}, кН$							
		Этажность модели					5	10	15	20	25	5	10	15	20	25	5	10	15	20	25	5	10	15
II.1.1	МПД-ДС Савинова-Готман	0.53	0.75	0.92	1.06	1.18	8	14	19	24	28	29	49	66	82	97	15	25	33	41	49			
II.1.2	МПД-СЯ Савинова-Готман	0.53	0.75	0.92	1.06	1.18	6	10	13	17	20	28	47	64	79	94	14	24	32	40	47			
II.1.3	МПП-ДС Медникова-Шашкина	0.53	0.75	0.92	1.06	1.18	5	8	10	13	15	29	49	66	82	97	14	25	33	41	49			
II.1.4	МПП-СЯ Медникова-Шашкина	0.53	0.75	0.92	1.06	1.18	6	11	14	18	21	28	47	64	79	94	14	24	32	40	47			
II.2.1	КПМ-ДС-98	0.63	0.89	1.09	1.26	1.41	<b>5</b>	<b>8</b>	<b>11</b>	<b>14</b>	<b>16</b>	30	51	69	86	102	13	23	31	38	45			
II.2.2	КПМ-СЯ-98	0.63	0.90	1.10	1.27	1.42	7	11	15	19	22	29	50	67	83	99	13	22	30	37	43			
II.2.3	КПМ-СЯ-ПП-60	0.63	0.90	1.10	1.27	1.42	7	12	16	20	23	32	52	69	86	101	14	23	31	38	45			
II.2.4	КПМ-СЯ-ПП-48	0.63	0.90	1.10	1.27	1.42	7	12	16	20	23	32	53	70	87	102	14	24	31	39	45			
II.2.5	КПМ-СЯ-ПП-30	0.63	0.90	1.10	1.27	1.42	8	12	16	20	23	33	53	70	87	102	15	24	31	39	45			
II.2.6	КПМ-СЯ-ПП-18	0.63	0.89	1.10	1.27	1.41	7	12	16	20	23	31	52	68	85	100	14	23	30	38	45			
II.2.7	КПМ-СЯ-ПП-10	0.63	0.89	1.09	1.26	1.41	7	11	15	19	22	29	49	66	83	98	13	22	29	37	44			
II.2.8	КПМ-СЯ-ПП-8	0.63	0.89	1.09	1.26	1.41	7	12	16	19	23	31	51	68	85	100	14	23	30	38	45			
II.3.1	КПМ-ДС-98-ИГП	0.63	0.89	1.09	1.26	1.41	<b>5</b>	<b>8</b>	<b>11</b>	<b>14</b>	<b>16</b>	30	51	69	86	102	13	23	31	38	45			
II.3.2	КПМ-СЯ-98-ИГП	0.63	0.90	1.10	1.27	1.42	7	11	15	19	23	29	50	68	84	99	13	22	30	37	44			
II.3.5	КПМ-СЯ-ПП-30-ИГП	0.63	0.90	1.10	1.27	1.42	8	12	16	20	23	33	54	71	87	102	15	24	31	39	45			
II.3.8	КПМ-СЯ-ПП-8-ИГП	0.63	0.89	1.09	1.26	1.41	7	12	16	19	23	31	51	68	85	101	14	23	30	38	45			
II.4.1	КПМ-ДС-98-ИГМ	<b>0.64</b>	0.89	1.09	1.26	1.41	<b>9</b>	<b>13</b>	<b>16</b>	<b>18</b>	<b>21</b>	<b>49</b>	<b>80</b>	<b>99</b>	<b>115</b>	<b>129</b>	<b>22</b>	<b>35</b>	<b>44</b>	<b>51</b>	<b>57</b>			
II.4.2	КПМ-СЯ-98-ИГМ	<b>0.64</b>	0.89	1.09	1.26	1.41	<b>11</b>	<b>18</b>	<b>22</b>	<b>25</b>	<b>28</b>	<b>48</b>	<b>78</b>	<b>96</b>	<b>112</b>	<b>125</b>	<b>21</b>	<b>35</b>	<b>43</b>	<b>50</b>	<b>56</b>			
II.4.5	КПМ-СЯ-ПП-30-ИГМ	<b>0.64</b>	0.89	1.09	1.26	1.41	<b>9</b>	<b>13</b>	<b>17</b>	<b>21</b>	<b>24</b>	<b>37</b>	<b>58</b>	<b>75</b>	<b>92</b>	<b>107</b>	<b>16</b>	<b>26</b>	<b>33</b>	<b>41</b>	<b>47</b>			
II.4.8	КПМ-СЯ-ПП-8-ИГМ	<b>0.64</b>	0.89	1.09	1.26	1.41	7	12	16	20	23	31	52	69	86	101	14	23	30	38	45			



Таблица Б.6 – Анализ усилий в угловой свае или свайной ячейке при колебаниях свайного основания с грунтами III категории по сейсмическим свойствам по результатам расчета методом интегрирования уравнений движения

№ п.п.	Шифр модели	Период колебаний					Усилия при расчете методом интегрирования уравнений движения														
		<i>T</i> , с					<i>N</i> <sub>изр</sub> , кН					<i>M</i> <sub>изр</sub> , кН·м					<i>Q</i> <sub>изр</sub> , кН				
		Этажность модели	5	10	15	20	25	5	10	15	20	25	5	10	15	20	25	5	10	15	20
Ш.1.1	МПД-ДС Савинова-Готман	0.53	0.75	0.92	1.06	1.18	10	17	23	29	34	29	49	65	81	96	15	24	33	41	48
Ш.1.2	МПД-СЯ Савинова-Готман	0.53	0.75	0.92	1.06	1.18	6	9	12	15	18	28	47	63	78	93	14	23	32	39	47
Ш.1.3	МПП-ДС Медникова-Шашкина	0.53	0.75	0.92	1.06	1.18	5	8	10	13	15	29	49	66	82	97	14	25	33	41	49
Ш.1.4	МПП-СЯ Медникова-Шашкина	0.53	0.75	0.92	1.06	1.18	6	10	14	17	21	28	47	64	79	94	14	24	32	40	47
Ш.2.1	КПМ-ДС-98	0.65	0.92	1.13	1.31	1.46	<b>4</b>	<b>7</b>	<b>9</b>	<b>12</b>	<b>14</b>	30	51	68	85	100	13	22	30	37	44
Ш.2.2	КПМ-СЯ-98	0.66	0.93	1.14	1.32	1.47	7	11	15	19	22	29	49	65	81	94	13	21	28	36	42
Ш.2.3	КПМ-СЯ-ПП-60	0.66	0.93	1.14	1.32	1.47	7	12	16	20	23	31	51	67	84	97	14	22	30	37	43
Ш.2.4	КПМ-СЯ-ПП-48	0.66	0.93	1.14	1.32	1.47	8	12	16	20	23	32	52	69	85	99	14	23	30	37	43
Ш.2.5	КПМ-СЯ-ПП-30	0.66	0.93	1.14	1.32	1.47	8	12	16	20	23	33	53	69	85	99	14	23	30	37	43
Ш.2.6	КПМ-СЯ-ПП-18	0.66	0.93	1.14	1.32	1.47	8	12	16	19	23	32	52	68	84	98	14	23	30	37	43
Ш.2.7	КПМ-СЯ-ПП-10	0.66	0.92	1.13	1.31	1.46	7	12	15	19	22	30	50	66	82	97	13	22	29	36	43
Ш.2.8	КПМ-СЯ-ПП-8	0.65	0.92	1.13	1.30	1.46	8	12	16	19	23	33	53	69	85	100	15	24	30	37	44
Ш.3.1	КПМ-ДС-98-ИГП	0.65	0.92	1.13	1.31	1.46	<b>4</b>	<b>7</b>	<b>9</b>	<b>12</b>	<b>14</b>	31	52	69	86	101	14	23	30	38	44
Ш.3.2	КПМ-СЯ-98-ИГП	0.66	0.93	1.14	1.31	1.47	7	12	15	19	22	30	49	65	81	95	13	22	29	36	42
Ш.3.5	КПМ-СЯ-ПП-30-ИГП	0.66	0.93	1.14	1.31	1.47	8	13	16	20	23	33	53	69	85	99	15	23	31	38	44
Ш.3.8	КПМ-СЯ-ПП-8-ИГП	0.65	0.92	1.13	1.30	1.46	8	12	16	20	23	34	54	70	86	101	15	24	31	38	44
Ш.4.1	КПМ-ДС-98-ИГМ	<b>1.23</b>	<b>1.23</b>	<b>1.24</b>	1.32	1.47	<b>2</b>	<b>11</b>	<b>21</b>	<b>28</b>	<b>31</b>	<b>19</b>	<b>81</b>	<b>157</b>	<b>208</b>	<b>230</b>	<b>8</b>	<b>36</b>	<b>69</b>	<b>92</b>	<b>101</b>
Ш.4.2	КПМ-СЯ-98-ИГМ	<b>1.23</b>	<b>1.23</b>	<b>1.24</b>	1.32	1.47	<b>4</b>	<b>18</b>	<b>35</b>	<b>46</b>	<b>51</b>	<b>18</b>	<b>77</b>	<b>150</b>	<b>197</b>	<b>217</b>	<b>8</b>	<b>34</b>	<b>66</b>	<b>87</b>	<b>96</b>
Ш.4.5	КПМ-СЯ-ПП-30-ИГМ	<b>1.23</b>	<b>1.23</b>	<b>1.24</b>	1.32	1.47	<b>12</b>	<b>17</b>	<b>21</b>	<b>24</b>	<b>27</b>	<b>49</b>	<b>73</b>	<b>88</b>	<b>104</b>	<b>117</b>	<b>22</b>	<b>32</b>	<b>39</b>	<b>46</b>	<b>51</b>
Ш.4.8	КПМ-СЯ-ПП-8-ИГМ	<b>1.23</b>	<b>1.23</b>	<b>1.24</b>	1.32	1.47	8	13	16	20	23	34	55	70	86	101	15	24	31	38	45



Таблица Б.8 – Анализ усилий в угловой свае или свайной ячейке при колебаниях свайного основания с грунтами IV категории по сейсмическим свойствам по результатам расчета методом интегрирования уравнений движения

№ п.п.	Шифр модели	Период колебаний					Усилия при расчете методом интегрирования уравнений движения																	
		$T, c$					$N_{иур}, кН$					$M_{иур}, кН·м$					$Q_{иур}, кН$							
		Этажность модели					5	10	15	20	25	5	10	15	20	25	5	10	15	20	25	5	10	15
IV.1.1	МПД-ДС Савинова-Готман	0.53	0.75	0.92	1.06	1.18	12	20	27	33	39	30	47	65	79	93	15	24	33	40	47			
IV.1.2	МПД-СЯ Савинова-Готман	0.53	0.75	0.92	1.06	1.18	5	7	10	12	15	30	46	64	77	91	15	23	32	39	46			
IV.1.3	МПП-ДС Медникова-Шашкина	0.53	0.75	0.92	1.06	1.18	5	8	11	14	16	29	49	66	82	97	15	25	33	41	49			
IV.1.4	МПП-СЯ Медникова-Шашкина	0.53	0.75	0.92	1.06	1.18	6	10	13	16	19	29	47	64	79	94	14	24	32	40	47			
IV.2.1	КПМ-ДС-98	0.72	1.02	1.25	1.44	1.61	3	5	7	9	10	30	50	67	84	99	13	22	29	36	43			
IV.2.2	КПМ-СЯ-98	0.73	1.04	1.27	1.47	1.64	7	11	15	19	22	28	46	62	79	92	12	20	27	34	39			
IV.2.3	КПМ-СЯ-ПП-60	0.73	1.03	1.27	1.46	1.64	7	12	16	19	23	30	48	64	81	93	13	21	27	34	40			
IV.2.4	КПМ-СЯ-ПП-48	0.73	1.03	1.26	1.46	1.63	8	12	16	20	23	31	50	66	82	95	13	21	28	35	41			
IV.2.5	КПМ-СЯ-ПП-30	0.72	1.03	1.26	1.45	1.62	8	12	16	19	22	31	50	66	82	95	14	21	28	35	41			
IV.2.6	КПМ-СЯ-ПП-18	0.72	1.02	1.25	1.44	1.61	8	12	16	19	22	31	50	66	82	96	13	21	28	35	41			
IV.2.7	КПМ-СЯ-ПП-10	0.71	1.01	1.24	1.43	1.60	7	11	15	19	22	30	49	65	81	94	13	21	28	34	40			
IV.2.8	КПМ-СЯ-ПП-8	0.71	1.00	1.23	1.42	1.58	8	12	16	19	23	33	52	68	83	97	14	22	29	36	42			
IV.3.1	КПМ-ДС-98-ИГП	0.74	1.04	1.27	1.47	1.64	3	5	7	9	10	31	51	68	86	100	14	22	29	37	43			
IV.3.2	КПМ-СЯ-98-ИГП	0.75	1.04	1.28	1.47	1.64	7	11	15	19	22	30	47	64	80	94	13	20	27	34	40			
IV.3.5	КПМ-СЯ-ПП-30-ИГП	0.74	1.03	1.26	1.46	1.63	8	12	16	20	23	33	51	67	83	97	14	22	29	36	41			
IV.3.8	КПМ-СЯ-ПП-8-ИГП	0.73	1.03	1.25	1.45	1.62	8	12	16	20	23	34	53	69	84	99	15	23	30	36	42			
IV.4.1	КПМ-ДС-98-ИГМ	<b>2.40</b>	<b>2.40</b>	<b>2.40</b>	<b>2.40</b>	<b>2.40</b>	<b>1</b>	<b>1</b>	<b>3</b>	<b>7</b>	<b>13</b>	<b>5</b>	<b>16</b>	<b>33</b>	<b>71</b>	<b>133</b>	<b>2</b>	<b>7</b>	<b>14</b>	<b>30</b>	<b>57</b>			
IV.4.2	КПМ-СЯ-98-ИГМ	<b>2.40</b>	<b>2.40</b>	<b>2.40</b>	<b>2.40</b>	<b>2.40</b>	<b>1</b>	<b>4</b>	<b>8</b>	<b>16</b>	<b>31</b>	<b>5</b>	<b>15</b>	<b>31</b>	<b>68</b>	<b>129</b>	<b>2</b>	<b>7</b>	<b>13</b>	<b>29</b>	<b>55</b>			
IV.4.5	КПМ-СЯ-ПП-30-ИГМ	<b>2.40</b>	<b>2.40</b>	<b>2.40</b>	<b>2.40</b>	<b>2.40</b>	<b>7</b>	<b>23</b>	<b>33</b>	<b>38</b>	<b>40</b>	<b>29</b>	<b>94</b>	<b>140</b>	<b>161</b>	<b>171</b>	<b>12</b>	<b>40</b>	<b>60</b>	<b>69</b>	<b>73</b>			
IV.4.8	КПМ-СЯ-ПП-8-ИГМ	<b>2.40</b>	<b>2.40</b>	<b>2.40</b>	<b>2.40</b>	<b>2.40</b>	9	13	17	20	23	38	56	72	87	101	17	24	31	37	43			

Таблица Б.9 – Анализ резонансных эффектов в «Комбинированной пространственной модели» линейно-деформируемого основания (КПМ) с дискретными сваями (ДС) мощностью 98 м относительно аналогичной модели с безынерционным основанием

Этажи	Грунтовое основание I категории по сейсмическим свойствам						Грунтовое основание II категории по сейсмическим свойствам						Грунтовое основание III категории по сейсмическим свойствам						Грунтовое основание IV категории по сейсмическим свойствам					
	$T_{S,c}$	$T_{I,c}$	$K_R$	$\Delta N, \%$	$\Delta M, \%$	$\Delta Q, \%$	$T_{S,c}$	$T_{II,c}$	$K_R$	$\Delta N, \%$	$\Delta M, \%$	$\Delta Q, \%$	$T_{S,c}$	$T_{III,c}$	$K_R$	$\Delta N, \%$	$\Delta M, \%$	$\Delta Q, \%$	$T_{S,c}$	$T_{IV,c}$	$K_R$	$\Delta N, \%$	$\Delta M, \%$	$\Delta Q, \%$
5	0.63	<b>0.38</b>	+	40	30	31	0.63	<b>0.64</b>	+	80	63	69	0.65	<b>1.23</b>	+	-50	-37	-38	0.72	<b>2.40</b>	-	-83	-83	-85
10	0.89		+	25	18	17	0.89		+	63	57	52	0.92		+	57	59	64	1.02		+	-72	-68	-68
15	1.09		-	18	14	13	1.09		+	45	43	42	1.13		+	133	131	130	1.25		+	-57	-51	-52
20	1.25		-	14	12	10	1.26		+	31	34	34	1.31		+	133	145	149	1.44		+	-22	-15	-17
25	1.40		-	13	10	9	1.40		+	28	26	27	1.46		+	121	130	130	1.61		+	30	34	33

Таблица Б.10 – Анализ резонансных эффектов в «Комбинированной пространственной модели» линейно-деформируемого основания (КПМ) со свайными ячейками (СЯ) мощностью 98 м относительно аналогичной модели с безынерционным основанием

Этажи	Грунтовое основание I категории по сейсмическим свойствам						Грунтовое основание II категории по сейсмическим свойствам						Грунтовое основание III категории по сейсмическим свойствам						Грунтовое основание IV категории по сейсмическим свойствам					
	$T_{S,c}$	$T_{I,c}$	$K_R$	$\Delta N, \%$	$\Delta M, \%$	$\Delta Q, \%$	$T_{S,c}$	$T_{II,c}$	$K_R$	$\Delta N, \%$	$\Delta M, \%$	$\Delta Q, \%$	$T_{S,c}$	$T_{III,c}$	$K_R$	$\Delta N, \%$	$\Delta M, \%$	$\Delta Q, \%$	$T_{S,c}$	$T_{IV,c}$	$K_R$	$\Delta N, \%$	$\Delta M, \%$	$\Delta Q, \%$
5	0.63	<b>0.38</b>	+	31	29	30	0.63	<b>0.64</b>	+	63	64	64	0.65	<b>1.23</b>	+	-36	-38	-38	0.72	<b>2.40</b>	-	-84	-83	-83
10	0.89		+	20	20	20	0.89		+	56	56	56	0.92		+	60	59	59	1.02		+	-66	-67	-67
15	1.09		-	17	15	15	1.09		+	43	43	42	1.13		+	132	133	132	1.25		+	-48	-51	-50
20	1.25		-	11	11	11	1.26		+	35	34	34	1.31		+	145	144	144	1.44		+	-12	-14	-14
25	1.40		-	10	10	10	1.40		+	27	27	29	1.46		+	130	130	130	1.61		+	40	41	41

Таблица Б.11 – Анализ резонансных эффектов в «Комбинированной пространственной модели» линейно-деформируемого основания (КПМ) со свайными ячейками (СЯ) мощностью 30 м на подстилающем полупространстве (ПП) относительно аналогичной модели с безынерционным основанием

Этажи	Грунтовое основание I категории по сейсмическим свойствам						Грунтовое основание II категории по сейсмическим свойствам						Грунтовое основание III категории по сейсмическим свойствам						Грунтовое основание IV категории по сейсмическим свойствам					
	$T_S$ , с	$T_I$ , с	$K_R$	$\Delta N$ , %	$\Delta M$ , %	$\Delta Q$ , %	$T_S$ , с	$T_{II}$ , с	$K_R$	$\Delta N$ , %	$\Delta M$ , %	$\Delta Q$ , %	$T_S$ , с	$T_{III}$ , с	$K_R$	$\Delta N$ , %	$\Delta M$ , %	$\Delta Q$ , %	$T_S$ , с	$T_{IV}$ , с	$K_R$	$\Delta N$ , %	$\Delta M$ , %	$\Delta Q$ , %
5	0.63	<b>0.38</b>	+	6	5	5	0.63	<b>0.64</b>	+	13	13	13	0.65	<b>1.23</b>	+	50	51	50	0.72	<b>2.40</b>	-	-4	-8	-8
10	0.89		+	3	3	3	0.89		+	9	9	8	0.92		+	39	40	40	1.02		+	90	90	90
15	1.09		-	3	3	2	1.09		+	7	7	7	1.13		+	30	29	29	1.25		+	111	112	112
20	1.25		-	2	2	2	1.26		+	6	5	5	1.31		+	24	23	23	1.44		+	96	97	97
25	1.40		-	1	2	2	1.40		+	5	5	5	1.46		+	19	19	18	1.61		+	79	80	80

Таблица Б.12 – Анализ резонансных эффектов в «Комбинированной пространственной модели» линейно-деформируемого основания (КПМ) со свайными ячейками (СЯ) мощностью 8 м на подстилающем полупространстве (ПП) относительно аналогичной модели с безынерционным основанием

Этажи	Грунтовое основание I категории по сейсмическим свойствам						Грунтовое основание II категории по сейсмическим свойствам						Грунтовое основание III категории по сейсмическим свойствам						Грунтовое основание IV категории по сейсмическим свойствам					
	$T_S$ , с	$T_I$ , с	$K_R$	$\Delta N$ , %	$\Delta M$ , %	$\Delta Q$ , %	$T_S$ , с	$T_{II}$ , с	$K_R$	$\Delta N$ , %	$\Delta M$ , %	$\Delta Q$ , %	$T_S$ , с	$T_{III}$ , с	$K_R$	$\Delta N$ , %	$\Delta M$ , %	$\Delta Q$ , %	$T_S$ , с	$T_{IV}$ , с	$K_R$	$\Delta N$ , %	$\Delta M$ , %	$\Delta Q$ , %
5	0.63	<b>0.38</b>	+	-8	0	0	0.63	<b>0.64</b>	+	2	2	2	0.65	<b>1.23</b>	+	4	4	4	0.72	<b>2.40</b>	-	14	14	16
10	0.89		+	0	0	1	0.89		+	0	0	0	0.92		+	3	2	2	1.02		+	8	8	9
15	1.09		-	0	0	0	1.09		+	1	1	1	1.13		+	1	2	2	1.25		+	6	5	5
20	1.25		-	6	0	0	1.26		+	1	1	1	1.31		+	1	1	1	1.44		+	5	5	4
25	1.40		-	0	0	0	1.41		+	0	0	0	1.46		+	1	1	1	1.61		+	3	4	3

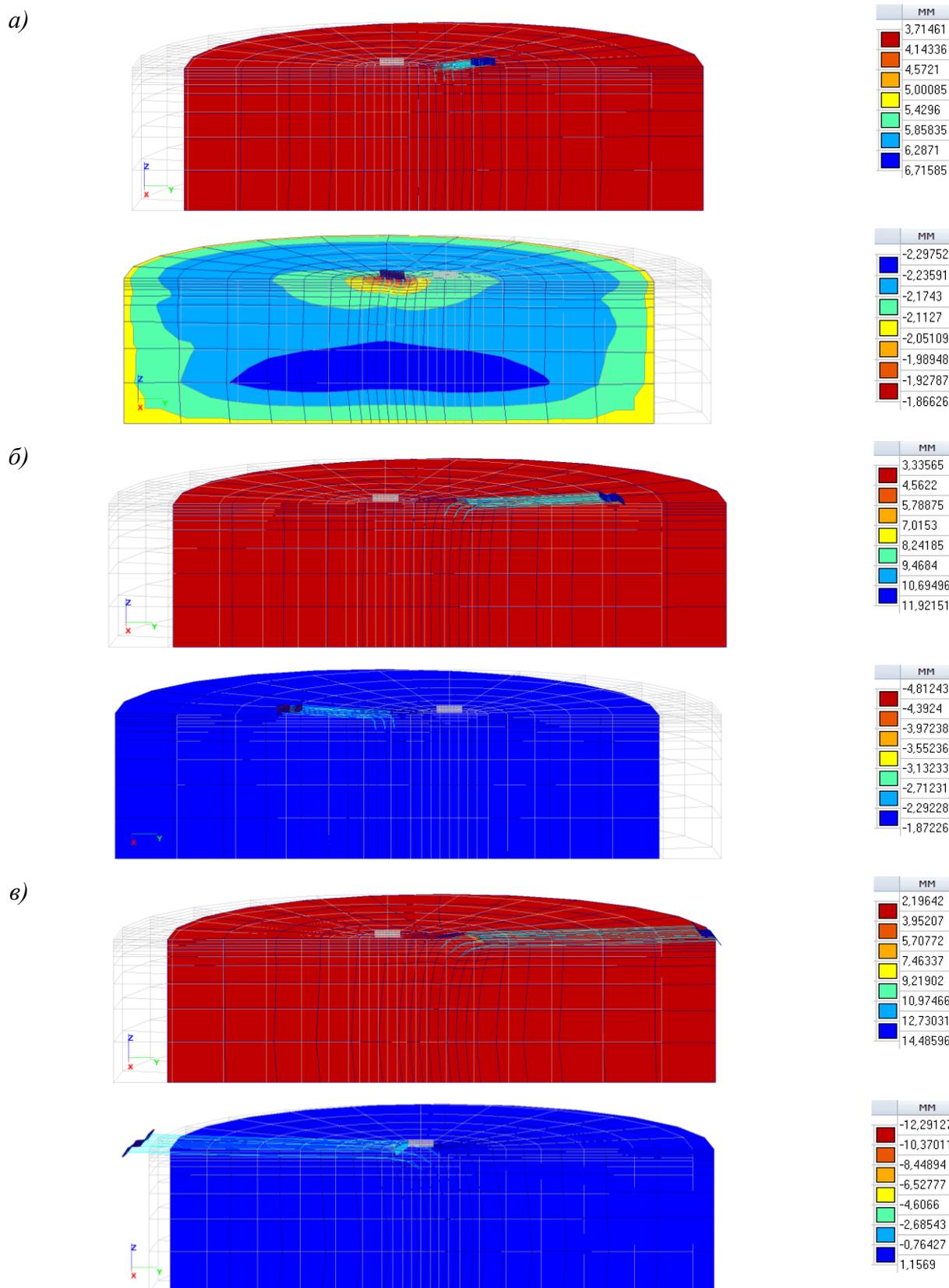
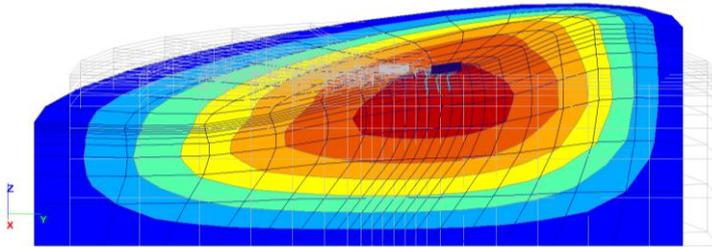
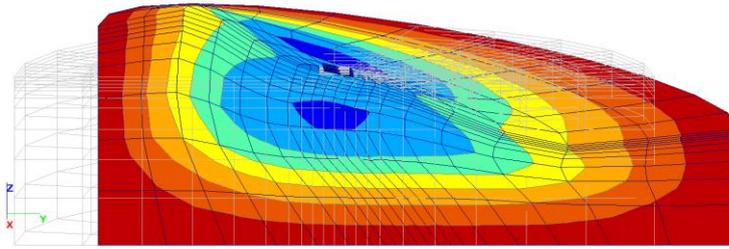


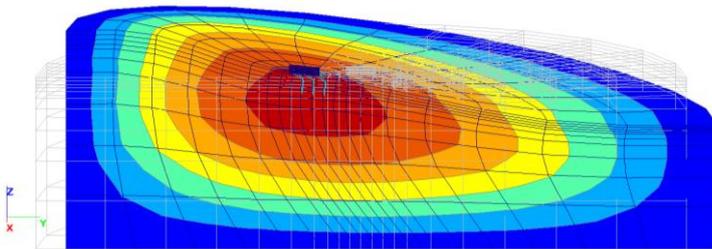
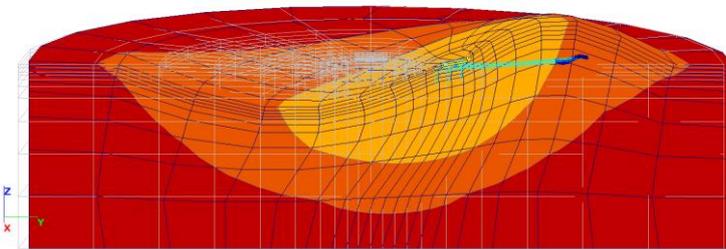
Рисунок Б.1 – Анализ колебаний 15 этажного здания на основании IV категории по сейсмическим свойствам в модели с невесомым массивом мощностью 98 м:

- а) экстремальные перемещения в уровне коренных пород (положительные по оси X сверху);  
 б) то же, в уровне отметки свободной длины свай; в) то же, в уровне ростверка.

а)



б)



в)

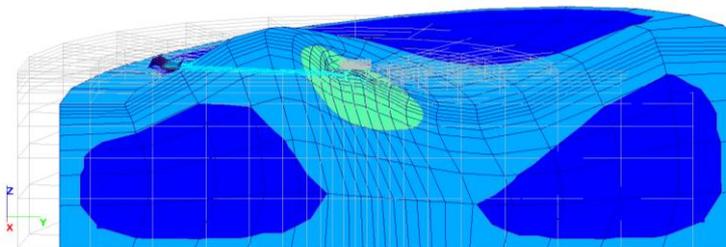
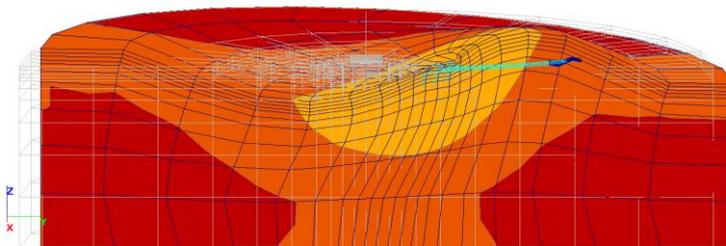
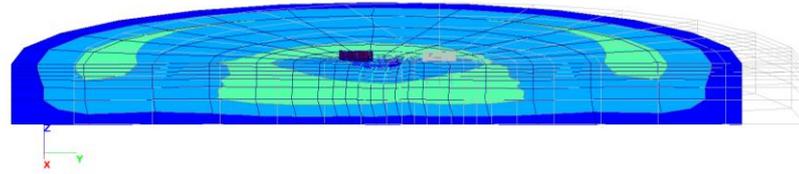
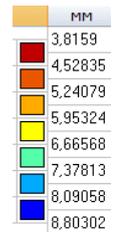
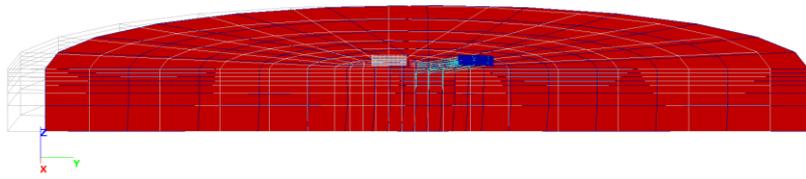
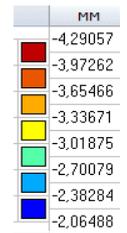
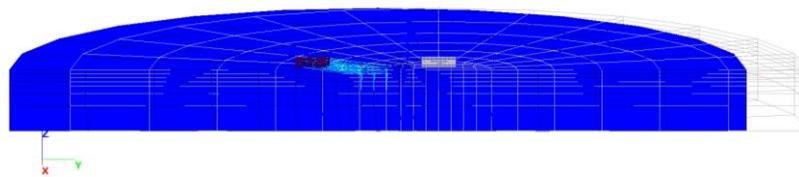
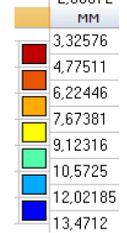
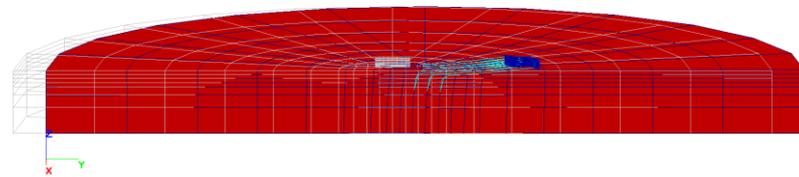


Рисунок Б.2 – Анализ колебаний 15 этажного здания на основании IV категории по сейсмическим свойствам в модели с инерционным массивом мощностью 98 м:  
 а) экстремальные перемещения в уровне коренных пород (положительные по оси X сверху);  
 б) то же, в уровне отметки свободной длины свай; в) то же, в уровне ростверка.

а)



б)



в)

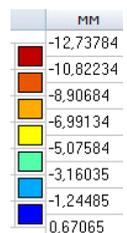
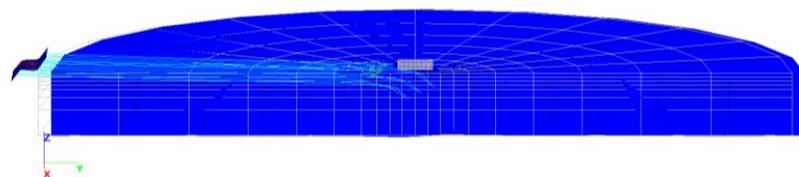
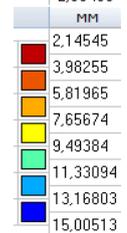
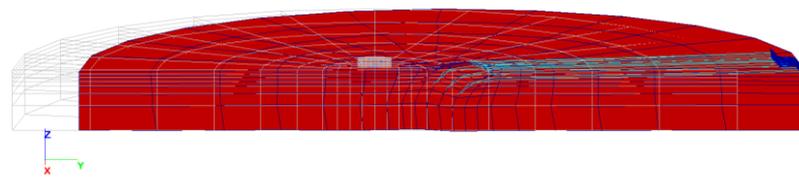
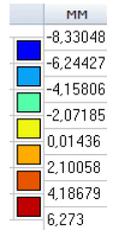
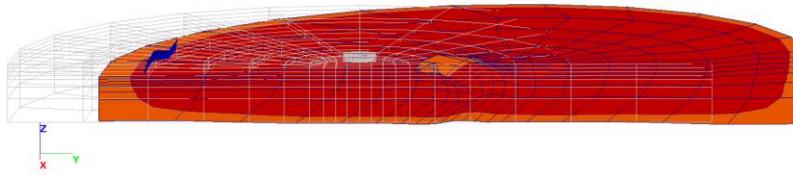


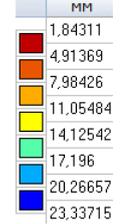
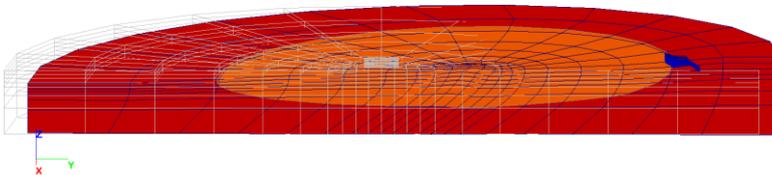
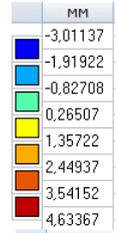
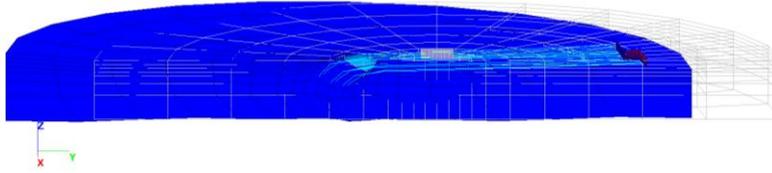
Рисунок Б.3 – Анализ колебаний 15 этажного здания на основании IV категории по сейсмическим свойствам в модели с невесомым массивом мощностью 30 м и подстилающим полупространством:

- а) экстремальные перемещения в уровне коренных пород (положительные по оси X сверху);  
 б) то же, в уровне отметки свободной длины свай; в) то же, в уровне ростверка.

а)



б)



в)

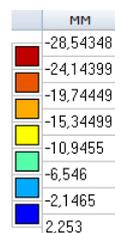
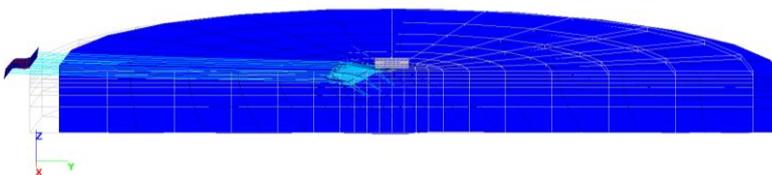
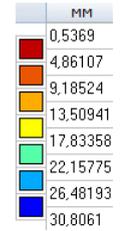
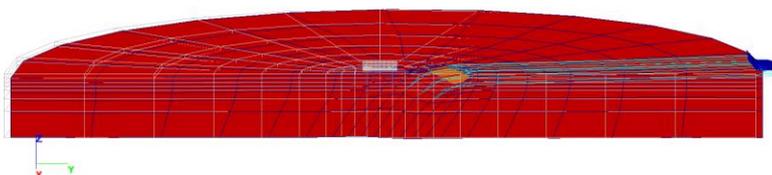
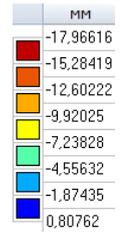
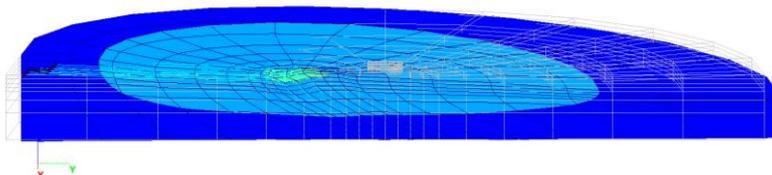


Рисунок Б.4 – Анализ колебаний 15 этажного здания на основании IV категории по сейсмическим свойствам в модели с инерционным массивом мощностью 30 м и подстилающим полупространством:

- а) экстремальные перемещения в уровне коренных пород (положительные по оси X сверху);  
 б) то же, в уровне отметки свободной длины свай; в) то же, в уровне ростверка.

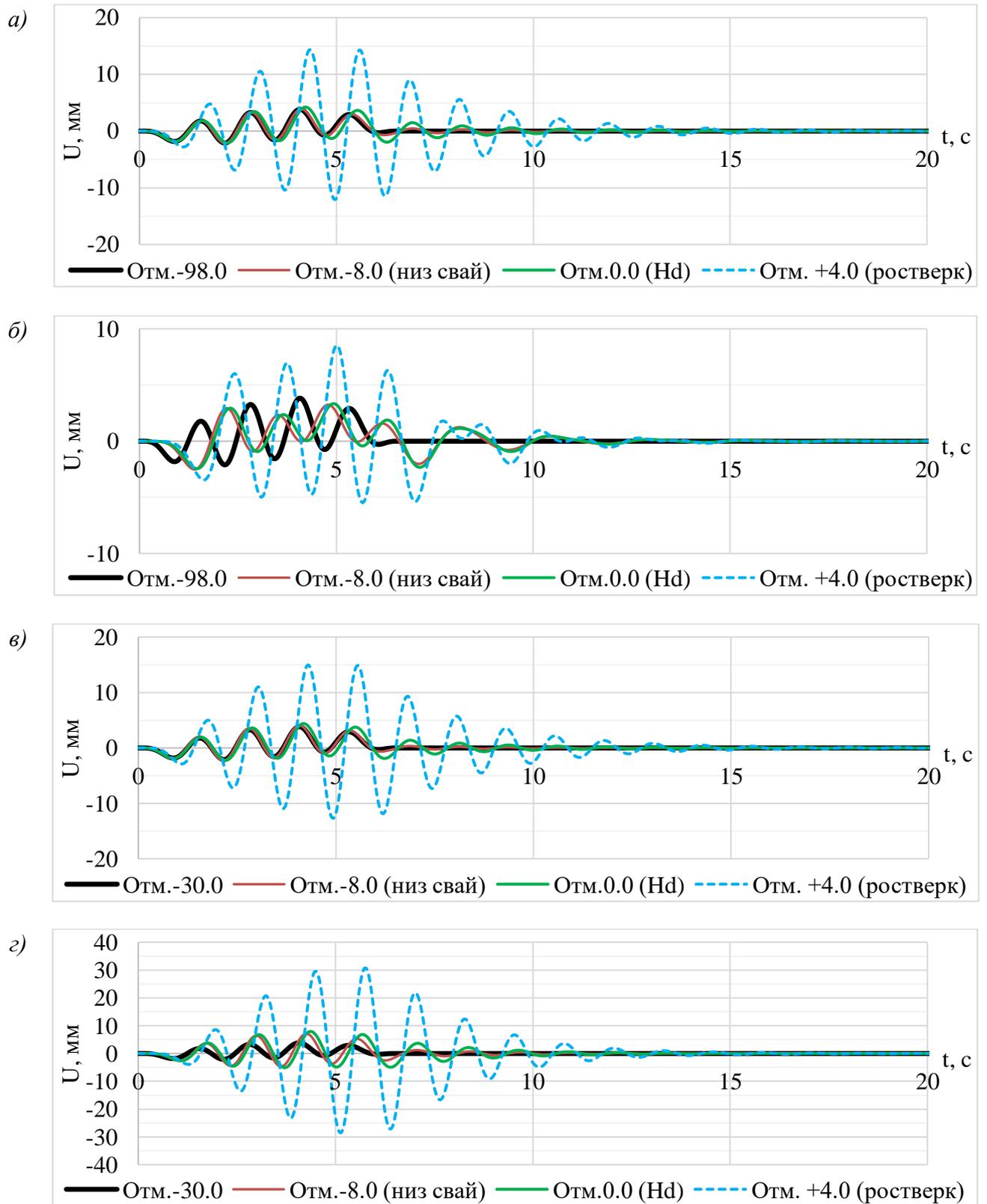


Рисунок Б.5 – Оценка резонанса 15-этажного здания на основании IV категории по сейсмическим свойствам путем анализа движения характерных точек свайного фундамента во времени (нижний уровень модели, низ свай, низ свободной длины свай, ростверк):

- а) модель с инерционным массивом мощностью 98 м; б) то же, с невесомым; в) с инерционным массивом 30 м и полупространством; г) то же, с невесомым.

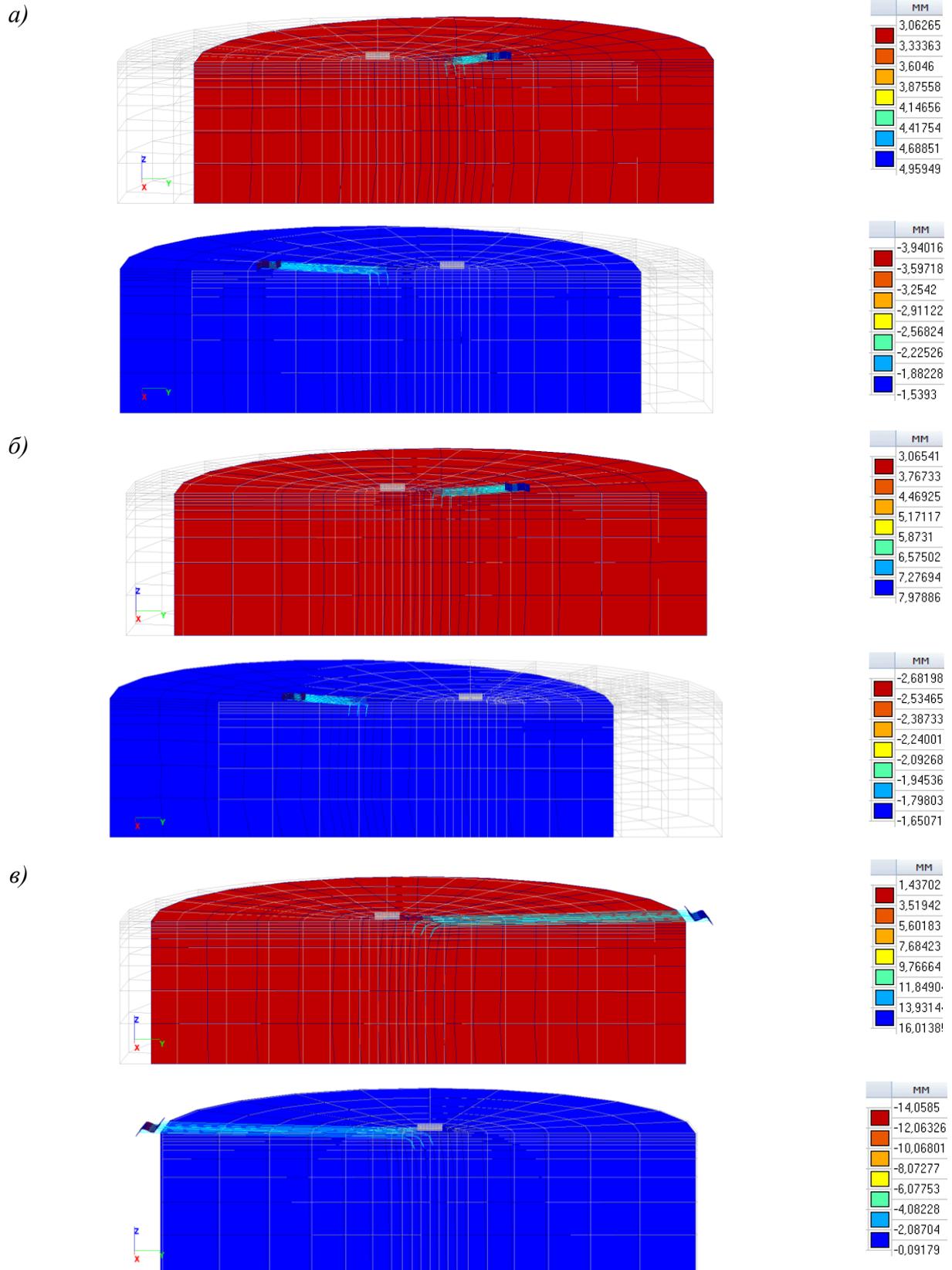


Рисунок Б.6 – Анализ колебаний 20 этажного здания на основании III категории по сейсмическим свойствам в модели с невесомым массивом мощностью 98 м:

- a) экстремальные перемещения в уровне коренных пород (положительные по оси X сверху);  
 б) то же, в уровне отметки свободной длины свай; в) то же, в уровне ростверка.

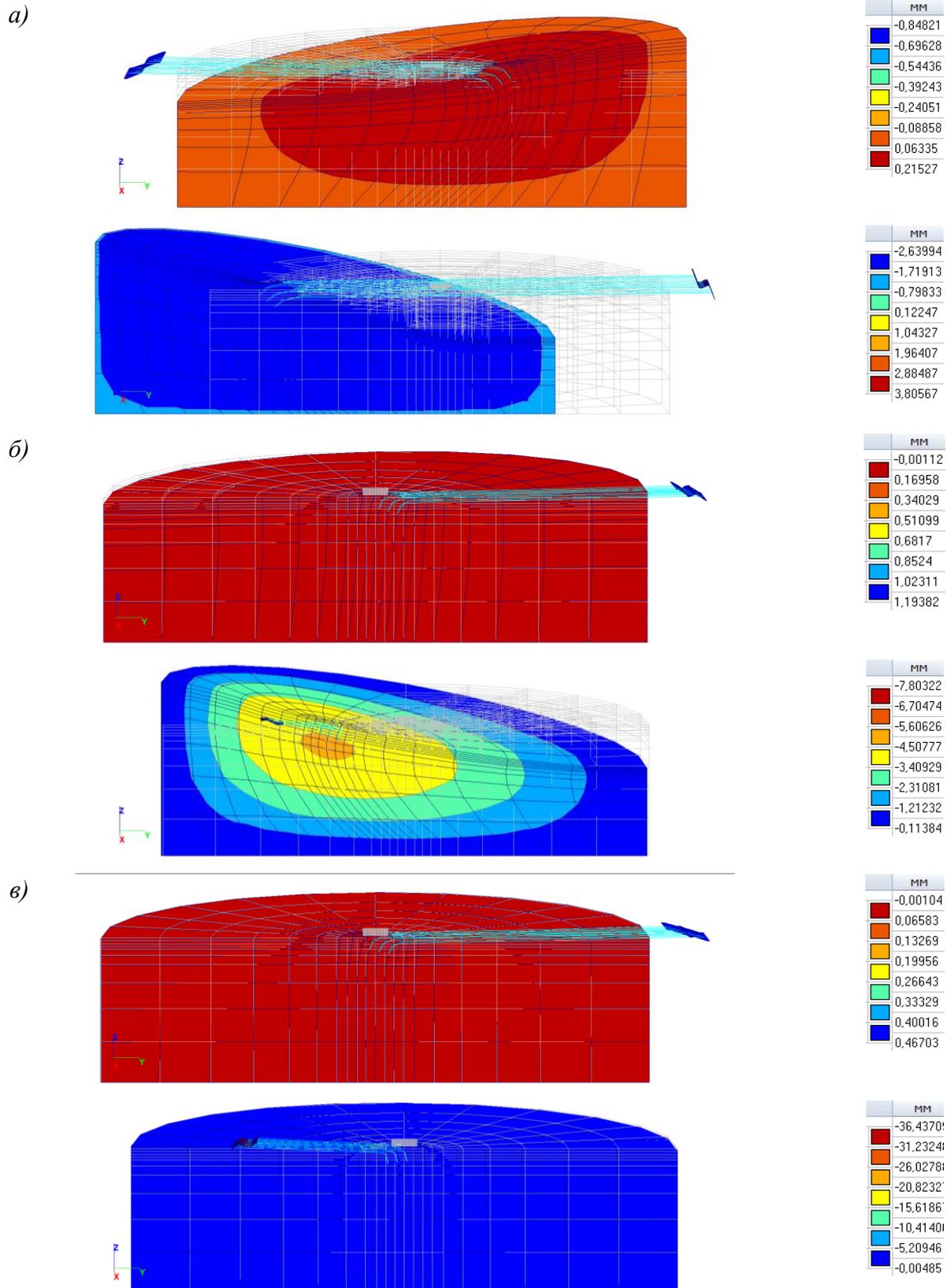
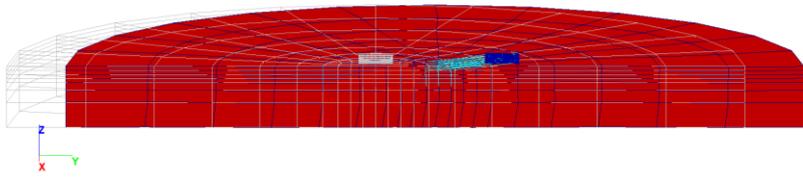


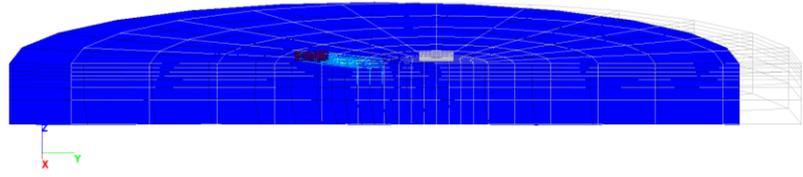
Рисунок Б.7 – Анализ колебаний 20 этажного здания на основании III категории по сейсмическим свойствам в модели с инерционным массивом мощностью 98 м:  
 а) экстремальные перемещения в уровне коренных пород (положительные по оси X сверху);  
 б) то же, в уровне отметки свободной длины свай; в) то же, в уровне ростверка.

а)

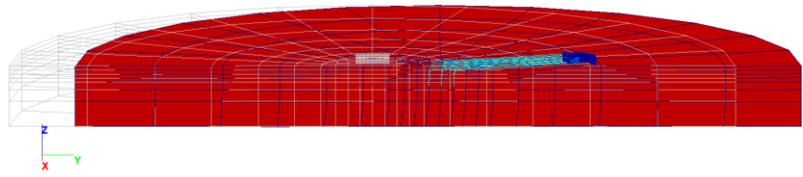


MM	
3,09638	
3,60167	
4,10696	
4,61226	
5,11755	
5,62284	
6,12813	
6,63343	

б)

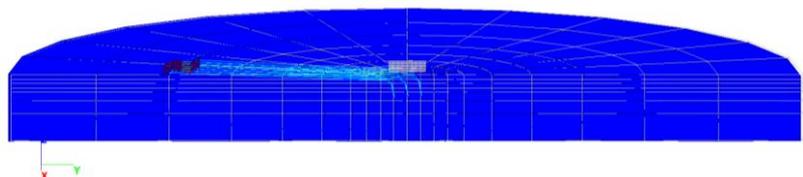


MM	
-3,32572	
-3,08643	
-2,84714	
-2,60786	
-2,36857	
-2,12928	
-1,89	
-1,65071	

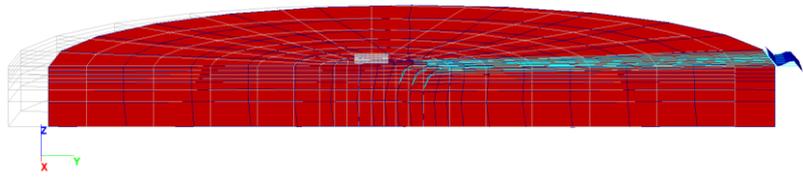


MM	
3,06541	
4,00332	
4,94123	
5,87913	
6,81704	
7,75495	
8,69286	
9,63077	

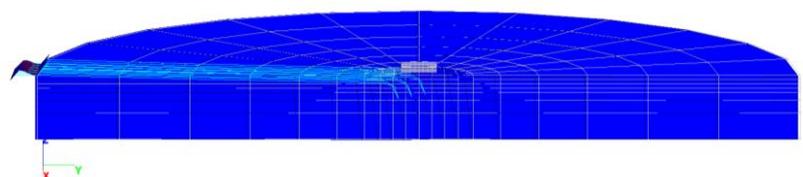
в)



MM	
-10,82437	
-9,25192	
-7,67948	
-6,10703	
-4,53458	
-2,96214	
-1,38969	
0,18275	



MM	
1,40917	
3,55993	
5,7107	
7,86147	
10,01224	
12,16301	
14,31377	
16,46454	

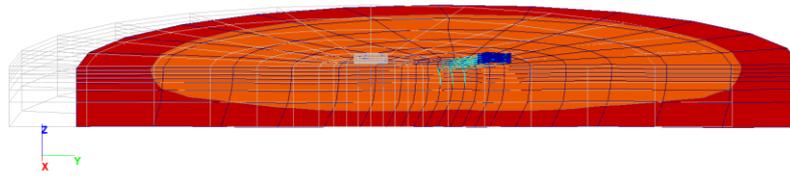


MM	
-14,50918	
-12,44955	
-10,38993	
-8,3303	
-6,27067	
-4,21104	
-2,15142	
-0,09179	

Рисунок Б.8 – Анализ колебаний 20 этажного здания на основании III категории по сейсмическим свойствам в модели с невесомым массивом мощностью 30 м и полупространством:

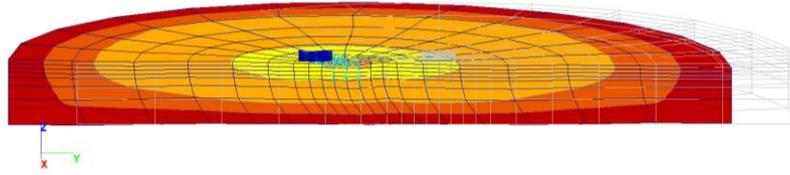
- а) экстремальные перемещения в уровне коренных пород (положительные по оси X сверху);  
 б) то же, в уровне отметки свободной длины свай; в) то же, в уровне ростверка.

a)



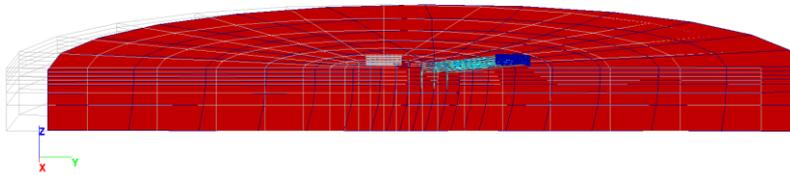
MM
3.09638
3.46975
3.84312
4.21649
4.58987
4.96324
5.33661
5.70998

б)

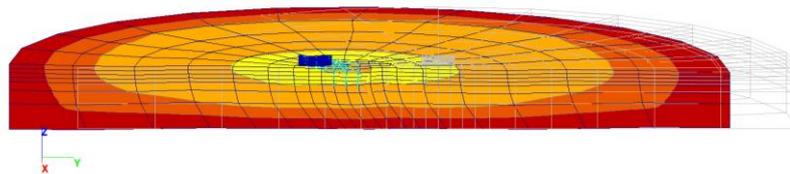


MM
-2.96407
-2.77645
-2.58883
-2.4012
-2.21358
-2.02596
-1.83833
-1.65071

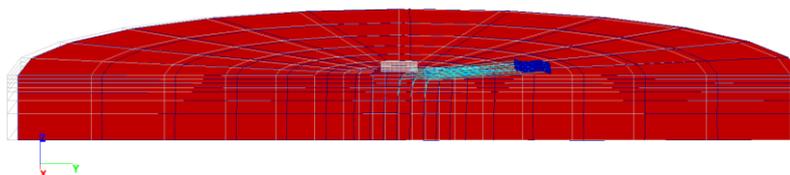
в)



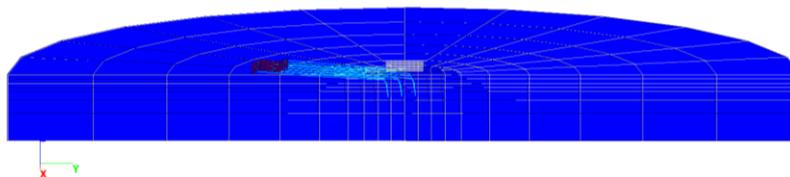
MM
3.06541
3.99542
4.92544
5.85545
6.78547
7.71549
8.6455
9.57552



MM
-2.96407
-2.77645
-2.58883
-2.4012
-2.21358
-2.02596
-1.83833
-1.65071



MM
1.54926
4.18994
6.83063
9.47131
12.112
14.75268
17.39337
20.03405



MM
-17.96411
-15.41091
-12.85771
-10.30451
-7.75131
-5.19811
-2.64491
-0.09171

Рисунок Б.9 – Анализ колебаний 20 этажного здания на основании III категории по сейсмическим свойствам в модели с инерционным массивом мощностью 30 м и подстилающим полупространством:

- a) экстремальные перемещения в уровне коренных пород (положительные по оси X сверху);  
 б) то же, в уровне отметки свободной длины свай; в) то же, в уровне ростверка.

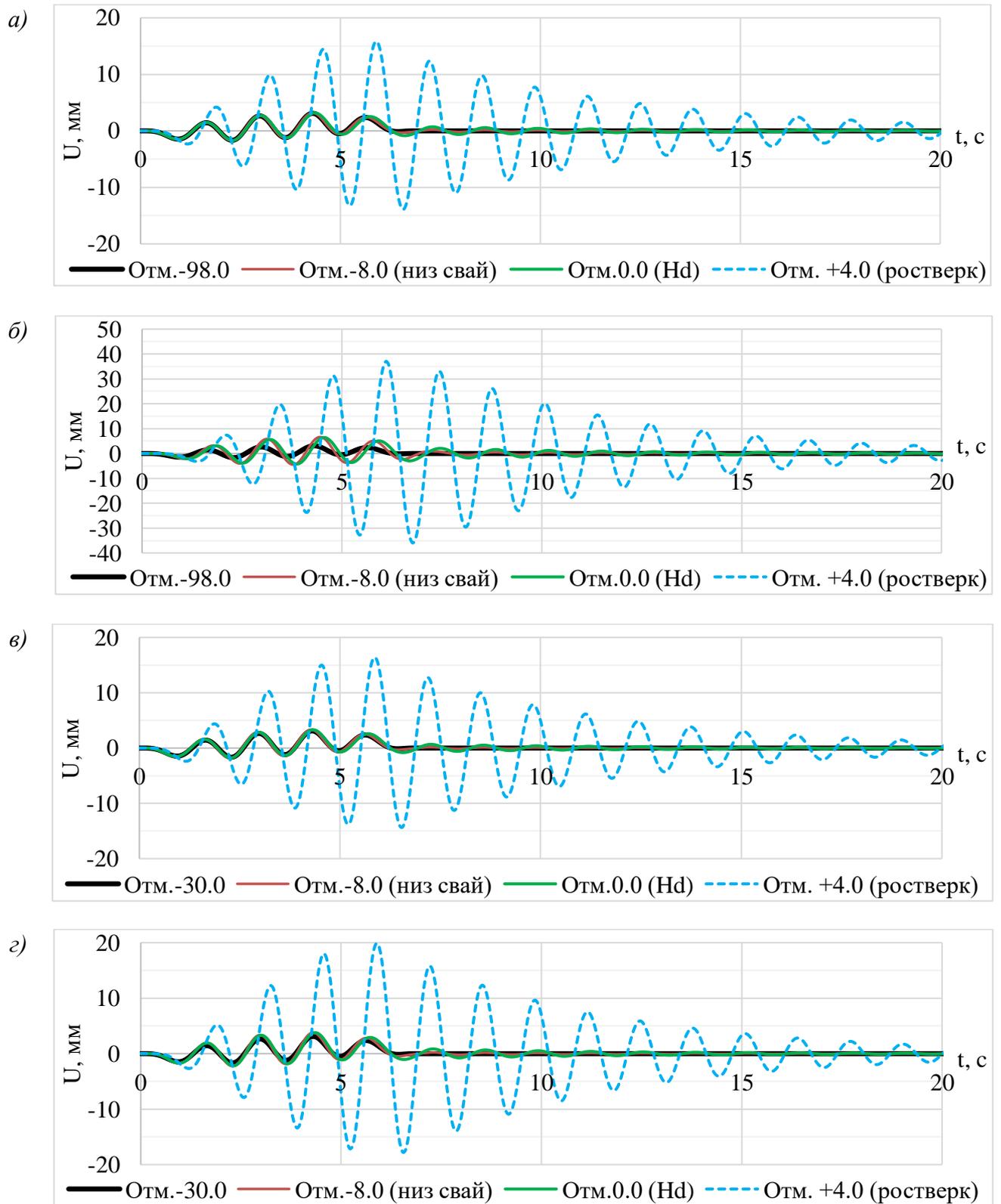
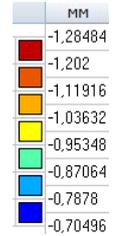
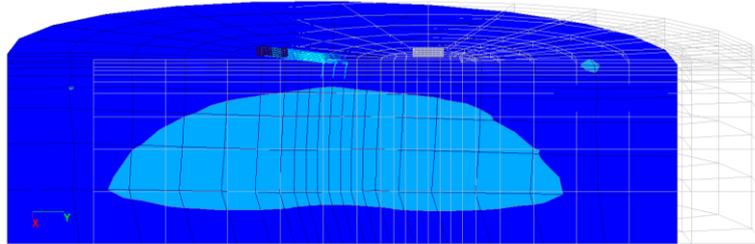
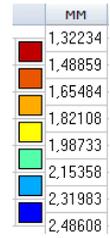
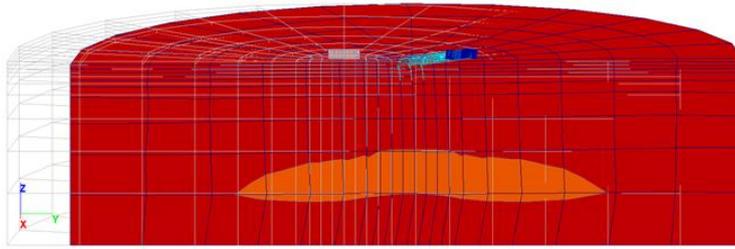


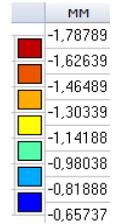
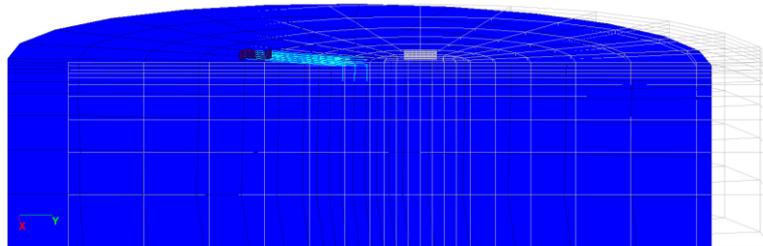
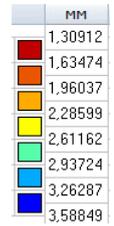
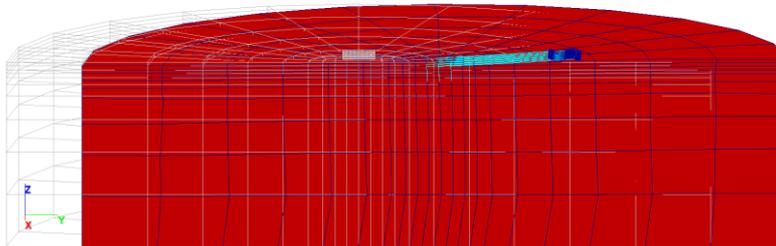
Рисунок Б.10 – Оценка резонанса 20 этажного здания на основании III категории по сейсмическим свойствам путем анализа движения характерных точек свайного фундамента во времени (нижний уровень модели, низ свай, низ свободной длины свай, ростверк):

а) модель с инерционным массивом мощностью 98 м; б) то же, с невесомым; в) с инерционным массивом 30 м и полупространством; г) то же, с невесомым.

a)



б)



в)

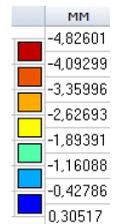
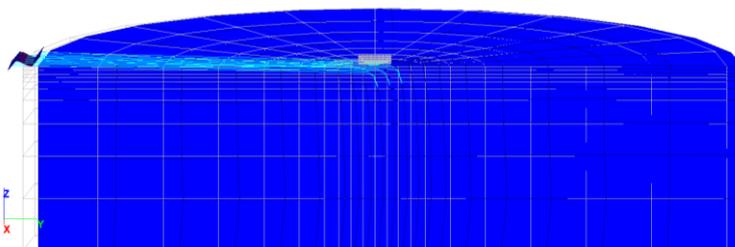
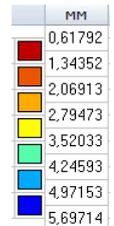
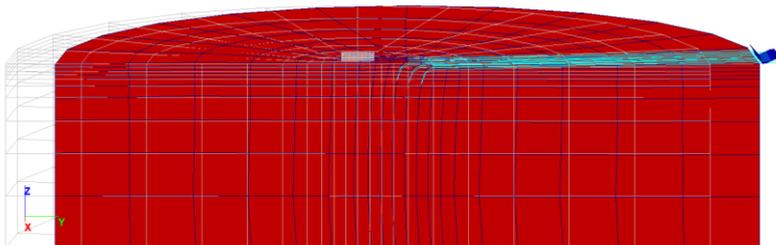


Рисунок Б.11 – Анализ колебаний 5 этажного здания на основании III категории

по сейсмическим свойствам в модели с невесомым массивом мощностью 98 м:

а) экстремальные перемещения в уровне коренных пород (положительные по оси X сверху);

б) то же, в уровне отметки свободной длины свай; в) то же, в уровне ростверка.

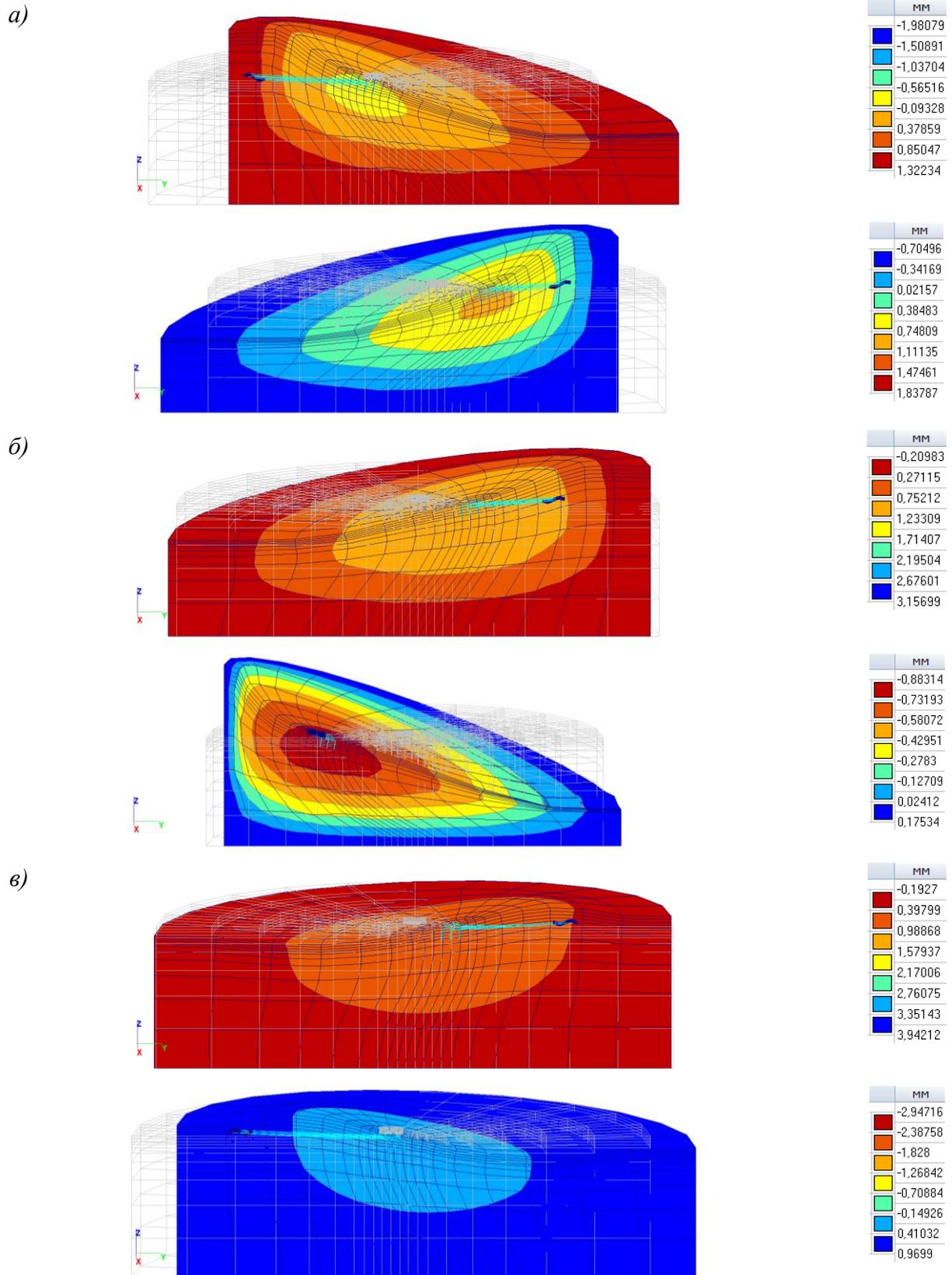
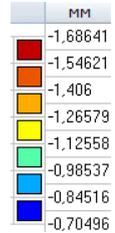
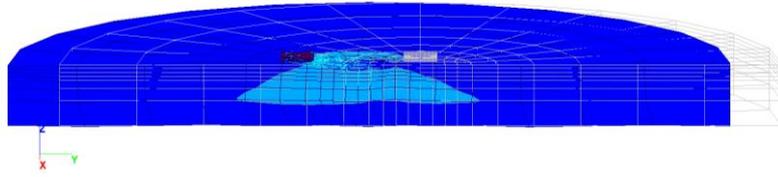
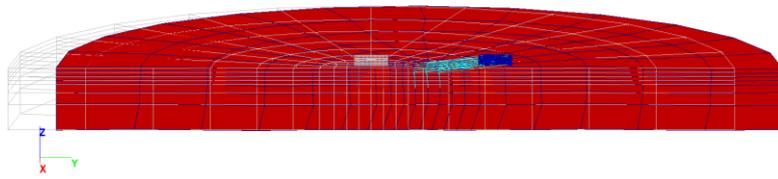
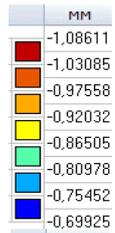
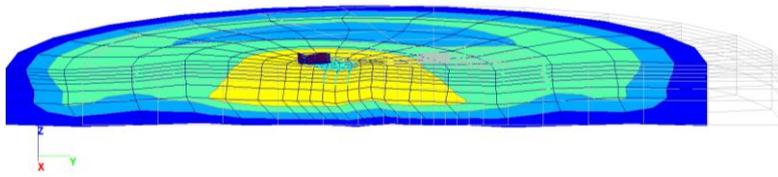
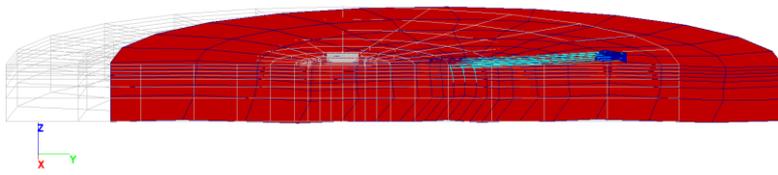


Рисунок Б.12 – Анализ колебаний 5 этажного здания на основании III категории по сейсмическим свойствам в модели с инерционным массивом мощностью 98 м:  
 а) экстремальные перемещения в уровне коренных пород (положительные по оси X сверху);  
 б) то же, в уровне отметки свободной длины свай; в) то же, в уровне ростверка.

a)



б)



в)

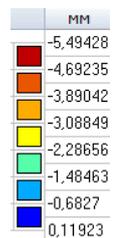
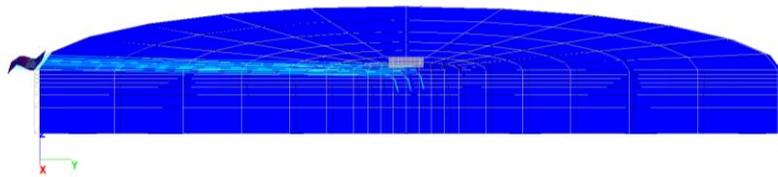
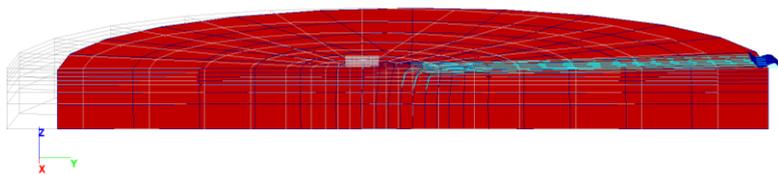
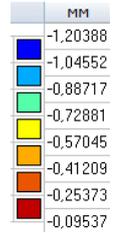
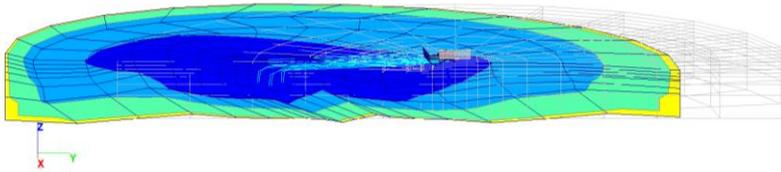
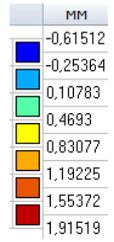
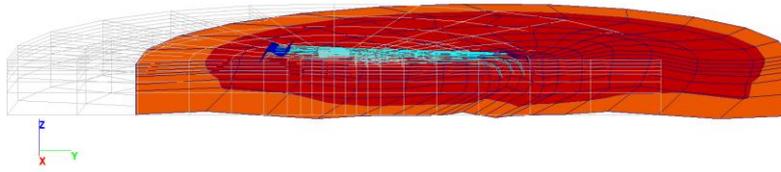


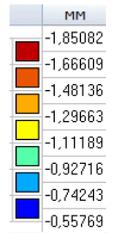
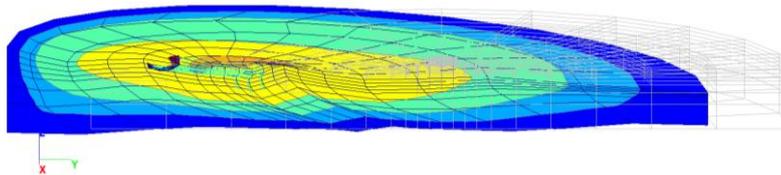
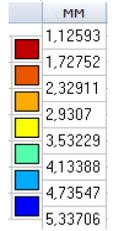
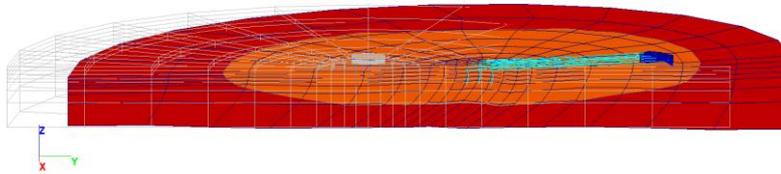
Рисунок Б.13 – Анализ колебаний 5 этажного здания на основании III категории по сейсмическим свойствам в модели с невесомым массивом мощностью 30 м и подстилающим полупространством:

- а) экстремальные перемещения в уровне коренных пород (положительные по оси X сверху);  
 б) то же, в уровне отметки свободной длины свай; в) то же, в уровне ростверка.

a)



б)



в)

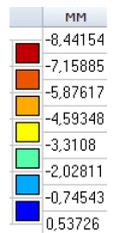
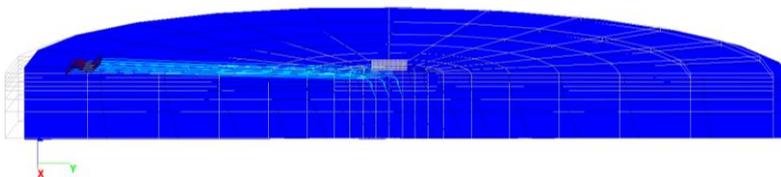
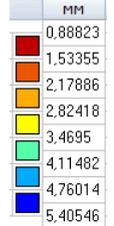
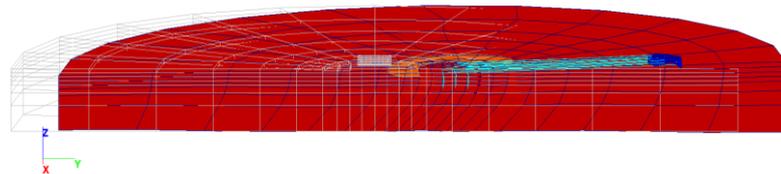


Рисунок Б.14 – Анализ колебаний 5 этажного здания на основании III категории по сейсмическим свойствам в модели с инерционным массивом мощностью 30 м и подстилающим полупространством:

- а) экстремальные перемещения в уровне коренных пород (положительные по оси X сверху);  
 б) то же, в уровне отметки свободной длины свай; в) то же, в уровне ростверка.

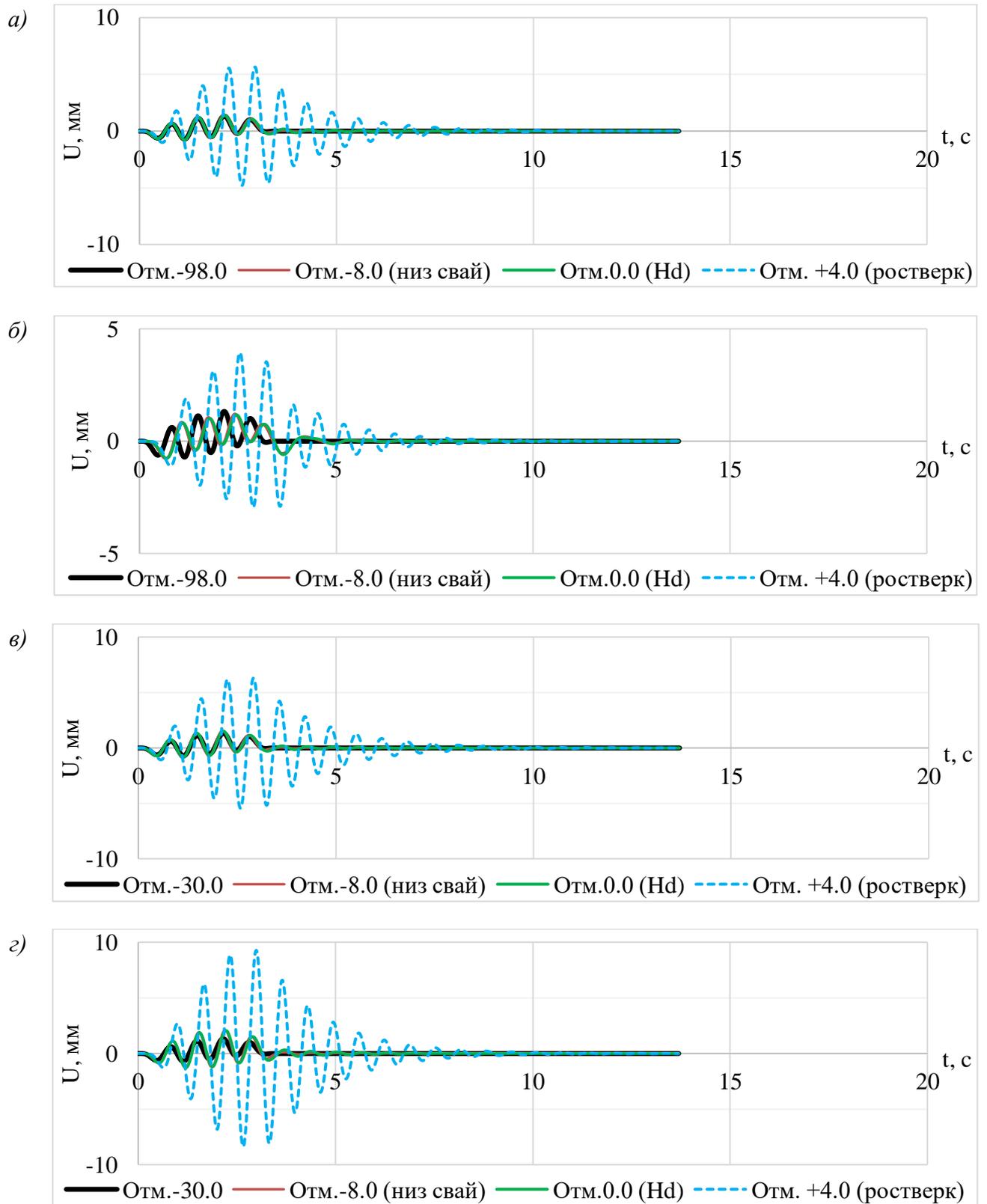
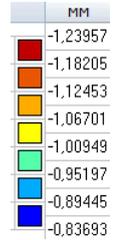
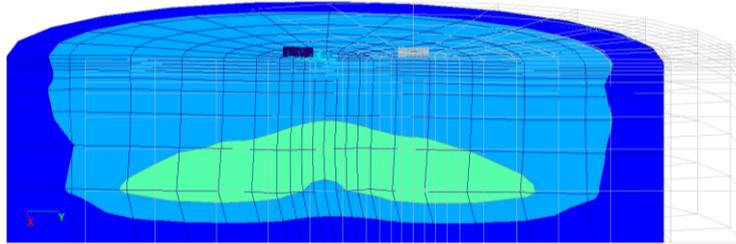
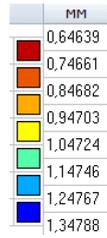
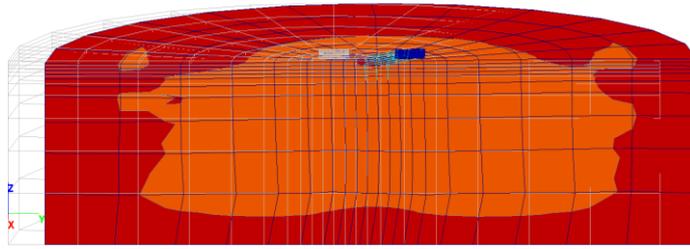


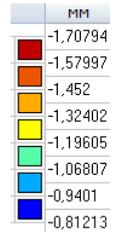
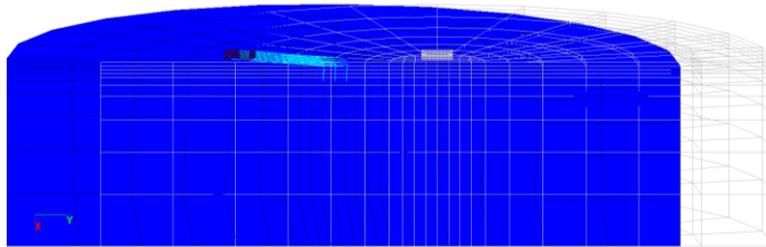
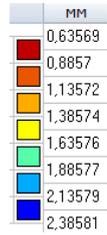
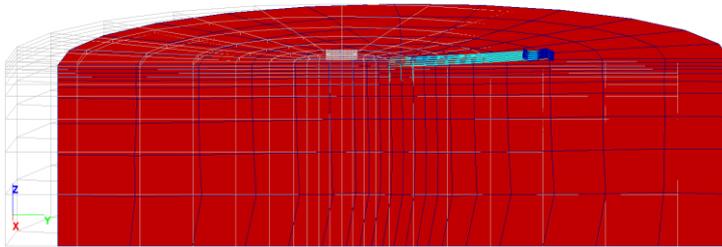
Рисунок Б.15 – Оценка резонанса 5 этажного здания на основании III категории по сейсмическим свойствам путем анализа движения характерных точек свайного фундамента во времени (нижний уровень модели, низ свай, низ свободной длины свай, ростверк):

- а) модель с инерционным массивом мощностью 98 м; б) то же, с невесомым; в) с инерционным массивом 30 м и полупространством; г) то же, с невесомым.

а)



б)



в)

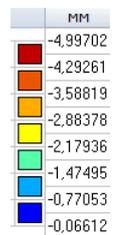
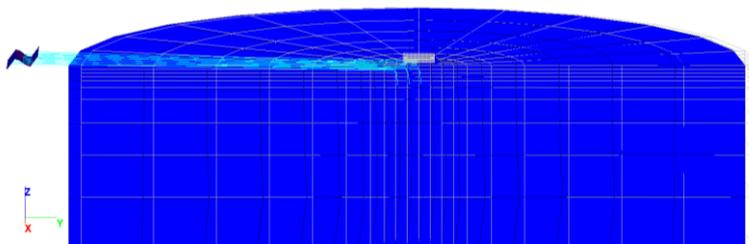
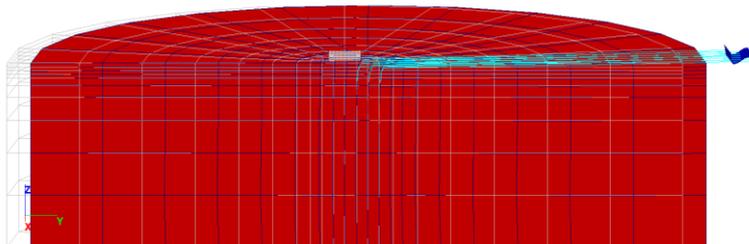
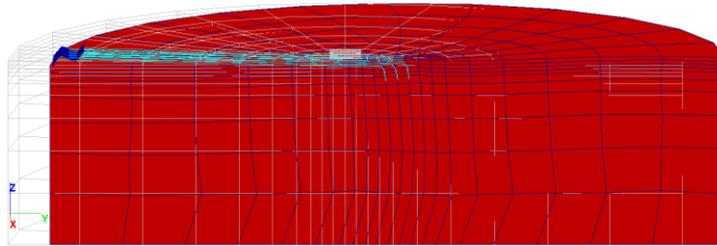


Рисунок Б.16 – Анализ колебаний 5 этажного здания на основании II категории по сейсмическим свойствам в модели с невесомым массивом мощностью 98 м:

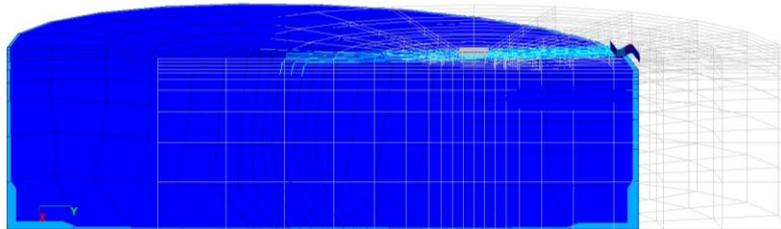
а) экстремальные перемещения в уровне коренных пород (положительные по оси X сверху);

б) то же, в уровне отметки свободной длины свай; в) то же, в уровне ростверка.

a)

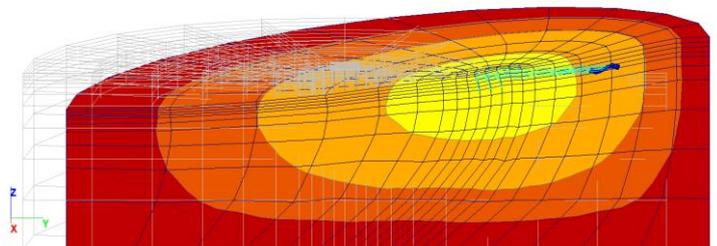


MM
-4.20019
-3.46182
-2.72346
-1.9851
-1.24674
-0.50838
0.22998
0.96834

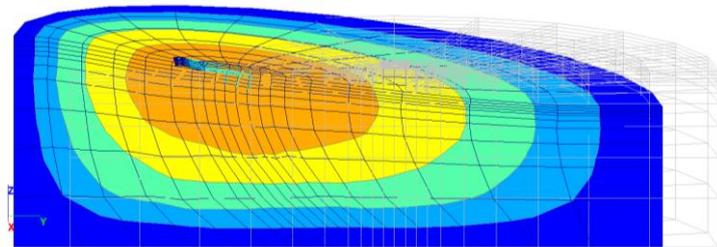


MM
-1.1252
-0.84478
-0.56437
-0.28396
-0.00355
0.27686
0.55727
0.83768

б)

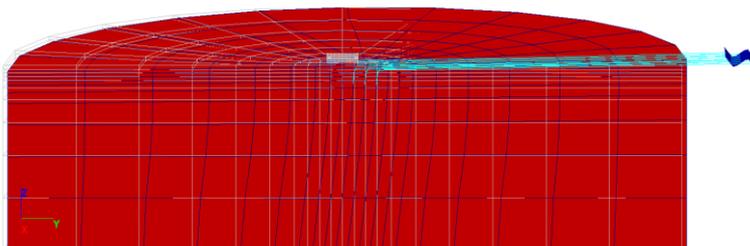


MM
0.39174
0.67703
0.96231
1.2476
1.53288
1.81817
2.10345
2.38874

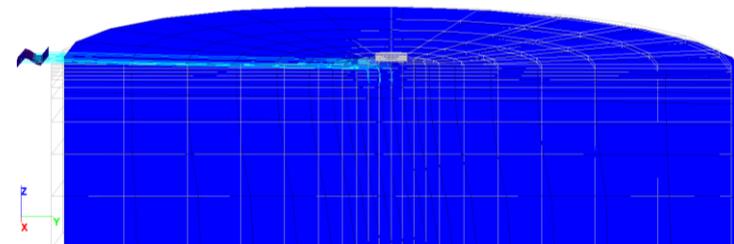


MM
-1.92895
-1.72867
-1.52839
-1.32811
-1.12783
-0.92755
-0.72727
-0.52699

в)



MM
0.1003
1.29878
2.49726
3.69574
4.89423
6.09271
7.29119
8.48967



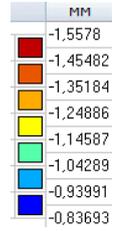
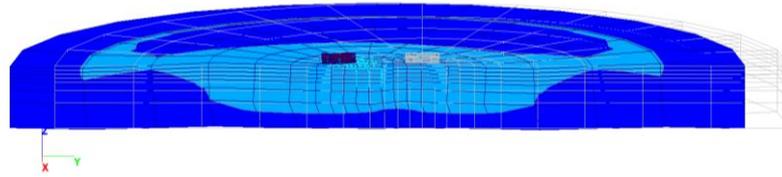
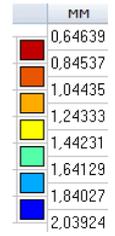
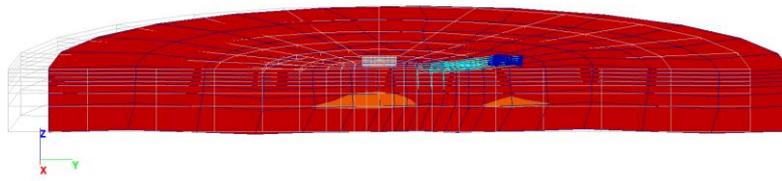
MM
-8.17954
-6.96961
-5.75968
-4.54976
-3.33983
-2.12991
-0.91998
0.28995

Рисунок Б.17 – Анализ колебаний 5 этажного здания на основании II категории по сейсмическим свойствам в модели с инерционным массивом мощностью 98 м:

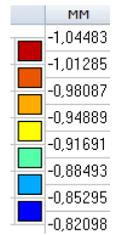
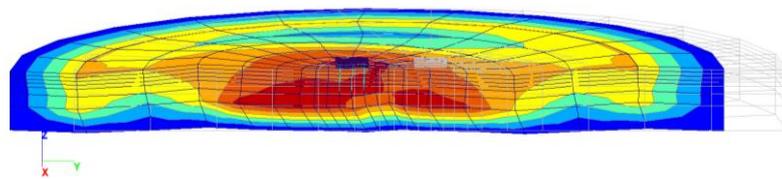
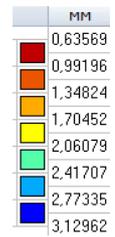
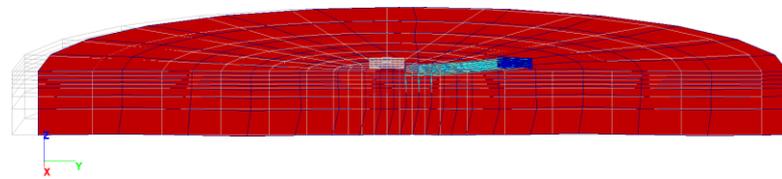
a) экстремальные перемещения в уровне коренных пород (положительные по оси X сверху);

б) то же, в уровне отметки свободной длины свай; в) то же, в уровне ростверка.

а)



б)



в)

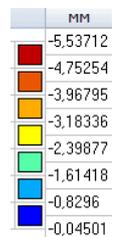
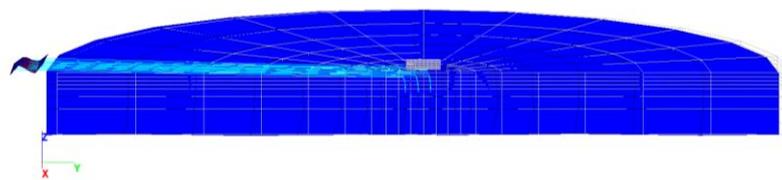
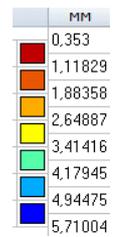
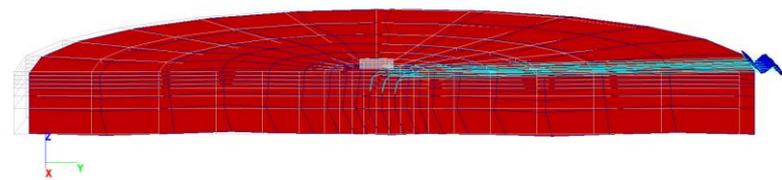
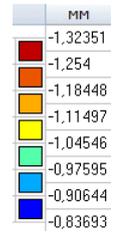
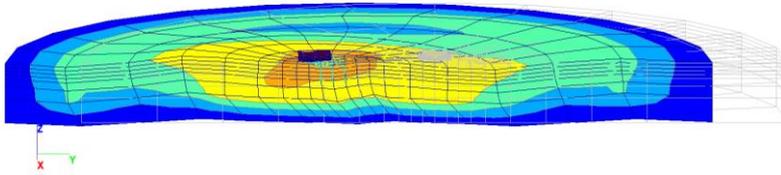
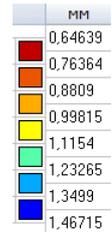
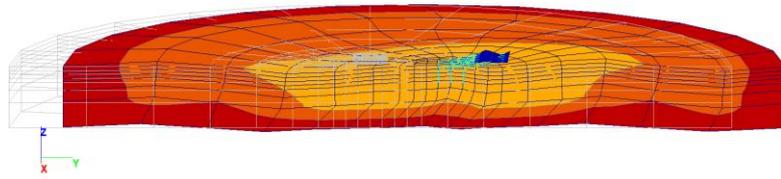


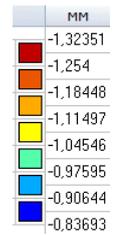
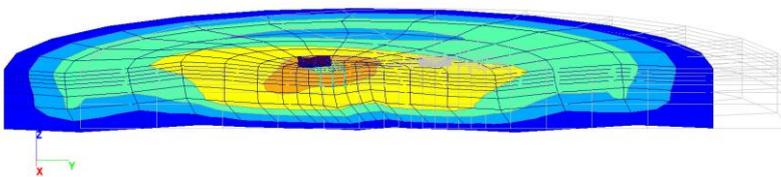
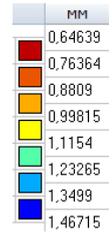
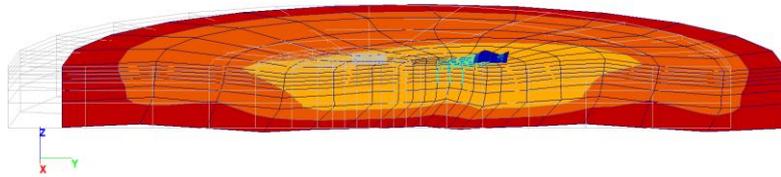
Рисунок Б.18 – Анализ колебаний 5 этажного здания на основании II категории по сейсмическим свойствам в модели с невесомым массивом мощностью 30 м и подстилающим полупространством:

- а) экстремальные перемещения в уровне коренных пород (положительные по оси X сверху);  
 б) то же, в уровне отметки свободной длины свай; в) то же, в уровне ростверка.

a)



б)



в)

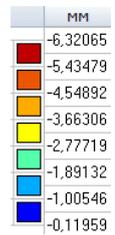
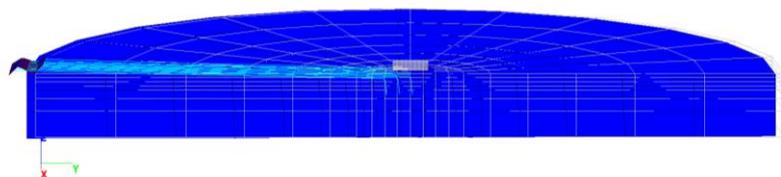
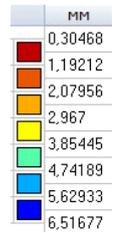
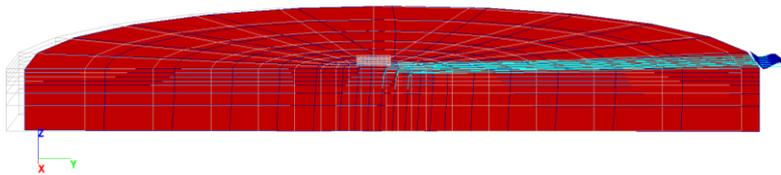


Рисунок Б.19 – Анализ колебаний 5 этажного здания на основании II категории по сейсмическим свойствам в модели с инерционным массивом мощностью 30 м и подстилающим полупространством:

- a) экстремальные перемещения в уровне коренных пород (положительные по оси X сверху);  
 б) то же, в уровне отметки свободной длины свай; в) то же, в уровне ростверка.

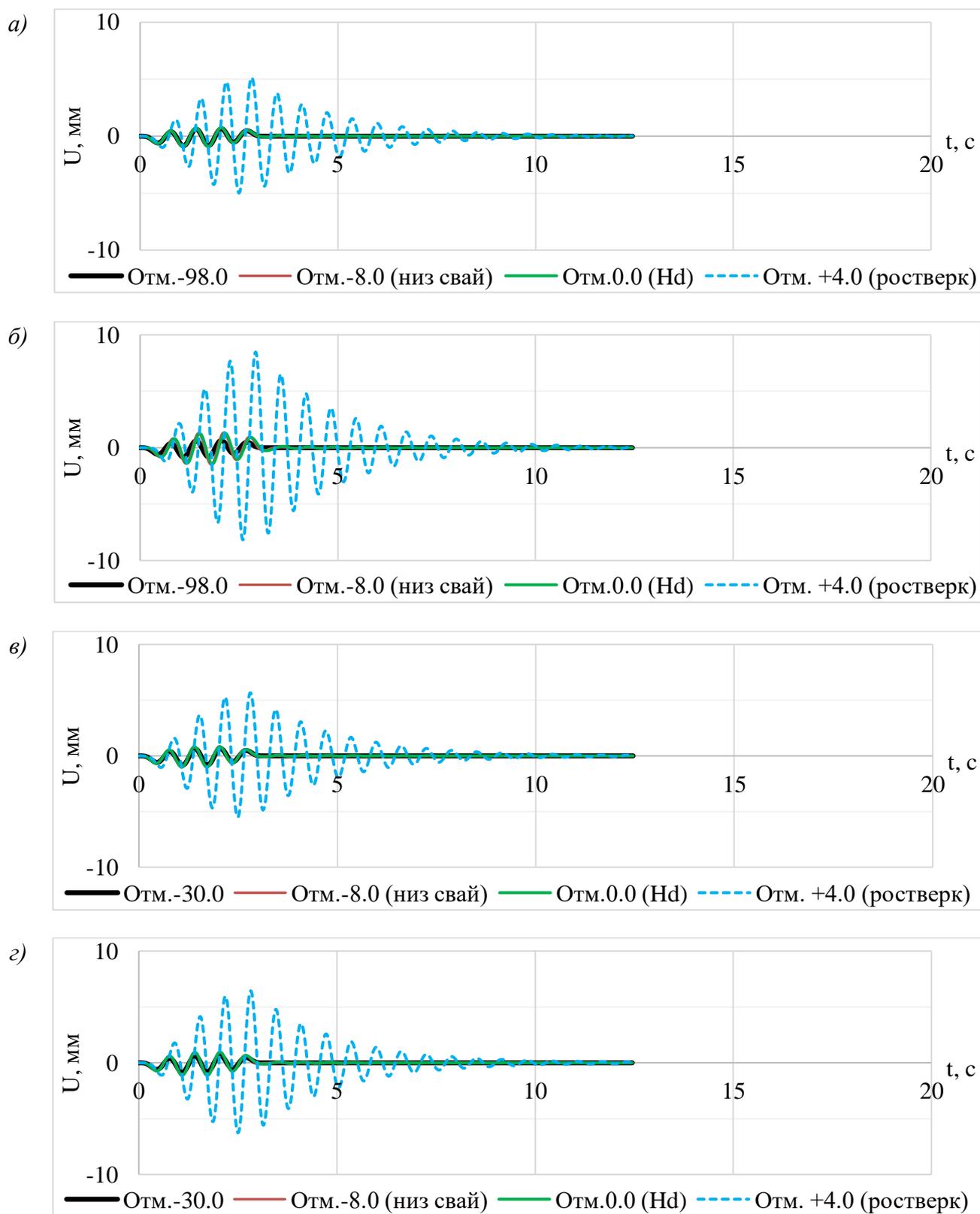
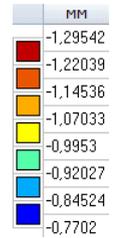
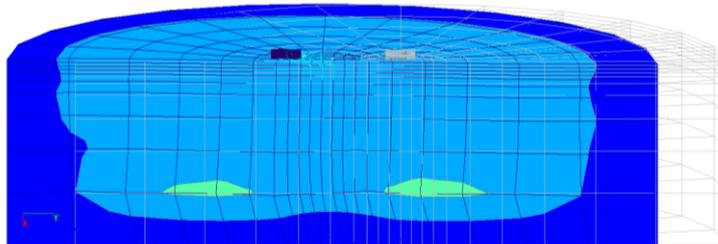
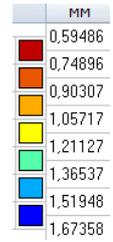
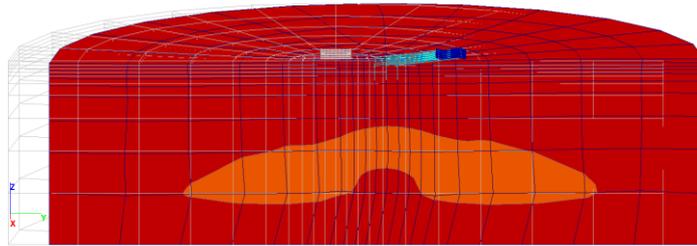
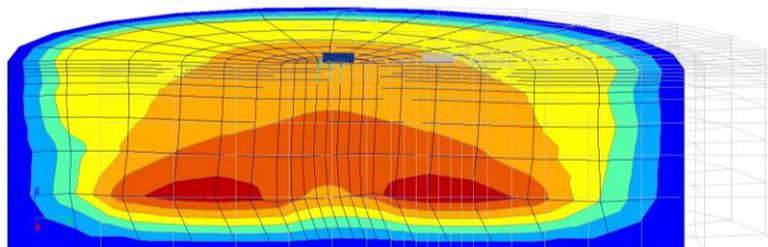
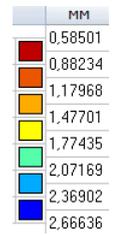
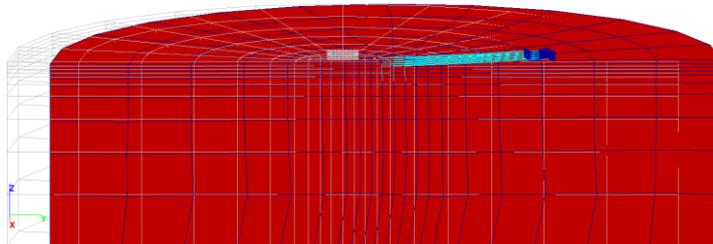


Рисунок Б.20 – Оценка резонанса 5 этажного здания на основании II категории по сейсмическим свойствам путем анализа движения характерных точек свайного фундамента во времени (нижний уровень модели, низ свай, низ свободной длины свай, ростверк):  
 а) модель с инерционным массивом мощностью 98 м; б) то же, с невесомым; в) с инерционным массивом 30 м и полупространством; г) то же, с невесомым.

а)



б)



в)

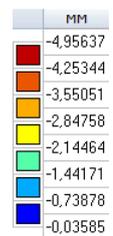
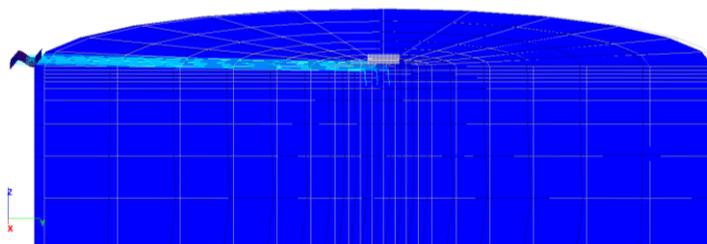
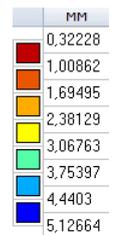
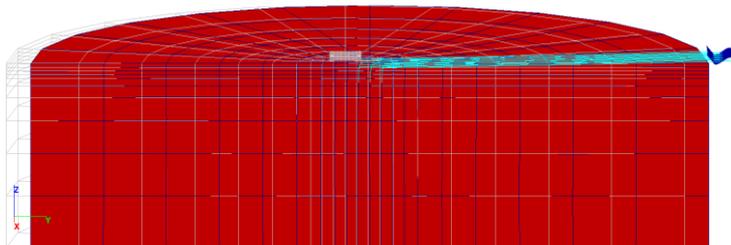
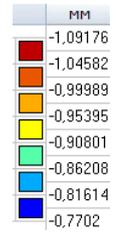
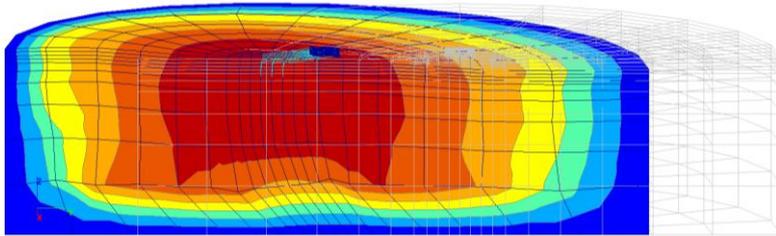
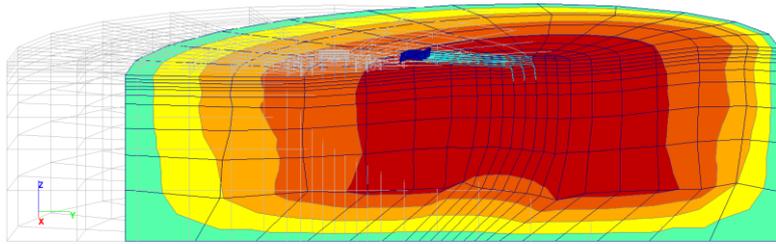


Рисунок Б.21 – Анализ колебаний 5 этажного здания на основании I категории по сейсмическим свойствам в модели с невесомым массивом мощностью 98 м:

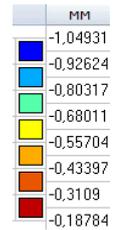
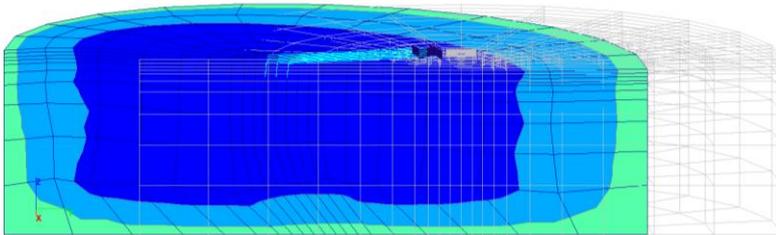
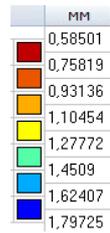
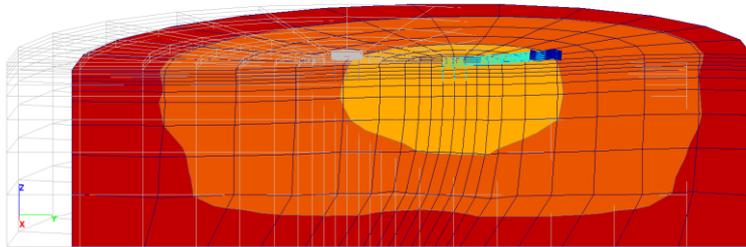
а) экстремальные перемещения в уровне коренных пород (положительные по оси X сверху);

б) то же, в уровне отметки свободной длины свай; в) то же, в уровне ростверка.

а)



б)



в)

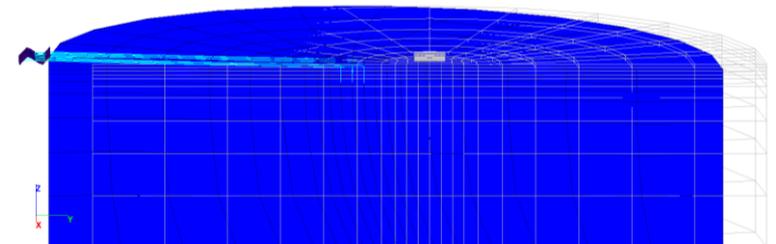
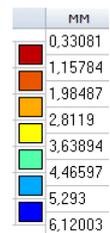
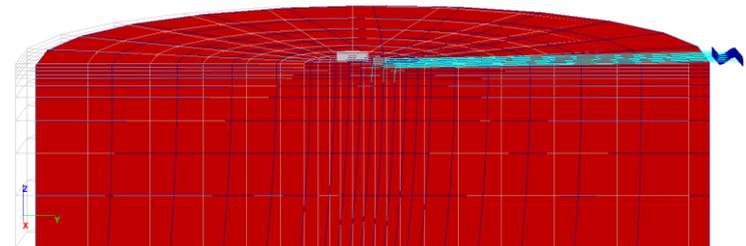


Рисунок Б.22 – Анализ колебаний 5 этажного здания на основании I категории по сейсмическим свойствам в модели с инерционным массивом мощностью 98 м:  
 а) экстремальные перемещения в уровне коренных пород (положительные по оси X сверху);  
 б) то же, в уровне отметки свободной длины свай; в) то же, в уровне ростверка.

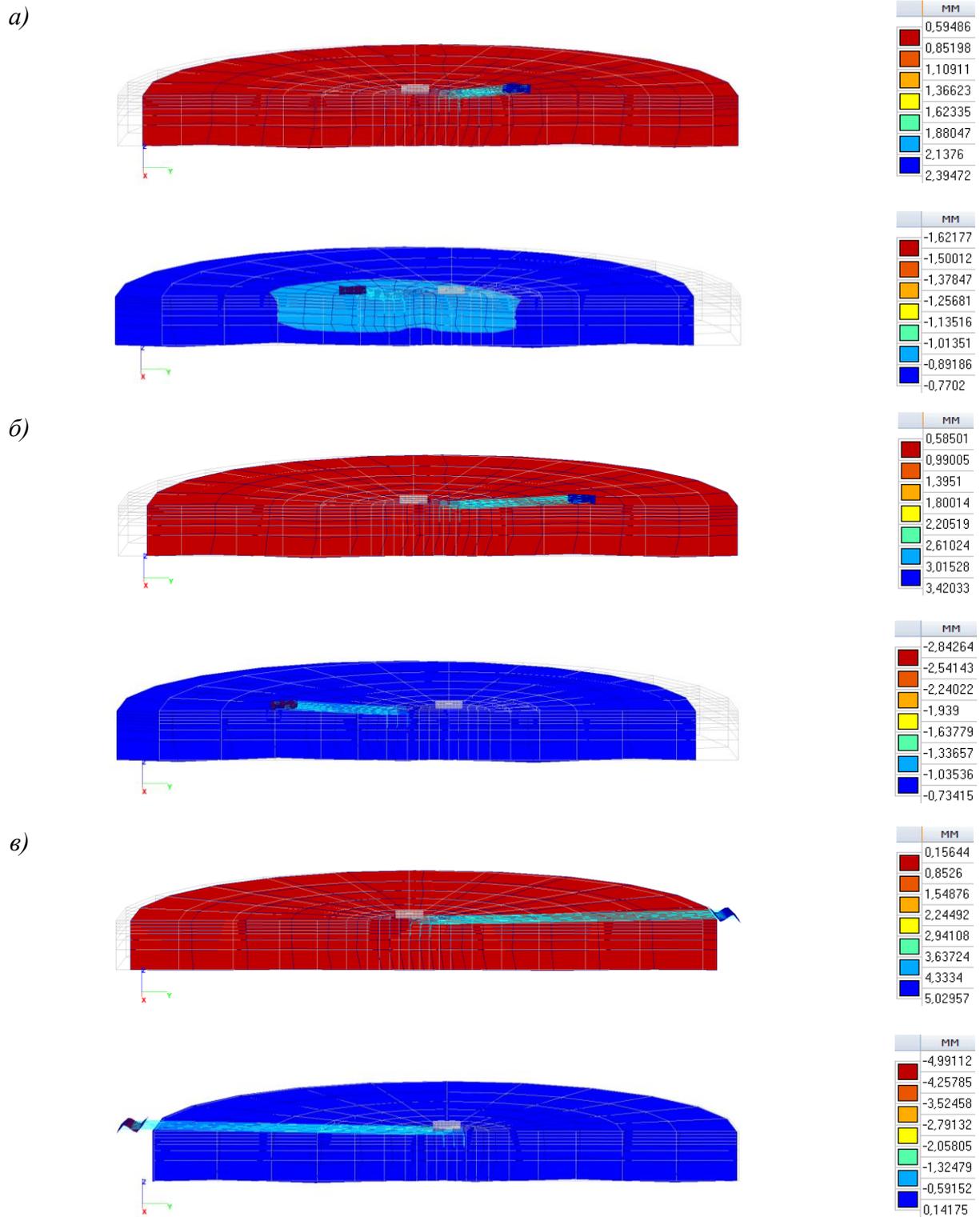


Рисунок Б.23 – Анализ колебаний 5 этажного здания на основании I категории по сейсмическим свойствам в модели с невесомым массивом мощностью 30 м и подстилающим полупространством:

- a)* экстремальные перемещения в уровне коренных пород (положительные по оси X сверху);  
*б)* то же, в уровне отметки свободной длины свай; *в)* то же, в уровне ростверка.

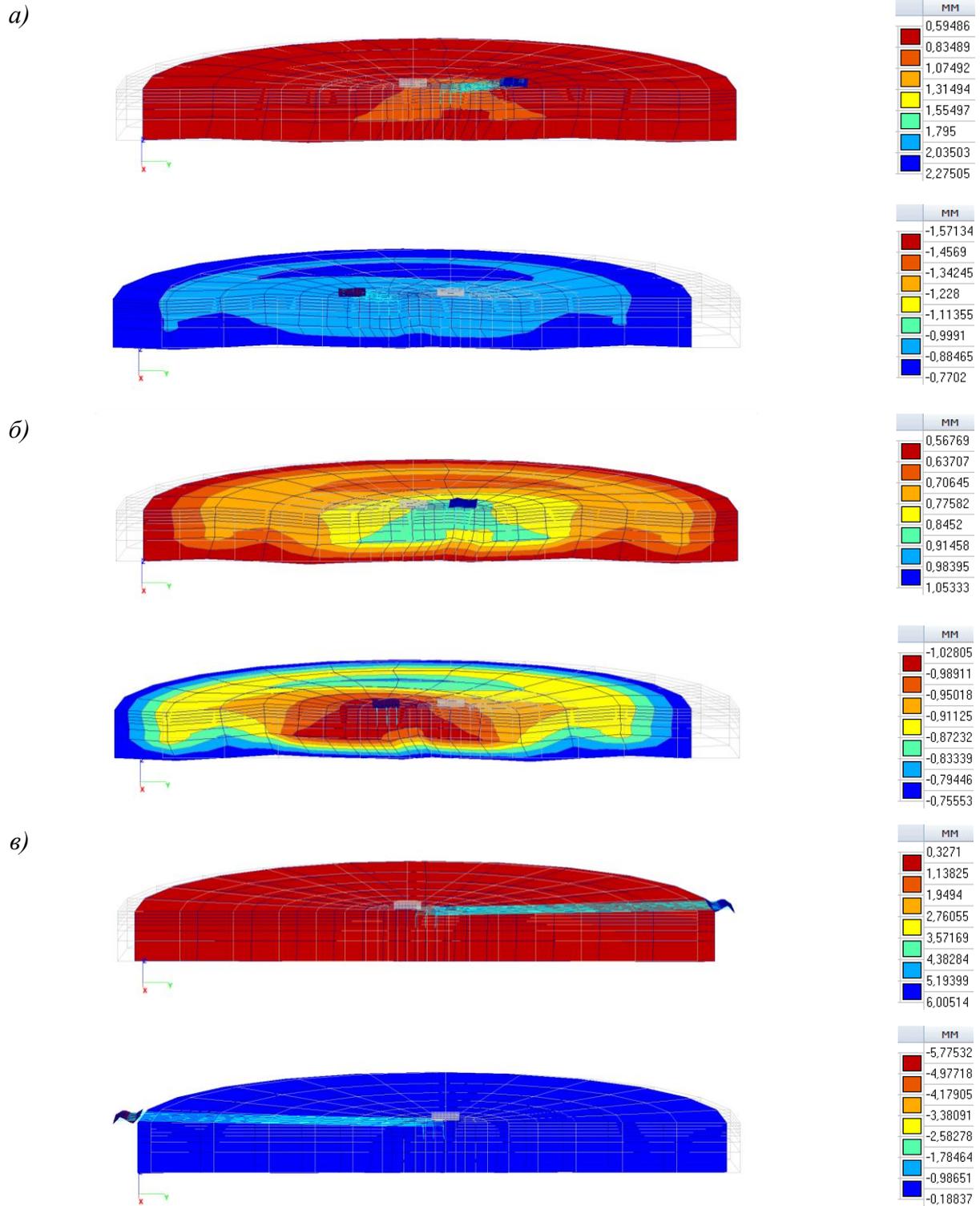


Рисунок Б.24 – Анализ колебаний 5 этажного здания на основании I категории по сейсмическим свойствам в модели с инерционным массивом мощностью 30 м:  
 а) экстремальные перемещения в уровне коренных пород (положительные по оси X сверху);  
 б) то же, в уровне отметки свободной длины свай; в) то же, в уровне ростверка.

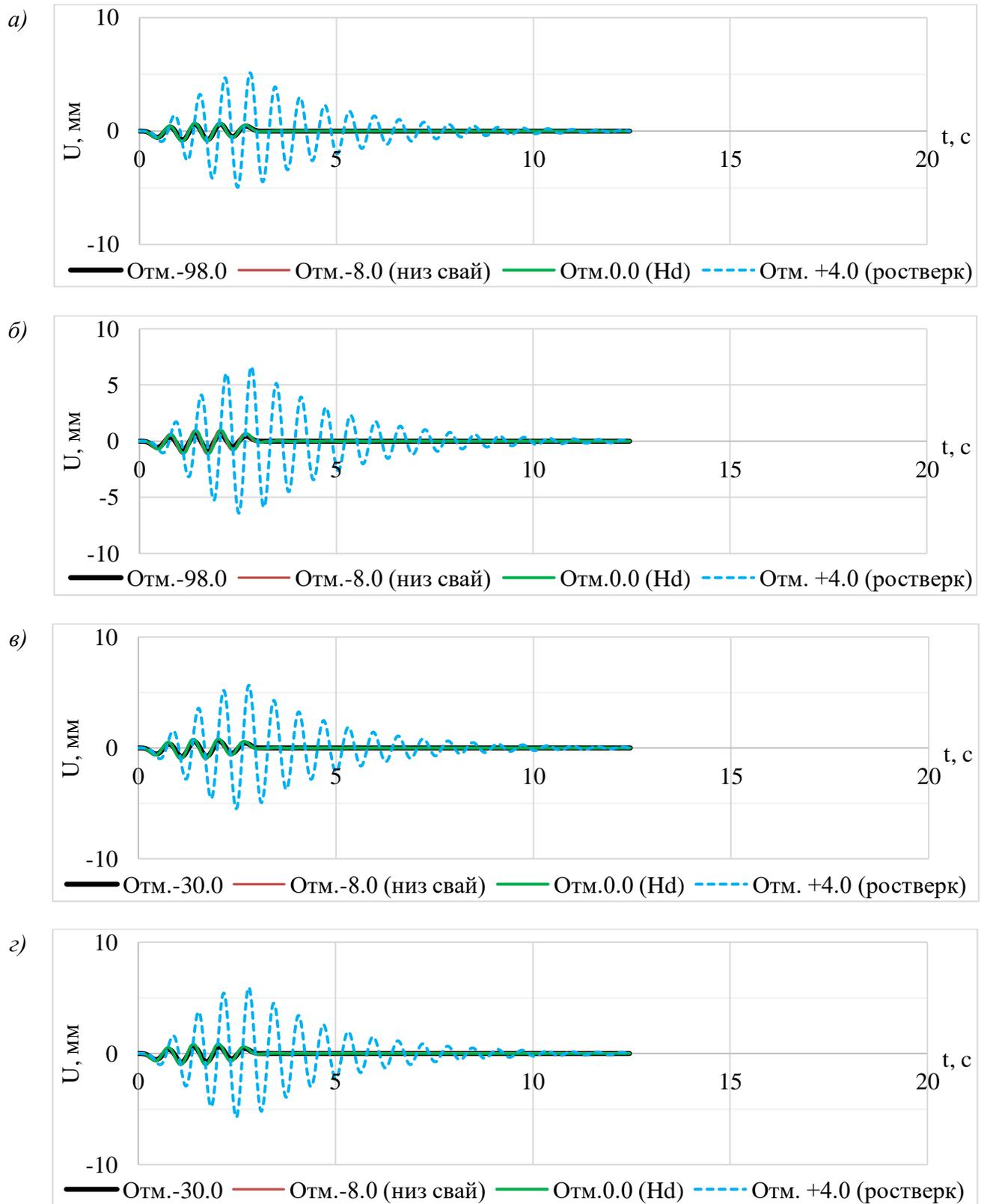


Рисунок Б.25 – Оценка резонанса 5 этажного здания на основании I категории по сейсмическим свойствам путем анализа движения характерных точек свайного фундамента во времени (нижний уровень модели, низ свай, низ свободной длины свай, ростверк):  
 а) модель с инерционным массивом мощностью 98 м; б) то же, с невесомым; в) с инерционным массивом 30 м и полупространством; г) то же, с невесомым.