

МИНИСТЕРСТВО СЕЛЬСКОГО ХОЗЯЙСТВА РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ  
Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение  
высшего образования  
«КУБАНСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ АГРАРНЫЙ УНИВЕРСИТЕТ  
ИМЕНИ И.Т. ТРУБИЛИНА»

На правах рукописи

**МАРИНИЧЕВ Максим Борисович**

**ФУНДАМЕНТЫ МНОГОЭТАЖНЫХ И ВЫСОТНЫХ ЗДАНИЙ  
В ОСОБЫХ УСЛОВИЯХ ЮГА РОССИИ**

Специальность **2.1.2.** Основания и фундаменты, подземные сооружения

Диссертация на соискание ученой степени  
доктора технических наук

Научный консультант  
доктор технических наук, профессор  
Полищук Анатолий Иванович

Краснодар – 2023

## ОГЛАВЛЕНИЕ

<b>ВВЕДЕНИЕ .....</b>	<b>6</b>
<b>1. СОВРЕМЕННЫЙ ОПЫТ РАСЧЕТА И КОНСТРУИРОВАНИЯ ФУНДАМЕНТОВ МНОГОЭТАЖНЫХ И ВЫСОТНЫХ ЗДАНИЙ В СЛОЖНЫХ ГРУНТОВЫХ УСЛОВИЯХ.....</b>	<b>17</b>
1.1. Основные технические решения и методы проектирования фундаментов многоэтажных и высотных зданий в сложных грунтовых условиях .....	17
1.2. Свайные и свайно-плитные фундаменты .....	21
1.3. Свайные фундаменты с промежуточным распределительным слоем .....	48
1.4. Фундаменты с высокой пространственной жесткостью .....	62
Выводы по разделу 1 и задачи исследований .....	67
<b>2. ХАРАКТЕРИСТИКА ОСОБЫХ ИНЖЕНЕРНО- ГЕОЛОГИЧЕСКИХ УСЛОВИЙ ПЛОЩАДОК СТРОИТЕЛЬСТВА МНОГОЭТАЖНЫХ И ВЫСОТНЫХ ЗДАНИЙ .....</b>	<b>71</b>
2.1. Основные положения, характеризующие особые условия строительства Юга России .....	71
2.2. Результаты исследований опасных инженерно-геологических процессов и сведения об их распространении на территории Юга России .....	73
2.3. Обобщение инженерно-геологических и гидрогеологических особенностей строительных площадок Юга России, характеризуемых как сложные для строительства многоэтажных и высотных зданий .....	91
2.4. Развитие категорий сложности инженерно-геологических условий строительства .....	94
Выводы по разделу 2 .....	95
<b>3. РАЗРАБОТКА МЕТОДИКИ И ВЫБОР ПАРАМЕТРОВ ДЛЯ РАСЧЕТА И КОНСТРУИРОВАНИЯ СВАЙНЫХ ФУНДАМЕНТОВ МНОГОЭТАЖНЫХ И ВЫСОТНЫХ ЗДАНИЙ .....</b>	<b>96</b>
3.1. Обобщение многочисленных результатов полевых испытаний буровых свай и разработка системы поправочных коэффициентов	

для оценки несущей способности свай, сгруппированных по определяющим параметрам .....	96
3.2. Совершенствование алгоритма расчета и конструирования свайного фундамента на основе уточненных значений несущей способности свай .....	101
3.3. Разработка метода испытания натуральных буровых висячих свай постоянно возрастающей нагрузкой с синхронной регистрацией вдавливающей силы, осадки и времени .....	109
3.4. Разработка метода расчета несущей способности проектируемых свай с разной площадью боковой поверхности, базирующийся на данных их испытаний постоянно возрастающей нагрузкой .....	117
3.5. Разработка методов измерения сдвиговых деформаций грунта относительно боковой поверхности сваи .....	121
3.6. Оценка деформационной однородности грунтов в пределах площадки строительства при помощи метода статического зондирования .....	126
3.7. Прогноз осадки свайного фундамента с учетом выявленных коэффициентов, учитывающих групповой эффект .....	130
3.8. Разработка методики и выбор параметров свайного поля со сваями разного диаметра и длины, соответствующими действующим проектным нагрузкам от здания в особых условиях строительства ...	140
Выводы по разделу 3 .....	143
<b>4. ОБОСНОВАНИЕ ПАРАМЕТРОВ ДЛЯ КОНСТРУИРОВАНИЯ ФУНДАМЕНТОВ МНОГОЭТАЖНЫХ И ВЫСОТНЫХ ЗДАНИЙ НА СВАЙНОМ ОСНОВАНИИ С ПРОМЕЖУТОЧНЫМ РАСПРЕДЕЛИТЕЛЬНЫМ СЛОЕМ .....</b>	<b>145</b>
4.1. Численные исследования закономерностей взаимодействия свайного поля и фундаментной плиты, разделенных промежуточным распределительным слоем .....	145
4.2. Численные исследование влияния шага свай и толщины промежуточного распределительного слоя на совместность перемещений его горизонтальной проектной плоскости и точек в уровне голов свай .....	164
4.3. Разработка аналитического метода расчета промежуточного распределительного слоя из условий равенства сил и равенства	

работ упругих деформаций фундаментной плиты, промежуточного распределительного слоя, свай и грунта основания при их совместной работе под нагрузкой от здания .....	182
4.4. Учет влияния сейсмических воздействий при назначении параметров промежуточного распределительного слоя .....	201
4.5. Оценка снижения усилий от сейсмических и оползневых воздействий в сваях при устройстве промежуточного распределительного слоя .....	204
4.6. Разработка рекомендаций по конструированию фундаментов многоэтажных и высотных зданий на свайном основании с промежуточным распределительным слоем .....	210
Выводы по разделу 4 .....	212
<b>5. НОВЫЕ СПОСОБЫ ПРОЕКТИРОВАНИЯ И СТРОИТЕЛЬСТВА СВАЙНЫХ И СВАЙНО-ПЛИТНЫХ ФУНДАМЕНТОВ В ОСОБЫХ ГРУНТОВЫХ УСЛОВИЯХ .....</b>	<b>213</b>
5.1. Разработка способов устройства свайно-плитных фундаментов с заданной начальной осадкой плитной части .....	214
5.2. Способы с использованием свай разной длины и их последовательным включением в совместную работу с плитной частью .....	220
5.3. Разработка способов строительства свайных и свайно-плитных фундаментов с возможностью управления их осадками в процессе строительства .....	226
5.4. Численные исследования влияния пространственной жесткости и формы фундаментов на неравномерные осадки оснований зданий и сооружений .....	231
5.5. Рекомендации по проектированию и строительству свайных и свайно-плитных фундаментов с учетом заданной этапности их выполнения в особых условиях .....	243
Выводы по разделу 5 .....	244
<b>6. КЛАССИФИКАЦИЯ МЕТОДОВ РАСЧЕТА И КОНСТРУИРОВАНИЯ ФУНДАМЕНТОВ МНОГОЭТАЖНЫХ И ВЫСОТНЫХ ЗДАНИЙ В ОСОБЫХ УСЛОВИЯХ ЮГА РОССИИ. ВНЕДРЕНИЕ РАЗРАБОТАННЫХ МЕТОДОВ .....</b>	<b>246</b>

6.1. Формирование структуры методов расчета и конструирования фундаментов по результатам проведенных исследований .....	246
6.2. Метод расчета и конструирования фундаментов многоэтажных и высотных зданий на основании результатов исследования параметров взаимодействия с грунтом одиночных свай и свай в составе свайного поля (Метод 1) .....	248
6.3. Метод расчета и конструирования свайных фундаментов с применением промежуточного распределительного слоя (Метод 2)..	259
6.4. Метод регулирования неравномерных осадок фундаментов путем повышения их пространственной жесткости (Метод 3) .....	278
6.5. Метод конструирования фундаментов с учетом их адаптации к переменной поверхности рельефа (Метод 4) .....	283
6.6. Метод строительства фундаментов с учетом последовательности выполнения постоянных и временных деформационных швов (Метод 5) .....	290
6.7. Метод устройства фундаментов с заданной последовательностью включения элементов в совместную работу (Метод 6) .....	303
6.8. Карта-схема с привязкой разработанных и внедренных методов в особых условиях на примере города Сочи .....	314
Выводы по разделу 6 .....	319
<b>ЗАКЛЮЧЕНИЕ .....</b>	<b>320</b>
<b>СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ .....</b>	<b>324</b>
<b>ПРИЛОЖЕНИЕ А. Справки о внедрении результатов исследований .....</b>	<b>350</b>

## ВВЕДЕНИЕ

**Актуальность темы исследования.** Внедрение в практику строительства передовых способов возведения многоэтажных и высотных зданий открыло перед специалистами широкие возможности для реализации смелых архитектурно-строительных решений. Постоянно растущая этажность зданий в крупных городах связана с экономическими аспектами, а также с дефицитом незастроенных участков (территорий), большинство из которых характеризуется как особые условия строительства.

Под *особыми условиями* строительства зданий и сооружений понимается сочетание следующих факторов: значительный перепад отметок рельефа в пределах строительной площадки; риск проявления оползневых и гравитационных процессов; высокая расчетная сейсмичность рассматриваемых площадок; незакономерное чередование слоев основания с значительной неоднородностью по показателям свойств грунтов в плане или по глубине; знакопеременные ветровые пульсационные нагрузки.

В настоящей работе понятие особые условия строительства фундаментов многоэтажных и высотных зданий сформулировано на основе результатов исследований состава и свойств грунтов, подземных вод и условий их залегания; климатических воздействий; категории грунтов по сейсмическим свойствам; наличия неблагоприятных факторов в основании (геоморфологических, гидрогеологических и др.), выявленных на стадии инженерно-геологических изысканий и оказывающих существенное влияние на безопасную эксплуатацию возводимых объектов. Компенсировать их влияние можно за счет разработки новых и развития существующих методов расчета и конструирования фундаментов зданий, сооружений.

В современной отечественной и зарубежной технической литературе по строительству опубликован целый ряд методов, подходов, предложений, позволяющих проектировать фундаменты в особых условиях: на склонах, при действии значительных сейсмических нагрузок, при неоднородном напластовании

грунтов, а также при появлении в основании фундаментов нескольких горизонтов подземных вод. Широко известны методы фундаментостроения на грунтах со специфическими свойствами. Однако до настоящего времени вопросам расчета и конструирования фундаментов многоэтажных и высотных зданий в особых условиях строительства уделялось недостаточно внимания. Поэтому рассматриваемая тема диссертационной работы является *актуальной*.

**Степень разработанности темы исследования.** Активное строительство многоэтажных и высотных зданий потребовало развития методов расчета и конструирования фундаментов, а также их научного обоснования. В исследованиях работы фундаментов и разработку их конструктивных решений для многоэтажных и высотных зданий значительный вклад внесли: М.Ю. Абелев, А.А. Бартоломей, Б.В. Бахолдин, Т.А. Белаш, А.Л. Готман, Н.З. Готман, А.А. Григорян, С.И. Евтушенко, К.Е. Егоров, Ю.К. Зарецкий, А.Ж. Жусупбеков, В.В. Знаменский, В.А. Ильичёв, С.А. Кудрявцев, П.А. Ляшенко, Р.А. Мангушев, О.А. Маковецкий, И.Т. Мирсаяпов, А.Л. Невзоров, Н.С. Никифорова, Л.В. Нуждин, В.Н. Парамонов, В.П. Петрухин, А.И. Полищук, А.Б. Пономарев, Я.А. Пронозин, А.П. Пшеничкин, Г.М. Скибин, С.Н. Сотников, Л.Р. Ставницер, З.Г. Тер-Мартirosян, А.З. Тер-Мартirosян, В.И. Травуш, А.М. Уздин, В.М. Улицкий, В.Г. Федоровский, К.Ш. Шадунц, А.Г. Шашкин, О.А. Шулятьев, V.N. Fioravante, K. Kayvani, R. Katzenbach, A. Mandolini, H.G. Polous, M.F. Randolph, G. Russo, C. Viggiani, M.B. Yamiolkovski и др.

Однако целый ряд вопросов остается пока нерешенным, особенно при освоении территорий, обладающих определенной инженерно-геологической спецификой. Такая специфика обусловлена сочетанием различных региональных параметров рассматриваемых территорий, к которым можно отнести их высокую расчетную сейсмичность, распространение оползневых процессов, переменный рельеф, наличие нескольких водоносных горизонтов, незакономерное чередование грунтовых разностей в пределах инженерно-геологического разреза. Сочетание указанных выше параметров приводит к формированию особых условий

строительства и вызывает необходимость развития существующих методов расчета и конструирования фундаментов многоэтажных и высотных зданий.

**Цель работы** заключалась в разработке основных принципов расчета и конструирования фундаментов многоэтажных и высотных зданий, обеспечивающих их безопасность и эффективность в особых условиях Юга России.

**Задачи исследования:**

1. Установить признаки формирования особых условий при застройке территории многоэтажными и высотными зданиями на основе анализа инженерно-геологических особенностей площадок строительства Юга России. Дать предложения по развитию классификации категорий сложности инженерно-геологических условий строительства.

2. Выполнить обобщение многолетних результатов полевых испытаний буровых натуральных свай в песчано-глинистых грунтах с целью разработки системы поправочных коэффициентов для оценки несущей способности свай, сгруппированных по определяющим параметрам; усовершенствовать методику расчета и конструирования свайных фундаментов с учетом выделения характерных участков в пределах их опорной площади.

3. Исследовать закономерности взаимодействия буровых висячих свай с грунтом основания на основе использования метода их испытаний постоянно возрастающей нагрузкой с непрерывным наблюдением за осадкой и частой синхронной регистрацией вдавливающей силы.

4. Разработать метод расчета несущей способности проектируемых свай по данным испытаний постоянно возрастающей нагрузкой с использованием коэффициентов подобия, обоснованных разделением деформации на упругую и пластическую составляющую.

5. Исследовать закономерности взаимодействия свайного поля и фундаментной плиты, разделенных промежуточным распределительным слоем, и разработать эффективные геотехнические решения для строительства многоэтажных и высотных зданий в особых условиях. Разработать рекомендации

по конструированию свайных фундаментов с промежуточным распределительным слоем для рассматриваемых зданий с учетом сейсмических воздействий.

6. Разработать новые способы проектирования и строительства свайных и свайно-плитных фундаментов для сейсмических районов с учетом заданной последовательности включения их элементов в совместную работу. Предусмотреть возможность управления неравномерными осадками фундаментов многоэтажных и высотных зданий в процессе строительства и дальнейшей эксплуатации.

7. Разработать и внедрить в практику строительства многоэтажных и высотных зданий эффективные конструкции фундаментов, адаптированные к особым условиям Юга России с учетом высокой сейсмичности и значительного перепада отметок рельефа.

8. Разработать классификацию методов расчета и конструирования фундаментов многоэтажных и высотных зданий в особых условиях Юга России.

**Объект исследования:**

Фундаменты многоэтажных и высотных зданий в особых условиях Юга России.

**Предмет исследования:**

Взаимодействие фундаментов многоэтажных и высотных зданий с основанием в особых условиях Юга России.

**Методология и методы исследования.** При решении поставленных задач были использованы экспериментальные и теоретические исследования, методы системного и статистического анализа, теория подобия, планирование эксперимента, теории упругости, пластичности и ползучести, предельного равновесия, натурные испытания свай, общие методы механики грунтов и деформируемого твердого тела, лабораторное, математическое и численное моделирование. Моделирование работы фундаментов и грунтов основания выполнялось в сертифицированных программных комплексах PLAXIS, MIDAS FEA NX, ING+.

**Научная новизна исследований** заключается в следующем:

1. Установлены признаки формирования особых условий при застройке территории Юга России многоэтажными и высотными зданиями, заключающиеся в сочетании различных факторов, к которым относятся: высокая расчетная сейсмичность территорий, наличие оползневых процессов, переменный рельеф, незакономерное чередование грунтовых разностей в пределах инженерно-геологического разреза. Сформулированы предложения по развитию классификации категорий сложности инженерно-геологических условий строительства для дальнейшего их применения в нормативных документах.

2. Предложена система поправочных коэффициентов для оценки несущей способности свай, сгруппированных по определяющим параметрам (несущая способность  $F_d$ , диаметр  $d$ , соотношение длины к диаметру  $l/d$ ), полученных на основании обобщения многолетних результатов полевых испытаний буровых натуральных свай в песчано-глинистых грунтах Юга России, что позволило усовершенствовать методику расчета и конструирования свайных фундаментов с учетом выделения характерных участков в пределах опорной площади фундаментов.

3. Разработан метод испытания натуральных буровых висячих свай постоянно возрастающей нагрузкой с синхронной регистрацией вдавливающей силы, осадки и времени, позволивший впервые выявить скачкообразное увеличение осадки основания висячей сваи и установить циклическое изменение ее скорости и ускорения, которое объяснено чередованием упругого торможения деформации и локального разрушения грунта. Разработан метод расчета несущей способности проектируемых свай с разной площадью боковой поверхности, базирующийся на данных их испытаний постоянно возрастающей нагрузкой с использованием коэффициентов подобия, обоснованных разделением деформации на упругую и пластическую составляющую.

4. Выявлены закономерности взаимодействия свайного поля и фундаментной плиты, разделенных промежуточным распределительным слоем, зависящие от

параметров свайного поля, жесткости надземного строения, а также стадийности приложения внешней нагрузки; разработаны рекомендации по конструированию свайных фундаментов с промежуточным распределительным слоем для многоэтажных и высотных зданий в сейсмических районах.

5. Предложен новый аналитический метод расчёта промежуточного распределительного слоя из условий равенства сил и равенства работ упругих деформаций фундаментной плиты, промежуточного распределительного слоя, свай и грунта основания при их совместной работе под нагрузкой от здания; установлены значения доли внешней нагрузки, воспринимаемые грунтом основания в зависимости от расстановки свай в плане.

6. Разработаны новые способы проектирования и строительства свайных и свайно-плитных фундаментов в сейсмических районах: – с заданной начальной осадкой плитной части; – с использованием свай разной длины и их последовательным включением в совместную работу с плитной частью; – с возможностью управления осадками фундаментов в процессе строительства.

7. Разработана классификация методов расчета и конструирования фундаментов многоэтажных и высотных зданий в особых условиях Юга России, которая включает впервые апробированные эффективные конструкции фундаментов, обладающие патентной новизной, адаптированные для сейсмоопасных районов и участков строительства со значительным перепадом отметок рельефа.

**Теоретическая и практическая значимость работы.** *Теоретическая значимость работы* заключается в выявлении скачкообразного характера увеличения осадки буровой сваи при действии внешней постоянно возрастающей нагрузки и в его объяснении чередованием упругой и неупругой деформации основания сваи; разработке способа разделения осадки сваи на упругую и пластическую составляющие на ступенях ее осадки; обосновании условий подобия висячих свай и выводе коэффициентов подобия приращений осадки и сопротивления на каждой ступени деформирования, учитывающих длительность

приложения внешней нагрузки; обосновании способа расчёта осадок основания свайного фундамента с промежуточным распределительным слоем из условий равенства сил и равенства работ свай, фундаментной плиты, промежуточного распределительного слоя и грунта основания.

*Практическая значимость работы* заключается в том, что результаты исследований доведены до их практического применения. Автором разработаны рекомендации по конструированию свайных фундаментов с промежуточным распределительным слоем, предложена методика обоснования параметров (длина, диаметр буровых свай) для расчета и конструирования свайных фундаментов многоэтажных и высотных зданий, разработаны новые способы строительства свайных и свайно-плитных фундаментов в сейсмических районах, учитывающие заданную последовательность включения их элементов в совместную работу, а также возможность управления неравномерными осадками в процессе строительства и дальнейшей эксплуатации многоэтажных и высотных зданий в особых условиях.

Предложенная классификация методов расчета и конструирования фундаментов многоэтажных и высотных зданий в особых условиях позволяет избежать ошибок в выборе проектных решений и, тем самым, уменьшить риски инвестиций в строительство.

Результаты исследований внедрены при строительстве 50 объектов (в период с 2004 по 2023 годы) в Краснодаре, Сочи, Новороссийске, Геленджике, Анапе, Минске, в том числе: 23-х этажное здание гостиничного комплекса «Marriott» в г. Краснодаре; 23-х этажное здание «Ideal-House» по ул. Бытха в г. Сочи; комплекс высотных зданий в границах улиц Гагринская-Депутатская-Южная г. Сочи; жилой комплекс «Королевский Парк» по ул. Курортный Проспект в г. Сочи, жилой комплекс «Парк Горького» по ул. Горького в г. Сочи; 20-ти этажное жилое здание по ул. Набережная Адмирала Серебрякова в г. Новороссийске; многофункциональный комплекс в г. Минске в границах ул. Филимонова –просп. Независимости – ул. Макаенка; жилой

комплекс «Горизонт» по ул. Просвещения, 24 в Адлерском районе г. Сочи и др. Внедрение результатов исследований подтверждено соответствующими документами, которые приведены в приложении к диссертации.

Результаты исследований автора использованы в ФГБОУ ВО «Кубанский государственный аграрный университет имени И. Т. Трубилина» при чтении лекций и выполнении выпускных квалификационных работ студентами, обучающимися по специальности 08.05.01 – Строительство уникальных зданий и сооружений, а также направлениям подготовки 08.03.01 и 08.04.01 – Строительство в 2010-2023 гг.

**Степень достоверности результатов.** Достоверность результатов исследований и выводов научной работы обоснована использованием основных положений механики грунтов, механики твердого и деформируемого тела, математической статистики; обеспечивается достаточным объемом исследований с применением полевых и лабораторных экспериментов, современных средств обработки экспериментальных данных и оборудования, корректным применением общепринятых аналитических, статистических, эмпирических методов, а также экспертных оценок; сопоставлением получаемых результатов с другими исследованиями и фактическим состоянием объектов; апробацией и внедрением научных разработок при проектировании, строительстве и эксплуатации фундаментов многоэтажных и высотных зданий.

**Апробация результатов работы.** Результаты диссертационной работы докладывались и получили положительную оценку более чем на 30 научных конференциях в РФ (Краснодар – 2002, 2003, 2004, 2013, 2019; Москва – 2010, 2020; Санкт-Петербург – 2008, 2016, 2021; Сочи – 2003, 2005, 2007; Екатеринбург – 2016, 2017, 2018, 2019, 2020; Пермь – 2005, 2021; Новочеркасск – 2012, 2015, 2018; Новосибирск – 2021; Барнаул – 2023 и др.), а также на международных конференциях (Италия, Анкона – 2007; Германия, Франкфурт-на-Майне – 2009; Германия, Ланштайн – 2015; Чехия, Прага – 2017; Китай, Шеньян – 2019). Начиная с 2004 года по настоящее время результаты исследований периодически докладывались на научных семинарах кафедры оснований и фундаментов КубГАУ (г. Краснодар).

**Личный вклад автора** заключается в формулировании темы и выборе направления исследований, обобщении имеющихся многолетних архивных данных, проведении натурных и лабораторных экспериментов, обработке полученных результатов, выполнении расчетов аналитическими и численными методами, обосновании и разработке методик, методов, классификаций, алгоритмов, новых конструктивных решений фундаментов и их дальнейшем внедрении в практику проектирования и реального строительства.

### **Список работ, опубликованных автором по теме диссертации**

По теме исследований опубликовано 90 научных печатных работ, включающих: 2 монографии, 1 научно-практическое пособие, 16 публикаций в изданиях, индексируемых ВАК РФ, 9 публикаций в изданиях, индексируемых в международных базах данных Scopus и Web of Science, 22 патента РФ на изобретения, 2 свидетельства об официальной регистрации программ для ЭВМ.

#### *Монография и научно-практические пособия по теме диссертации:*

1. Мариничев М. Б. Исследование работы буровых висячих свай в составе фундаментов многоэтажных и высотных зданий: Монография / М. Б. Мариничев. – Краснодар : КубГАУ : Просвещение - Юг, 2022. – 155 с. ISBN 978-5-93491-917-8.

2. Мариничев М. Б. Основы расчета и конструирования фундаментов многоэтажных, высотных и уникальных зданий: научно-практическое пособие / М. Б. Мариничев, О. Ю. Ещенко, В. А. Демченко, И. Г. Ткачев – Краснодар: КубГАУ, 2022. – 224 с.

3. Мариничев М. Б. Инженерная защита территорий от опасных природных процессов: Монография / М. Б. Мариничев. – Краснодар : Просвещение - Юг, 2022. – 134 с. ISBN 978-5-93491-920-8.

#### **Положения, выносимые на защиту:**

1. Особая категория инженерно-геологических условий строительства при проектировании фундаментов многоэтажных и высотных зданий, которая может быть использована для совершенствования нормативных и инструктивных документов:

2. Система поправочных коэффициентов для оценки несущей способности свай, сгруппированных по определяющим параметрам (несущая способность  $F_d$ , диаметр  $d$ , соотношение длины к диаметру  $l/d$ ), позволившая усовершенствовать методику расчета и конструирования свайных фундаментов с учетом выделения характерных участков в пределах опорной площади фундамента.

3. Метод испытания буровых висячих свай постоянно возрастающей нагрузкой с синхронной регистрацией вдавливающей силы, осадки и времени, позволяющий установить циклическое изменение скорости и ускорения осадки сваи, которое объяснено чередованием упругого торможения деформации и локального разрушения грунта при нагружении.

4. Метод определения параметров свайного поля, базирующийся на результатах расчета несущей способности проектируемых свай по данным их испытаний постоянно возрастающей нагрузкой с использованием коэффициентов подобия, обоснованных разделением деформации на упругую и пластическую составляющие.

5. Результаты исследований, отражающие закономерности взаимодействия свайного поля, промежуточного распределительного слоя и фундаментной плиты здания с учетом неизменяемого объема материала для устройства свай, в том числе с учетом действия сейсмических нагрузок.

6. Аналитический метод расчёта параметров промежуточного распределительного слоя, основанный на условиях равенства сил и равенства работ упругих деформаций фундаментной плиты, промежуточного распределительного слоя, свай и грунта основания при их совместной работе под нагрузкой от здания, позволяющий установить доли внешней нагрузки, воспринимаемые грунтом в зависимости от расстановки свай в плане.

7. Классификация методов расчета и конструирования фундаментов многоэтажных и высотных зданий в особых условиях Юга России. Внедрение результатов исследований в практику проектирования и строительства эффективных конструкций фундаментов многоэтажных и высотных зданий, адаптированных к особым условиям, а также сейсмическим воздействиям.

### **Структура и объем работы.**

Текст научной работы представлен на 355 страницах, включая 232 рисунка, 25 таблиц, 303 литературных источника. Диссертация включает в себя введение, 6 разделов, заключение, список литературы, а также приложение, которое содержит справки о внедрении результатов исследований.

**Автор выражает благодарность** профессору кафедры «Основания и фундаменты» КубГАУ П.А. Ляшенко, профессору С.И. Мацию за поддержку выбранного направления исследований, консультации и внимание к диссертационной работе. Особую благодарность автор выражает своему научному консультанту, Заслуженному строителю РФ, доктору технических наук, профессору А.И. Полищуку за постоянное содействие, консультации, отзывчивость и внимание к работе.

# **1. СОВРЕМЕННЫЙ ОПЫТ РАСЧЕТА И КОНСТРУИРОВАНИЯ ФУНДАМЕНТОВ МНОГОЭТАЖНЫХ И ВЫСОТНЫХ ЗДАНИЙ В СЛОЖНЫХ ГРУНТОВЫХ УСЛОВИЯХ**

## **1.1. Основные технические решения и методы проектирования фундаментов многоэтажных и высотных зданий в сложных грунтовых условиях**

Строительство многоэтажных и высотных зданий получило широкое распространение в крупных городах в связи с их ростом, увеличением стоимости земельных участков, концентрацией деловой и общественной активности. Этому также способствует развитие коммуникаций, в том числе, туристической индустрии. Многоэтажные и высотные здания строятся в крупных промышленных и транспортных центрах, в столицах государств, в портовых и курортных городах.

Базовые характеристики многоэтажных и высотных зданий: высота, нагрузка на фундамент – таковы, что требуют большого сопротивления основания фундамента. Чаще всего, в местах их строительства породные массивы сложены дисперсными сильно деформируемыми грунтами с широким спектром прочностных и деформационных свойств, обводненных, слабо литифицированных, способных к изменению своих свойств в течение срока строительства и эксплуатации здания. В наибольшей мере это относится к строительству в сложных грунтовых условиях, на пересеченной местности, подверженной действию опасных природных процессов. Из них следует выделить особые условия строительства, признаками которых является сочетание таких факторов как: значительный перепад отметок рельефа в пределах строительной площадки; риск проявления оползневых и гравитационных процессов; высокая расчетная сейсмичность площадки строительства; незакономерное чередование слоев основания со значительной неоднородностью по показателям свойств грунтов в плане или по глубине; среднее давление по подошве фундамента более 300 кПа.

Такие условия предполагают повышенное внимание к вопросам механики грунтов, инженерной геологии, проектирования оснований и фундаментов, мониторинга зданий в процессе строительства и эксплуатации. Большую роль

играет учет накопленного опыта и поиск новых решений. Строительство фундаментов в таких условиях делает тему исследования актуальной.

К настоящему моменту в этой области проделана большая плодотворная работа силами многих ученых. В исследования работы фундаментов и разработку их конструктивных решений для многоэтажных и высотных зданий значительный вклад внесли: М.Ю. Абелев, А.А. Бартоломей, Б.В. Бахолдин, Т.А. Белаш, А.Л. Готман, Н.З. Готман, А.А. Григорян, К.Е. Егоров, А.Ж. Жусупбеков, Ю.К. Зарецкий, В.В. Знаменский, В.А. Ильичёв, П.А. Ляшенко, Р.А. Мангушев, О.А. Маковецкий, И.Т. Мирсаяпов, А.Л. Невзоров, Н.С. Никифорова, Л.В. Нуждин, В.Н. Парамонов, В.П. Петрухин, А.И. Полищук, А.Б. Пономарев, Я.А. Пронозин, А.П. Пшеничкин, Г.М. Скибин, С.Н. Сотников, З.Г. Тер-Мартirosян, А.З. Тер-Мартirosян, В.И. Травуш, А.М. Уздин, В.М. Улицкий, В.Г. Федоровский, К.Ш. Шадунц, А.Г. Шашкин, В.И. Шейнин, О.А. Шулятьев, V.N. Fioravante, К. Kayvani, R. Katzenbach, A. Kedzi, A. Mandolini, H.G. Polous, M.F. Randolph, G. Russo, C. Viggiani, M.B. Yamiolkovski и др.

Деформационные характеристики здания строго регламентированы. Они определяются конструктивной схемой, ее чувствительностью к внешним нагрузкам и воздействиям, а также к осадкам основания, их неравномерности и скорости увеличения. Деформации основания (абсолютные и относительные осадки, их скорости и длительность затухания) зависят от свойств грунтов и от строения слагающего их массива.

Требование учета совместной работы системы «основание – фундамент – сооружение» является одним из основных принципов проектирования оснований и фундаментов (Мангушев Р.А., 1993) [89]. Он обеспечивается конструктивными и производственными мероприятиями, сочетающими изменение гибкости здания, в целом, и повышение жесткости его отдельных частей.

Фундамент и надземная часть здания или сооружения выполняются из искусственных материалов, свойства которых заданы и контролируются в ходе выполнения, а грунтовое основание является частью природной среды со сложной историей возникновения и последующих преобразований. Поэтому основной

частью задачи является совместная работа сооружения и основания под нагрузками, обеспечивающая их надежную эксплуатацию (Гарагаш Б.А., 2001; Ильичев В.А. и др., 2007; Катценбах Р. и др., 2005) [30, 60, 64].

Надежность оснований и фундаментов обеспечивается достоверностью данных о свойствах основания и надежностью конструкций фундамента. Она регламентируется нормами и должна быть не ниже 0,95 в области гражданского строительства (СП 22.13330.2016) [192].

В сложных грунтовых условиях может быть несколько моделей для разных грунтов, испытывающих воздействия от разных конструкций (или их частей) одного фундамента (Ильичев В.А. и др., 2007) [60]. Особое внимание уделяется слабым водонасыщенным грунтам, минеральным грунтам с высоким содержанием органических веществ (Абелев М.Ю., 1982, 1983; Далматов Б.И. и др., 1975; Катценбах Р., 2005; Улицкий В.М. и др., 2010, 2014; Шашкин А.Г., 2014) [2, 3, 63, 227, 228, 252].

К сложным грунтовым условиям принято относить существенную неравномерную сжимаемость основания, вызванную геометрической и физической нелинейностью элементов в пределах сжимаемой толщи. Для таких строительных площадок частым решением становится использование свайного фундамента, который позволяет передать нагрузку от тяжелого здания на плотные и однородные грунты глубокого залегания. Для свайного фундаментостроения характерно большое разнообразие конструкций и технологий. Технологическая гибкость, позволяющая применять их в разных инженерно-геологических условиях, при разной планировке зданий, при перепадах нагрузки в пределах здания и, что важно, в сложных грунтовых условиях и в сейсмических районах (Далматов Б.И. и др., 2001; Мангушев Р.А. и др., 2018, Полищук А.И., 2020) [48, 93, 165].

К числу изучаемых многими исследователями эффективных решений в сложных грунтовых условиях можно отнести свайно-плитные фундаменты. Суть которых заключается в учете большей величины сопротивления фундаментной плиты при передаче нагрузок на фундаменты от надземного сооружения в сравнении с традиционными свайными фундаментами. Этот способ дает

возможность законструировать фундаменты так, чтобы доли нагрузки, приходящие на сваи и плиту, были сопоставимы между собой.

Следующим видом эффективного фундамента при строительстве высотных зданий в сложных грунтовых условиях, а также в сейсмических районах, является свайный фундамент с промежуточным распределительным слоем. Его введение дает возможность существенно снизить горизонтальные нагрузки на сваи, а также более полно использовать несущую способность фундаментной плиты. Особенности расчета и конструирования связаны с назначением и обоснованием параметров свайного поля и промежуточного распределительного слоя. Параметры промежуточного распределительного слоя (толщина, прочностные и деформационные характеристики) позволяют установить долю нагрузки, которая передается от надземного сооружения на грунт основания, а также более равномерно распределить сжимающие усилия в сваях.

Еще один вид эффективных фундаментов в сложных грунтовых условиях, при неравномерной сжимаемости основания, геометрической нерегулярности надземного сооружения – это коробчатые фундаменты повышенной пространственной жесткости. Исследования в области расчета и конструирования таких фундаментов направлены на более эффективное использование материала при формировании пространственной жесткости. При большой разнице и в неоднородных грунтах в основании возникают зоны концентрации напряжений, разрушающих грунты. В сложных грунтовых условиях области разрушения могут быть достаточно большими, чтобы вызвать пластическое выпирание из-под подошвы фундамента и, как следствие, деформации, приводящие к неравномерным осадкам и кренам (Сотников С.Н., 1987) [190]. Подобный эффект наблюдается, в частности, в набухающих грунтах, испытывающих объемные деформации после вскрытия и последующего увлажнения (Сорочан Е.А., 1989) [188].

Коробчатые фундаменты за счет высокой распределительной способности способны компенсировать сочетание большого количества неблагоприятных факторов.

## 1.2. Свайные и свайно-плитные фундаменты

### 1.2.1. Взаимодействие одиночной сваи с окружающим грунтом

Висячие буровые сваи и комбинированные свайно-плитные фундаменты (КСПФ) наиболее востребованы для многоэтажных и высотных зданий в сложных грунтовых условиях и в сейсмических районах. Исследованию этих фундаментов посвящены работы большого числа ученых, в их числе: З.В. Бабичев, А.А. Бартоломей, Б.В. Бахолдин, А.Л. Готман, Н.З. Готман, А.А. Григорян, К.Е. Егоров, А.Ж. Жусупбеков, Ю.К. Зарецкий, В.В. Знаменский, В.А. Ильичёв, П.А. Ляшенко, Р.А. Мангушев, О.А. Маковецкий, И.Т. Мирсаяпов, А.Л. Невзоров, Н.С. Никифорова, Л.В. Нуждин, В.П. Петрухин, А.И. Полищук, А.Б. Пономарев, Я.А. Пронозин, А.П. Пшеничкин, С.Н. Сотников, З.Г. Тер-Мартirosян, А.З. Тер-Мартirosян, В.И. Травуш, А.М. Уздин, В.М. Улицкий, В.Г. Федоровский, К.Ш. Шадунц, А.Г. Шашкин, В.И. Шейнин, О.А. Шулятьев, С.В. Юшубе, V.N. Fioravante, K. Kayvani, R. Katzenbach, A. Kedzi, A. Mandolini, H.G. Polous, M.F. Randolph, G. Russo, C. Viggiani, M.B. Yamiolkovski и др.

Взаимодействие одиночной висячей сваи с окружающим грунтом осуществляется через боковую поверхность сваи и ее нижний конец. Оно оценивается по несущей способности (предельному сопротивлению) грунта основания сваи. Соответственно сопротивление по «боку» и «острию» определяет расчетную несущую способность для учета при разработке проектных решений. При аналитическом расчете используются значения расчетного сопротивления грунтов на боковой поверхности и под нижним концом сваи, соответственно (СП 24.13330.2011) [194].

«При проведении испытаний грунта сваями механические характеристики грунта уточняются путем обратных расчетов. Для этого сваи должны быть снабжены системой датчиков, позволяющих фиксировать распределение усилий и перемещений вдоль конструкции сваи» (СП 267.1325800.2016, п. 8.1.2.19) [198]. Область взаимодействия сваи с окружающим грунтом претерпевает постоянные изменения, связанные с возрастанием нагрузки на сваю. «На подстилающие дисперсные грунты в основании сваи нагрузка передается через острие, а также

через грунт интенсивно уплотняемой» зоны [33] (рисунок 1.2.1). Эпюра вертикальных нормальных напряжений на уровне нижнего конца сваи имеет выпуклую форму, а напряжение распределяется по площади основания конуса, образующая которого составляет со свайей угол, зависящий от сил трения грунта по боковой поверхности [92].

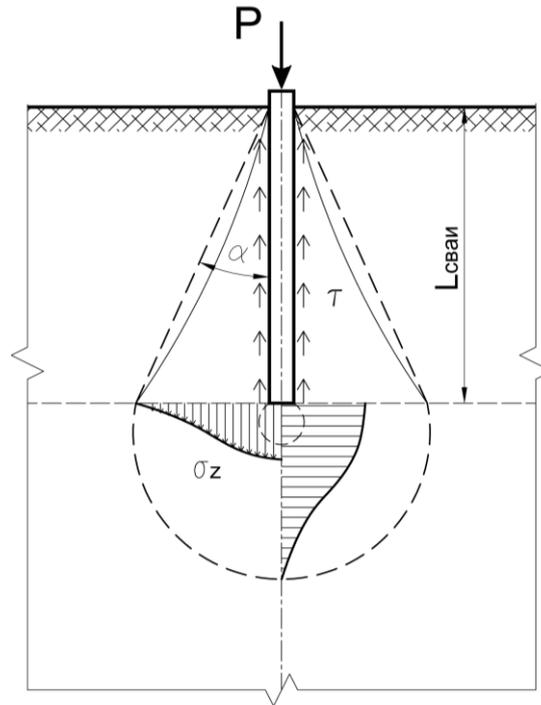


Рисунок 1.2.1 – Схема взаимодействия сваи с грунтом для случая одиночной сваи под нагрузкой (М.Н. Гольдштейн, 1981) [33].

### 1.2.2. Испытание свай

Испытание свай статической нагрузкой производится по ГОСТ 5686-2020 [35] приложением вдавливающей силы со стабилизацией осадки на каждой ступени. Ступени задаются размером 1/10 от предполагаемой несущей способности (предельного сопротивления) основания. Зависимость осадки от вдавливающей силы изображается гладкой кривой по 5–10-ти точкам, что позволяет оценить увеличение осадки и значение несущей способности.

Судить о прочности и деформируемости грунтов основания свай можно, прибегая к предположениям о его реакции, связанным с общими представлениями о механическом поведении грунтов: упругая, выделенная с помощью ветви разгрузки; упруго-пластическая, с искривлением в направлении опережения роста

осадки, по сравнению с нагрузкой; с проявлением ползучести при постоянном значении вдавливающей силы (Гольдштейн М.Н., 1981; Далматов Б.И. и др., 1975; Россихин Ю.В. и др., 1980; Метс и др., 2013) [33, 48, 113]. Для детального анализа недостаточно выборочных данных специальных исследований. Только многолетний опыт и интуиция позволили некоторым авторам понять процессы развития деформаций в основании сваи на качественном уровне (Готман А.Л., 2014, 2017; Далматов Б.И. и др., 1975; Россихин Ю.В. и др., 1980; Метс М., 2013, Тер-Мартirosян З.Г., 2005; Тер-Мартirosян А.З., 2016, Шулятьев О.А., 2021).

Признано, что вовлечение грунта в работу сопротивления висячей сваи происходит сверху вниз вдоль ее ствола (Готман А.Л., 2017; Далматов и др., 1975; Федоровский В.Г. и др., 2003) [39, 48, 231] (рисунок 1.2.2). Силы сопротивления грунта по боковой поверхности сваи изменяются по эпюре с максимумом, которая воспроизводится с изменением параметров при последовательном возрастании нагрузки на сваю (поз. 1–2–3–4 на рисунке 1.2.2).

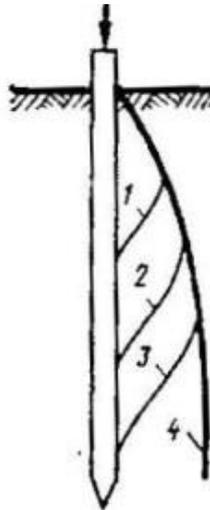


Рисунок 1.2.2 – Схема развития эпюр сопротивления грунта по боковой поверхности сваи при последовательном возрастании нагрузки [48]

Развитием этого представления являются трапецевидные эпюры сопротивления грунта на боковой поверхности сваи, последовательно сужающиеся к низу (рисунок 1.2.3) (Gotman A. L. & Gavrikov M. D., 2021) [270]. Авторы описывают, что в начале нагружения ствол сваи испытывает сжатие до некоторой глубины.

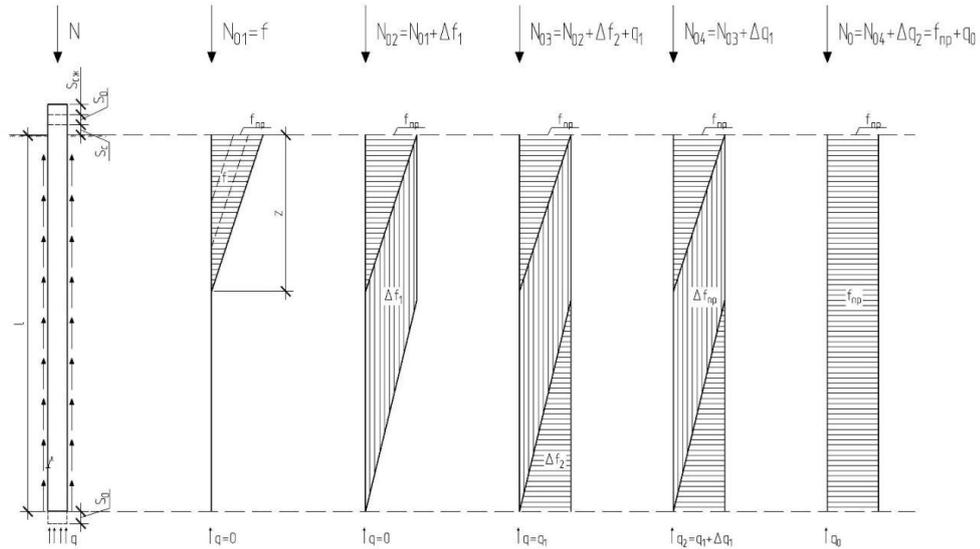


Рисунок 1.2.3 – Схема развития эпюр сопротивления грунта по длине сваи при последовательном возрастании нагрузки (Gotman A. L. & Gavrikov M. D., 2021) [270].

Такая схема выверена по условиям равновесия и позволяет проследить развитие сопротивления по мере возрастания нагрузки. В работе сваи также учитывается сжатие ее ствола, однако оно не является определяющим, так как деформации бетона намного меньше деформаций грунта, и сопротивление грунта висячей свае является первостепенным фактором.

В опытах с моделями свай (Бартоломей А.А. и др., 1994) [9] были измерены сжимающие напряжения вертикального направления вблизи боковой поверхности  $\sigma_z$  и горизонтального  $\sigma_x$ , увеличивающиеся с глубиной и убывающие с расстоянием от неё, причём первые в несколько раз меньше вторых:  $\sigma_z < \sigma_x$ . Это может свидетельствовать о наличии сдвигов, что никак не учитывается в схеме сопротивления основания. Грунт вокруг свай переходит в пластическое состояние, образуя, по идее авторов, цилиндрическую область под действием нормальных напряжений (Тер-Мартirosян З.Г., 2005) [206]. Цилиндрическая области является, видимо, упрощенной формой области предельного равновесия, возникающей вокруг ствола сваи. Однако это решение позволило свести упруго-пластическую задачу к упругой для грунтового цилиндра со сваем внутри. Этим сделан решительный шаг к пересмотру теории расчета висячих свай.

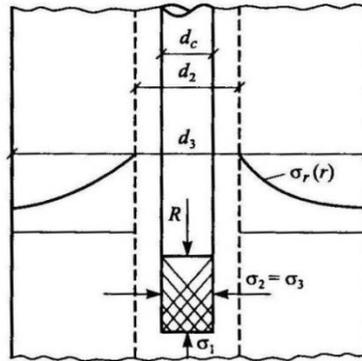


Рисунок 1.2.4 – Схема образования области уплотненного грунта вокруг ствола сваи (Тер-Мартirosян З.Г., 2005) [206]

Области предельного равновесия имеют, возможно, более сложные формы, и их число больше единицы. На это косвенно указывают данные измерений усилий в стволе сваи. Измерения их в длинных сваях показали, что усилия уменьшаются книзу (Тер-Мартirosян З.Г и др., 2019; Технический отчёт ОАО «Буровая компания «Дельта», 2019) [211, 218]. Однако прямой корреляции с сопротивлением зонду нет (рисунок 1.2.5). Поэтому нет адекватной трактовки этого эффекта.

Такие графики, устойчиво повторяющиеся в разных исследованиях, свидетельствуют о недостатке опытных данных, конкретно, числа измеряемых величин и их надежности.

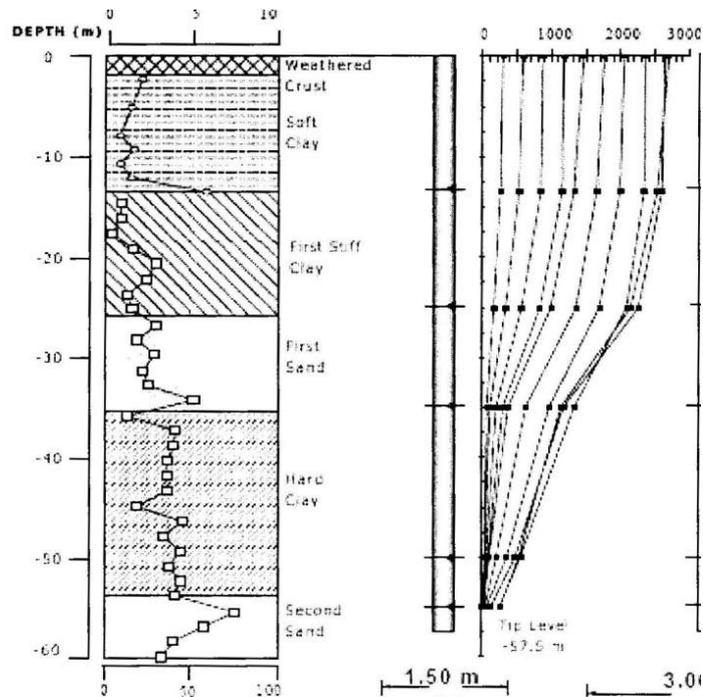


Рисунок 1.2.5 – Эпюры сжимающих усилий в стволе сваи на фоне графика статического зондирования (Тер-Мартirosян З.Г., 2019) [211]

Подтверждением этому является эффект неравномерности, точнее, скачкообразности увеличения осадки сваи при плавном возрастающей нагрузке. Увеличение вдавливающей силы с постоянной скоростью и частоте, с малым шагом регистрации, измерение осадки выявляет ее ступенчатое увеличение и, как следствие, циклическое изменение скорости осадки [106]. Это отличает полученные данные от общепринятых, где результаты измерений представлены практически везде гладкими эпюрами (Бартоломей А.А. и др., 1994; Гольдштейн М.Н., 1981; Григорян А.А. и др., 1973; Далматов Б.И. и др., 1975) [9, 33, 45, 48], но не противоречит им, а открывает те стороны процесса, которые были скрыты ранее. Именно, скачки осадки отражают чередование упругих и неупругих деформаций основания сваи. А это дает дополнительные параметры для оценки его сопротивления, как будет показано в настоящей работе.

Фрагментарно неравномерность деформаций наблюдалась и ранее. Рабочие сваи на объектах строительства нагружаются более плавно и длительно, чем это делается при испытании пробной сваи. Мониторинг показал, что осадка фундамента развивается неравномерно, а глубинная марка рядом с фундаментом испытывает вертикальные колебания вокруг некоторого значения осадки, достигнутого в начале нагружения (Россихин Ю.В. и др., 1980) [181]. Наблюдения за осадкой свайного фундамента мостовой опоры показали, что график «нагрузка – осадка» сильно отличается от плавной кривой: осадка изменяется скачкообразно (Mandolini A. et al, 2005) [276] на всём протяжении нагружения.

Испытание с помощью погружных домкратов решает задачу нагружения очень длинных свай для измерения сопротивления по боковой поверхности (Шулятьев О.А., 2021) [258]. Измерения на объекте «Лахта Центр» сопротивления грунтов вблизи боковой поверхности производились при перемещении верхнего фрагмента испытываемой сваи вверх от погружного домкрата и показали увеличение сопротивления с ростом перемещения (рисунок 1.2.6). Измерения сопротивления грунтов под нижними концами свай производились при перемещении нижнего фрагмента испытываемой сваи вниз от погружного домкрата и также показали увеличение сопротивления с ростом перемещения

(рисунок 1.2.7). Измерения производились тензометрами, установленными в стволе через 6-10 м по длине сваи.

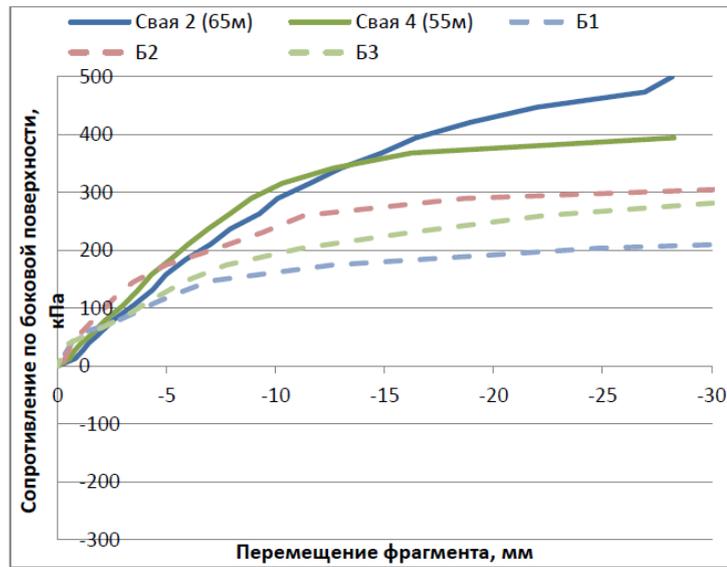


Рисунок 1.2.6 – Увеличение сопротивления грунтов вблизи боковой поверхности свай при перемещении верхнего фрагмента сваи вверх от погружного домкрата [258]

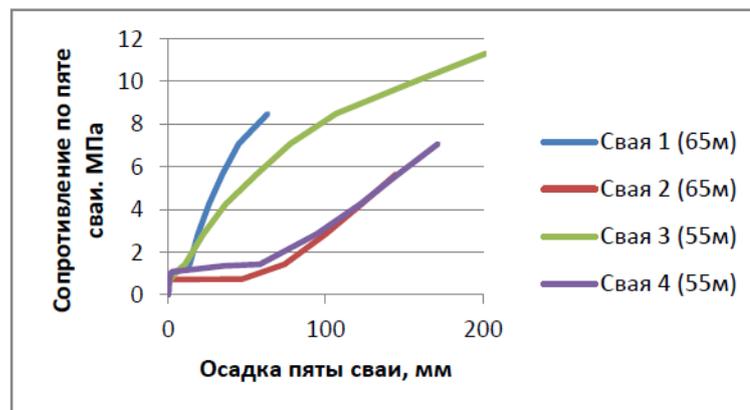


Рисунок 1.2.7 – Увеличение сопротивления грунтов под нижними концами свай при перемещении нижнего фрагмента сваи вниз от погружного домкрата [258]

В некоторых случаях испытание сваи заданием ей перемещения в направлении, противоположном направлению при эксплуатации, может быть не совсем корректно, если принять во внимание, что соответствующие сопротивления слоя грунта, залегающего между слабым и прочным слоями, будут разными по величине. В сложных грунтовых условиях трактовка результатов испытаний с применением погружных домкратов может быть неоднозначна.

При испытании грунтов сваей предельное сопротивление основания (несущая способность сваи  $F_{u.n}$ ) определяется обычно по ступени нагружения, предшествующей «срыву» сваи при испытании. Учитывая, что ступени нагрузки зачастую достигают десятков тонн, погрешность определения  $F_{u.n}$  может быть большой. Величина  $F_{u.n}$  служит нормативной величиной для назначения расчётного сопротивления основания сваи  $F_d$ , согласно СП, и погрешность определения  $F_{u.n}$  переходит в погрешность определения  $F_d$ .

Затруднения в анализе сопротивления грунтов свае вызывает, главным образом, оценка соотношения долей боковой поверхности и пяты. Предлагаемые рекомендации имеют качественный характер, нуждаются в обосновании прямыми измерениями. Имеющиеся данные не всегда укладываются в известные расчетные схемы. Отсюда проистекает различие в оценках сопротивления, в целом, и его изменения при нагружении, что описано в работах разных авторов (Бартоломей А.Л. и др., 1994; Гольдштейн М.Н. и др., 1981; Готман А.Л., 2017; Готман Н.З., 2004; Далматов и др., 1975; Ляшенко П.А. и др., 2009; Метс М. и др., 2013; Тер-Мартirosян З.Г. и др., 2007; Ходырев А.С. и др., 2015; Шулятьев О.А., 2021; Katzenbach R. et al, 2001; Mandolini A. et al, 2005; Polishchuk A.I. et al, 2019).

Таким образом, расчетное сопротивление грунта по боковой поверхности связано с напряжениями в грунте вблизи сваи, областями пластических деформаций грунта, размеры которых определяются действием нормального к боковой поверхности и тангенциального напряжений. То же относится к сопротивлению грунта под пятой сваи, основным фактором которого считается уплотнение грунта. Однако в опытах с нагружением забивной железобетонной сваи и наблюдением за «фиксаторами» было показано, что под пятой перемещения смежных фиксаторов сильно отличаются друг от друга (Григорян А.А. и др., 1973) [45], следовательно, грунт разрушается сдвигом, при этом уплотнение чередуется с разуплотнением.

Важной для развития методов расчета одиночной буровой сваи представляется идея применения подобия оснований свай. В работе (Готман Н.З., 2004) [42] в качестве условия подобия висячей сваи и зонда использовано соотношение

$$S_s/S = U_s/U, \quad (1.2.1)$$

где  $S_s, S$  – осадки зонда и сваи в состоянии предельного равновесия их оснований;  
 $U_s, U$  – периметры поперечных сечений зонда и сваи.

Ранее такой подход был применен Фаерштейном В.Д. (авторское свидетельство СССР № 505769) [200]. Было предложено соотношение

$$P_1/P_2 = U_1/U_2, \quad (1.2.2)$$

где  $P_1, P_2$  – несущая способность испытываемой и проектируемой свай;  $U_1, U_2$  – периметры их поперечных сечений, соответственно.

В обоих случаях авторами отмечено недостаточное количество необходимых данных для более корректного обоснования подобия. Автор (Готман Н.З., 2004) [42] отмечает, что «традиционные методы зондирования и методы обработки результатов зондирования ГОСТ 20069-81 не представляют возможности... исследования грунтов с заданной частотой... для определения переменного коэффициента постели». Применение зондирования «со стабилизацией зонда» позволило установить связь деформационных показателей грунта с параметрами стабилизации. При этом предлагается измерять «стабилизированную» осадку зонда специальным устройством с воздушным демпфером.

В работе В.Д. Фаерштейна предполагается испытание пробной сваи непрерывно возрастающей нагрузкой. Оба предложения выходят за пределы стандартного способа испытаний ступенчато возрастающей нагрузкой со стабилизацией осадки на каждой ступени. Оба предложения важны тем, что не только обозначают насущную потребность модернизации испытаний грунтов сваей статической нагрузкой с целью увеличения их информативности и поиска связей с данными статического зондирования, но и указывают реальные пути их развития.

Теоретическое обоснование сопротивления буровой висячей сваи наиболее полно и всесторонне представлено в работе [216] (Тер-Мартirosян А.З., 2016). Рассмотрена задача взаимодействия сваи с окружающим грунтом в соответствии с расчетной геомеханической моделью (рисунок 1.2.8), являющейся развитием модели на рисунке 1.2.4. Предполагается, что на контакте сваи с грунтом

происходит полное прилипание, что соответствует условиям внедрения или устройства длинной сваи. Вместе с тем, при различных технологиях изготовления буронабивных свай на контакте с грунтом может образовываться тонкий слой вокруг сваи, свойства которого отличаются от свойств слоев, которые находятся за этим тонким слоем. Возникает необходимость учитывать свойства прослойки на контакте вокруг сваи и характеризовать ее жесткостным параметром сдвига, а также реологическими свойствами.

Жесткостной параметр и скорость деформации сдвига нуждаются в экспериментальном определении. Здесь было бы уместно применить способ испытания пробной сваи непрерывно возрастающей нагрузкой с частой регистрацией деформаций грунта.

Частая регистрация осадки и, синхронно с ней, деформаций грунтов на боковой поверхности позволяют учитывать в сопротивлении основания сваи детали деформационной неоднородности в сложных грунтовых условиях.

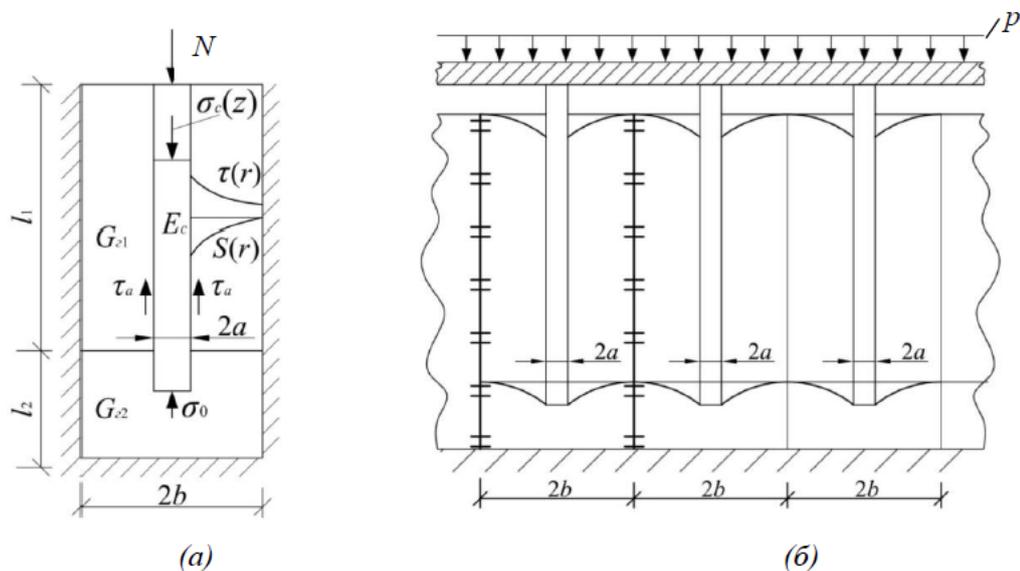


Рисунок 1.1.8 – Расчетные схемы длинной одиночной висячей сваи (а) и группы длинных свай (б) в составе свайно-плитного фундамента с высоким ростверком (Тер-Мартиросян А.З., 2016) [216]

При групповом расположении свай взаимодействие между ними определяет работу всей группы под нагрузкой, в том числе с учетом фактора времени [106, 258, 216]. Наблюдения за глубинной маркой, установленной рядом со сваем, показали, что в ходе нагружения сваи монотонно возрастающей нагрузкой марка

перемещалась вверх и вниз от некоторого среднего положения (Россихин Ю.В., 1980) [181]. «При вдавливании сваи в слабый глинистый грунт поднятие ранее погруженных свай зафиксировано при прохождении первых 2-4 м толщи; величина поднятия незначительна (1-2 мм для сваи, находящейся на расстоянии 1,2 м от погружаемой)... При вдавливании сваи в плотные моренные отложения зафиксирован существенный подъём ранее размещённых свай (5-7 мм для сваи, удалённой на расстояние 1,2 м)» (Улицкий В.М., Шашкин А.Г., 1999) [226].

Здесь большую роль играет расстояние, на которое распространяется это взаимодействие. Принято считать наиболее рациональным расстояние от  $3d$  до  $6d$  между осями свай в плане для максимального использования их несущей способности по грунту [5]. Исследования разных авторов (Бартоломей А.А. и др., 1994; Боков И.А. и др., 2018; Мангушев Р.А. и др., 2015; Тер-Мартirosян З.Г. и др., 2013; Тер-Мартirosян А.З., 2016; Фадеев А.Б. и др., 1987; Федоровский В.Г. и др., 2008) показывают, что при таком расстоянии не происходит взаимное наложение нагруженных областей смежных свай (рисунок 1.2.9). При меньшем, чем  $3d$  расстоянии сопротивление каждой из них стремительно снижается при уменьшении межосевого расстояния. Некоторые аналитические расчеты демонстрируют логарифмическую зависимость для оценки снижения удельной несущей способности (Боков И.А. и др., 2018) [20].

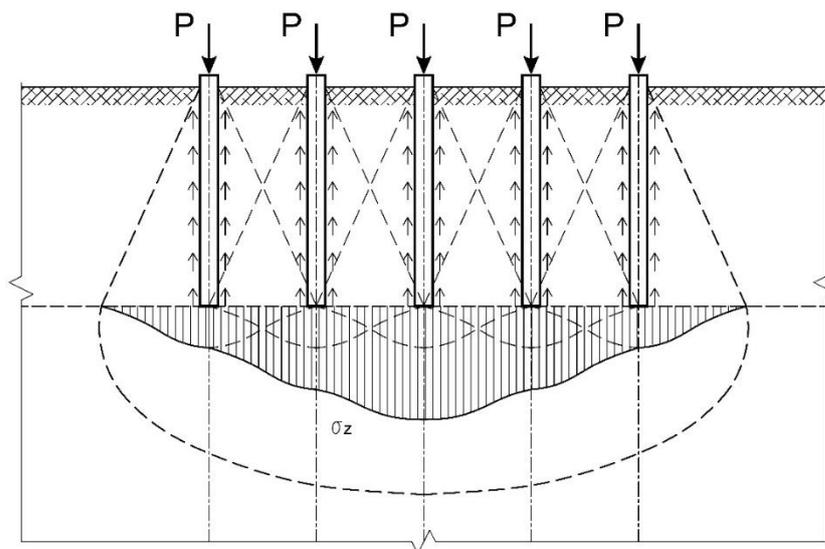


Рисунок 1.2.9 – Схема взаимного влияния нагруженных областей соседних свай в составе группы (Мангушев Р.А. и др., 2015) [92]

При увеличении расстояния на величину более  $(5-6)d$ , одинаковое перемещение голов свай и объединяющей их плиты происходит не во всех узлах, что приводит к неоднородности полей напряжения и деформаций в основании и элементах фундамента. Неоднородность регулируется путем изменения параметров свайного поля либо за счет конструктивных особенностей надземного сооружения [106, 258]. Оба приема требуют дополнительных затрат на сооружение фундамента.

Схема на рисунке 1.2.9 предполагает взаимодействие свай через грунт под пятой. Расчёт по такой схеме не даёт ответа на вопрос, почему сближение свай на расстояние, меньшее определённой величины, вызывает резкое падение их сопротивления. Схема также не объясняет, почему глубинная марка, установленная рядом со свайным фундаментом на небольшой (намного меньше длины свай) глубине, испытывает вертикальные колебания при плавном нагружении фундамента (Россихин Ю.В. и др., 1980) [181]. В совокупности, это указывает на недооцененную роль боковой поверхности свай в их взаимодействии.

При строительстве в сложных грунтовых условиях взаимодействие сваи с грунтом на боковой поверхности – прилипание, скольжение – играет значительную роль. Эти факторы определяют появление или отсутствие областей предельного состояния грунтов вокруг боковой поверхности. Отсутствие данных о поведении там грунтов при перемещении сваи под нагрузкой становится проблемой при расчетах как взаимодействия свай, так и их сопротивления.

### ***1.2.3. Роль ростверка в работе свайного фундамента***

По результатам испытаний влияние ростверка зависит от его размеров, длины свай, консистенции и плотности грунтов в уровне острия и под подошвой ростверка [9]. При уменьшении длины свай возрастает роль низкого ростверка в несущей способности свайного фундамента. Нагрузка, воспринимаемая ростверком, снижается при увеличении длины свай и расстояния между ними. По оценкам [9], ростверк может воспринимать до 55% нагрузки в одно- и двухрядных свайных

фундаментах с шагом свай  $6d$  и приведенной длиной свай  $l/d = 10$ ; 30-40% при  $l/d = 20$  и 25-35% нагрузки при  $l/d = 30$  (рисунок 1.2.10).

Экспериментальные исследования показали, что при контакте ростверка с грунтом его можно учесть в несущей способности фундамента при расстоянии между сваями  $(4-6)d$  и более. При расстоянии между сваями  $6d$  ростверк воспринимает до 30-40% усилий, а в некоторых случаях до 50-60% от усилий, воспринимаемых всем фундаментом.

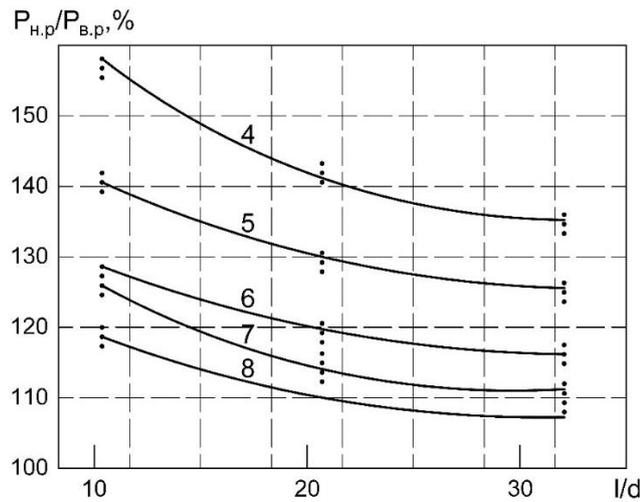


Рисунок 1.2.10 – Влияние ростверка на несущую способность ленточных свайных фундаментов в зависимости от расстояния между сваями и их длин,

$P_{н.р.}/P_{в.р.}$  - соотношение значений для низкого ростверка к значениям для высокого ростверка [9]

Решение задачи о распределении сопротивления внешней нагрузке между сваями и ростверком осложняется малым числом экспериментов и сложностью математического описания. Известно, что «ростверки включаются в работу при осадках 2–3 мм» [9]. Показано, что доля ростверка в несущей способности ленточного фундамента снижается с увеличением длины свай (для свай длиной 6 м и 12 м) при осадке 20 мм с 32% до 8%, и с 10% до 6% при осадке 40 мм. При исследовании датчик давления устанавливали под подошвой ростверка между сваями. Он показал, давление ростверка на грунт между сваями, из чего был сделан вывод, давление в середине участка больше, чем по краям

По результатам полунатурных испытаний, в которых давление ростверка на грунт измерялось в грунте на некоторой глубине от подошвы плиты свайно-плитного фундамента, сделан вывод, что «при достижении критических нагрузок доля нагрузки, приходящаяся на плиту, составляет 47%» (Мирсаяпов И.Т. и др., 2011) [117]. Это большая доля, поэтому изучение совместной деформации плит и свай представляет интерес. Эта задача особенно актуальна в сложных грунтовых и географических условиях. В некоторых случаях, например, в карстоопасных массивах она успешно решается (Готман Н.З., 2004) [42].

Большой вклад в понимание работы одиночных свай и свайных групп внес В.В. Знаменский [56, 57]. В работах автора отражены экспериментальные исследования и инженерные методы расчета свайных групп из забивных свай, а также описано взаимодействие баретт с окружающим грунтом при многоэтажном и высотном строительстве. Важным является результат по разработке инженерного метода расчета горизонтально нагруженных групп свай, что особенно актуально при строительстве в сейсмических районах [55].

Актуальным вопросом остается определение реакции грунтового основания плиты при совместной деформации плит и свай. При заданном одинаковом их перемещении (осадке) реакция сваи может быть установлена из испытания статической нагрузкой. Реакция грунтового основания плиты при этом же перемещении может быть определена по данным испытания его штампом.

Близким к действительной работе конструкции является способ испытания грунтового основания сваей с фрагментом ростверка или его моделью. Упругие свойства ростверка моделирует упругая стальная плита, квадратная в плане [148] (рисунок 1.2.11).

Вычисление сопротивления квадратной плиты производится по формуле:

$$P_r = \frac{m^2 E h^3 y}{0,1391 a^2 (m^2 - 1)}, \quad (1.2.3)$$

где  $y$  – среднее арифметическое перемещений углов плиты;  $a$  – сторона плиты;  $h$  – толщина плиты;  $E$  – модуль упругости материала плиты;  $m = 1/\nu$ ;  $\nu$  – коэффициент Пуассона материала плиты.

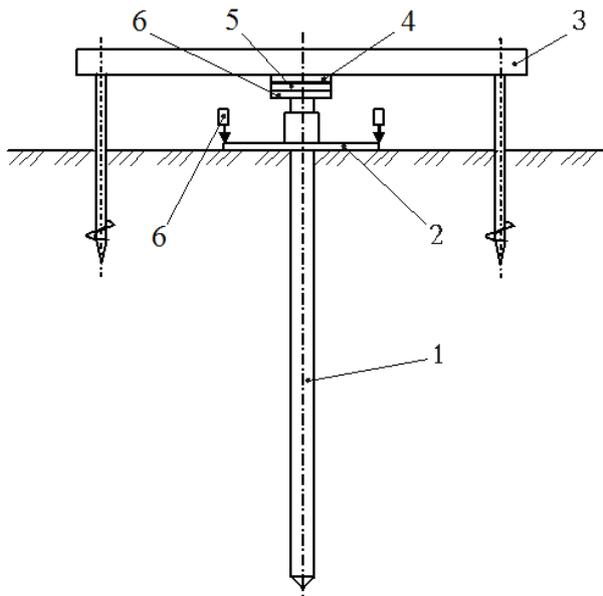


Рисунок 1.2.11 – Схема испытания грунтового основания сваей с ростверком: 1 – испытываемая свая, 2 – упругая плита, 3 – упорная система, 4 – блок приложения вдавливающей силы, 5 – регистратор силы, 6 – регистратор осадки сваи, 7 – датчики перемещений углов упругой плиты [148]

Сила домкрата приложена на круге диаметром  $D$ , который принят равным диаметру сваи. Отношение размеров плиты и сваи принято равным  $a/D = 6$ . Результаты расчётов по формуле приведены на графиках (рисунок 1.2.12).

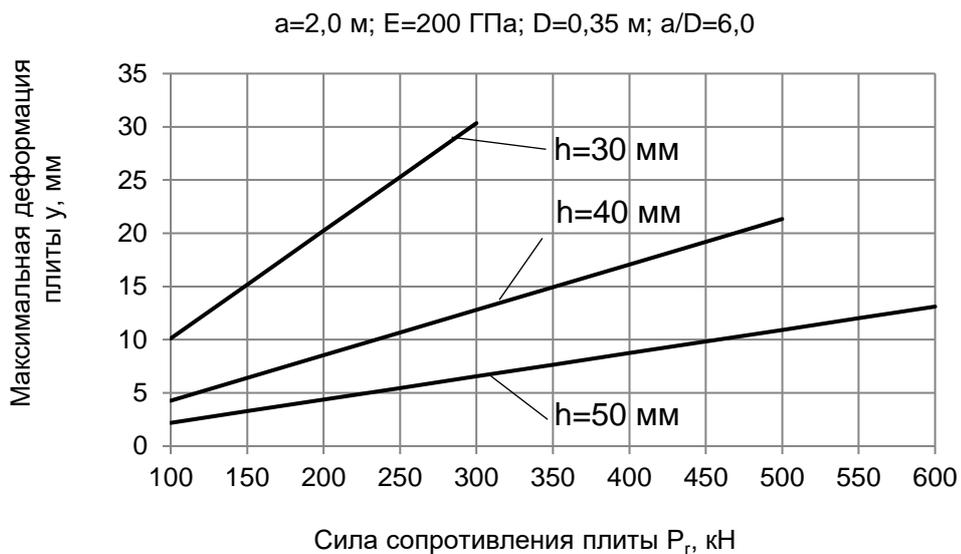


Рисунок 1.2.12 – Графики зависимости деформаций упругой плиты от силы сопротивления грунтового основания [148]

Усовершенствованным способом испытания сваи с ростверком является представление ростверка в виде жёсткой квадратной плиты с упругой пластиной между ней и грунтовым основанием, служащей распределённым динамометром [149]. Для этого упругая пластина выполнена из материала намного меньшей жёсткости, чем ростверк, например, с модулем деформации 50 МПа (рисунок 1.2.13).

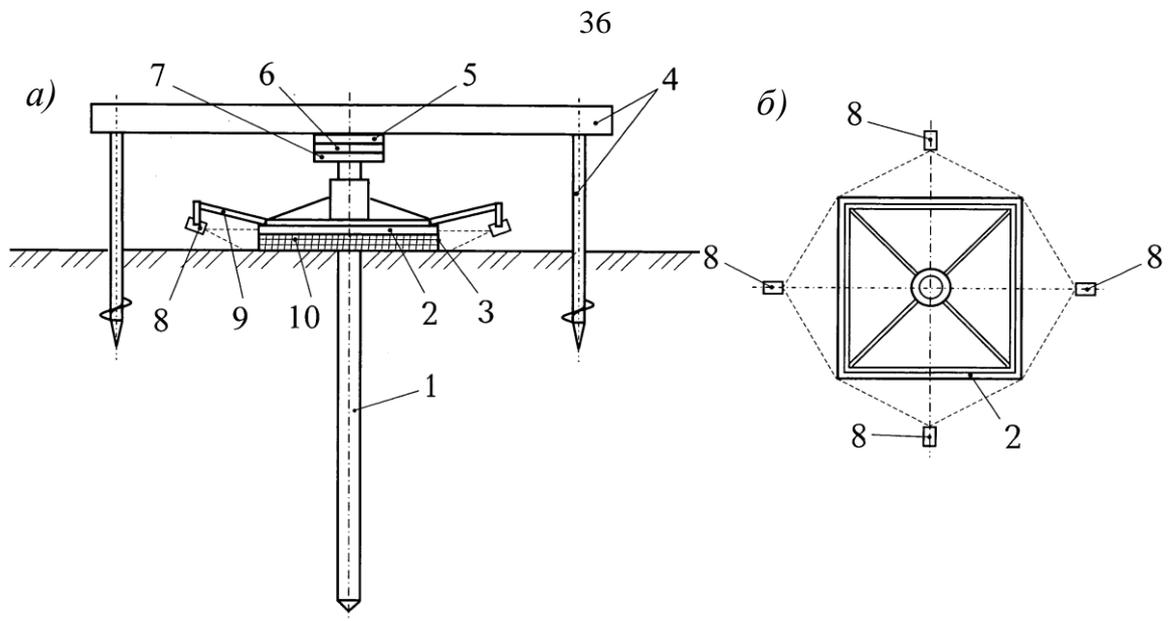


Рисунок 1.2.13 – Схема способа испытания грунтового основания сваей с ростверком (а): 1 – испытываемая свая, 2 – жёсткая плита, выполняющая роль ростверка, 3 – упругая пластины, 4 – упорная система, 5 – блок приложения вдавливающей силы, 6 – регистратор силы, 7 – регистратор осадки сваи, 8 – видеорегистраторы деформации упругой пластины 3, 9 – кронштейны; вид устройства сверху (б) [148]

Плита ростверка выполняется горизонтально и симметрично расположенной относительно сваи с размерами сторон в 5-6 раз больше диаметра сваи, под плитой ростверка размещается упругая пластина, выполненная из материала намного меньшей жёсткости, чем ростверк и имеющая размеры плиты ростверка в плане, одинаковую толщину в любом поперечном сечении, равную 0,05-0,1 размера сторон плиты ростверка, и координатную прямоугольную сетку на боковых сторонах. При нагружении сваи производится видеорегистрацию боковых сторон упругой пластины и рассчитывается сопротивление грунта грунтового основания ростверку по формуле:

$$P_r = \sum_{i=1}^n E \varepsilon_i \Delta S_i, \quad (1.2.4)$$

$$P_s = P - P_r, \quad (1.2.5)$$

где  $P_r$  – сила сопротивления грунтового основания ростверку;  $P_s$  – сила сопротивления грунтового основания нагруженной свае;  $P$  – сила, приложенная к свае с ростверком;  $E$  – модуль упругости упругой пластины толщиной  $h$ ;  $\varepsilon$  – относительное сжатие упругой пластины под действием нагруженного ростверка и сопротивления ему грунтового основания,  $\varepsilon_i = u_i/h$ ;  $u_i$  – вертикальное

перемещение узла координатной сетки на горизонтальной поверхности упругой пластины (см. пример в таблице 1.2.1);  $h$  – толщина упругой пластины;  $\Delta S_i$  – площадь поверхности упругой пластины в плане.

Суммирование в формуле (1.2.4) производится по ячейкам координатной сетки, не попадающим в пятно сваи. Значения перемещений  $u_i$  во внутренних узлах сетки вычисляются по формуле Коши (Лаврентьев М.А. и Шабат Б.В., 1958) [68] по измеренным значениям  $u_i^{(b)}$  боковых сторон упругой пластины.

Таблица 1.2.1 – Значения перемещений точек наблюдения

см	$u_i^{(b)}$ , мм	$u_i^{(b)}$ , мм						$u_i^{(b)}$ , мм
		-1,8	-2,2	-2,5	-2,4	-2,0	-1,0	
100	-1,8	-1,89	-2,30	-2,47	-2,35	-2,05	-1,01	-1
60	-2,4	-2,05	-2,43	-2,42	-2,33	-2,14	-1,89	-1,8
20	-2,8	-2,29	-2,53	-2,48	-2,42	-2,37	-2,30	-2,3
-20	-2,7	-2,54	-2,54	-2,54	-2,54	-2,55	-2,68	-2,7
-60	-2,5	-2,50	-2,51	-2,62	-2,66	-2,64	-2,78	-2,7
-100	-2,1	-2,18	-2,50	-2,77	-2,89	-2,66	-2,19	-2,4
		-2,1	-2,7	-3,2	-3,4	-2,8	-2,4	

Примечание: Значения осадки  $u_i$  упругой пластины (ячейки с белым полем) вычислены по граничным значениям осадки  $u_i^{(b)}$  её краев (ячейки с темным полем)

Способ испытания с упруго деформирующейся пластиной позволяет, помимо интегральной величины  $P_r$ , определить характер распределения деформаций грунтового основания вблизи сваи.

Как видно из рисунка 1.2.14, – поверхность деформаций основания неравномерна. Осадка грунтового основания уменьшается по мере удаления от центра пластины, в котором она жёстко соединена со свайей. Следовательно, так же уменьшается упругая реакция основания. Это уменьшение несимметрично относительно центра пластины. Распределение деформаций будет иметь свои особенности для каждого случая применения испытания с упруго деформирующейся пластиной. Принципиально важными являются две из них: суммарная сила  $P_r$  и градиент изменения реакции в направлениях к краям пластины. Обе величины можно определить только по результатам испытания.

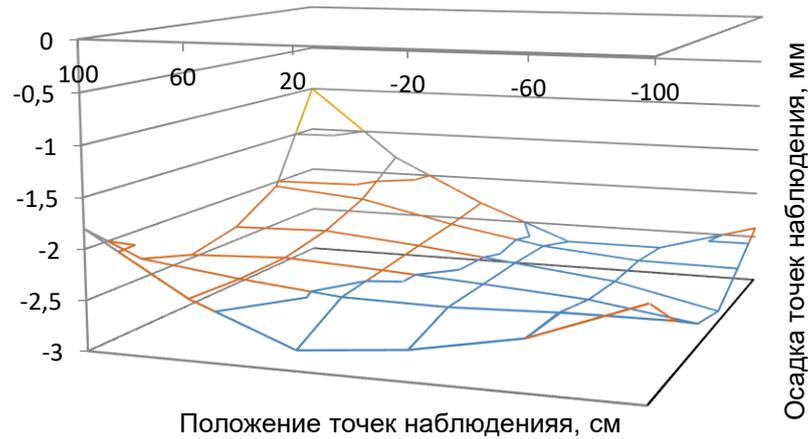


Рисунок 1.2.14 – Диаграмма перемещений точек упругой пластины [148]

Более достоверное представление о распределении внешней нагрузки между сваей и низким ростверком можно получить прямым измерением реакции этих составляющих в основании эксплуатируемого фундамента.

#### ***1.2.4. Свайно-плитные фундаменты***

Современные свайно-плитные фундаменты предусматривают наиболее полное использование несущей способности плитной части, взаимодействующей с верхними слоями грунтового разреза, и более интенсивное использование несущей способности свайного поля, передающего нагрузку от надземного строения на нижележащие плотные слои грунта. Эффективность свайно-плитного фундамента зависит от степени включения в работу именно плитной части, за счет чего удаётся разгрузить сваи, уменьшить их количество, длину и диаметр. Методы расчета свайно-плитных фундаментов совершенствуются, чему способствуют обрабатываемые результаты проводимого на многочисленных объектах геотехнического мониторинга, включающие измерения напряжений и деформаций оснований и фундаментов во время строительства и последующей эксплуатации высотных и уникальных зданий [273, 63, 256, 106]. Классическая схема взаимодействия свайно-плитного фундамента с основанием представлена на рисунке 1.2.15 [275, 295].

На этой схеме взаимодействие свай, плиты и грунтов представлены схематично. «Сваи формируют компактный блок с окружающим грунтом» [275]. При этом следует учитывать взаимодействие сваи с грунтом, свай между собой,

сваи с плитой и плиты с грунтом. Последнюю величину предлагается определять из уравнения равновесия (1.2.6) с использованием коэффициента КСПФ (комбинированного свайно-плитного фундамента) (1.2.7).

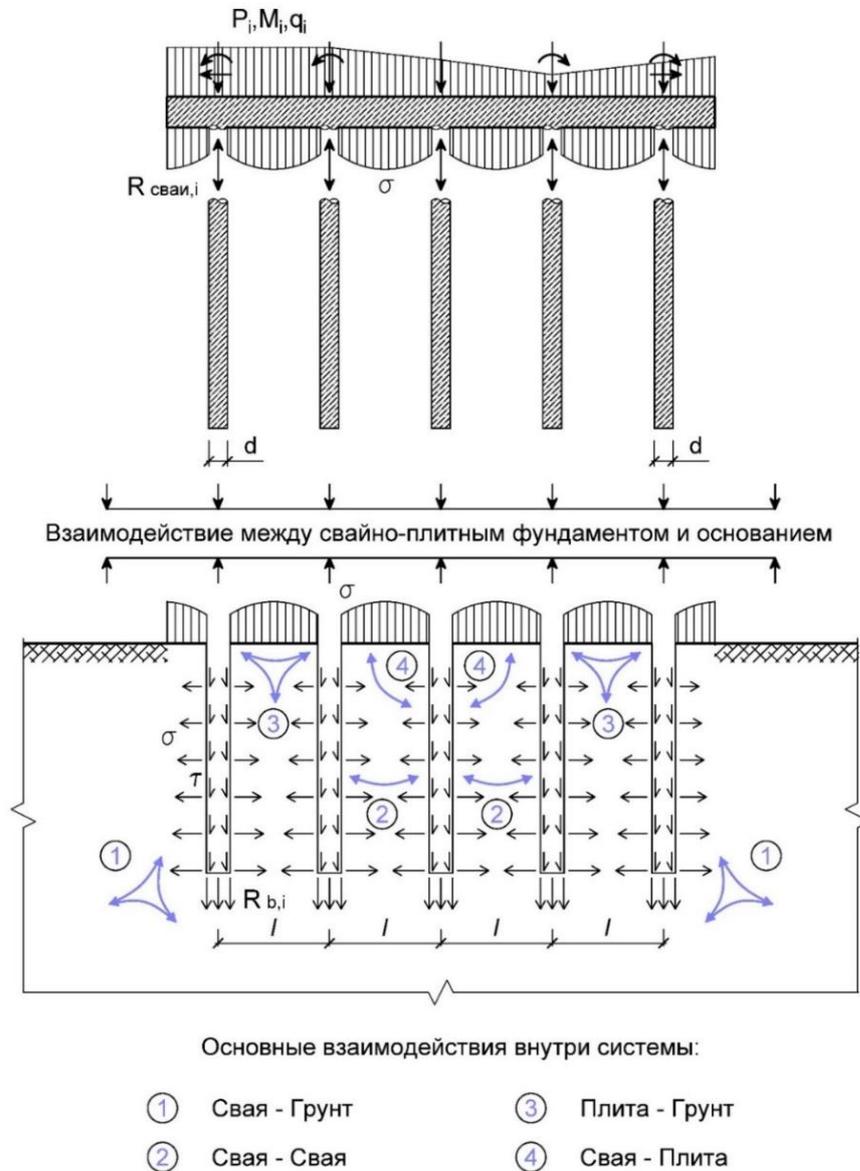


Рисунок 1.2.15 – Взаимодействие между основаниями и сооружениями для комбинированного свайно-плитного фундамента: между сваяй и грунтом 1, между сваями 2, между плитой и грунтом 3, между сваяй и плитой 4 [273, 275]

В уравнение равновесия входят общее суммарного сопротивление  $R_{общ}$ , состоящего из сопротивления элементов свайного поля  $\sum R_{сваи}$  и фундаментной плиты  $R_{плиты}$ . Уравнение выражает идею, что, благодаря интегральной жесткости системы, происходит передача нагрузки от надземного сооружения на основание:

$$R_{общ} = \sum R_{сваи} + R_{плиты} \quad (1.2.6)$$

Взаимосвязь между суммарным сопротивлением свай в составе фундамента  $\sum R_{\text{свай}}$  и величиной общего сопротивления  $R_{\text{общ}}$  устанавливаются с помощью коэффициента  $\alpha_{\text{кспф}}$ , который имеет диапазон от 0 до 1,0. Нулевое значение коэффициента соответствует плитному фундаменту без использования свай; 1,0 – свайному варианту.

$$\alpha_{\text{кспф}} = \frac{\sum_{j=1}^n R_{\text{свай}}(s)}{R_{\text{общ}}(s)} \quad (1.2.7)$$

График на рисунке 1.2.16 составлен по данным наблюдений за высотными зданиями, фундаменты которых были запроектированы в Геотехническом институте и лаборатории Технического университета Дармштадта [275], и демонстрирует поведение свайно-плитных фундаментов, а также качественную взаимосвязь между коэффициентом  $\alpha_{\text{кспф}}$  и осадкой свайно-плитного фундамента  $S_{\text{кспф}}$ , соотнесенной к осадке плитного фундамента  $S_{\text{пф}}$ , при одинаковой площади фундаментной плиты и одинаковой схеме нагружения в обоих случаях.

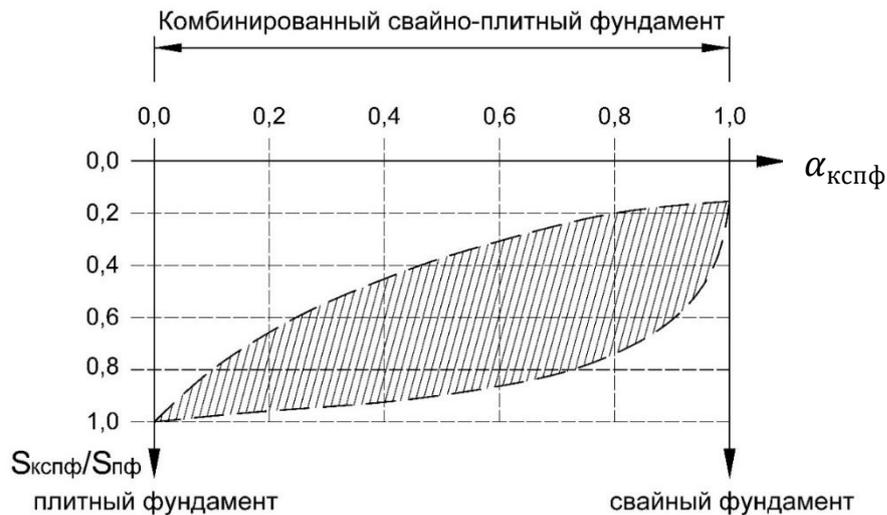


Рисунок 1.2.16 – Коэффициент  $\alpha_{\text{кспф}}$ , описывающий снижение итоговой осадки свайно-плитного фундамента [275];  $S_{\text{кспф}}$  – осадка комбинированного свайно-плитного фундамента,  $S_{\text{пф}}$  – осадка плитного фундамента

В испытаниях модели свайно-плитного фундамента в центрифуге (рисунок 1.2.17а) было показано уменьшение осадки фундамента при включении в работу сопротивления разного числа (рисунок 1.2.17б) свай, а также уменьшение сопротивления внутренних свай, по сравнению с наружными на плане фундамента (Фиораванте В. и др., 2006) [233].

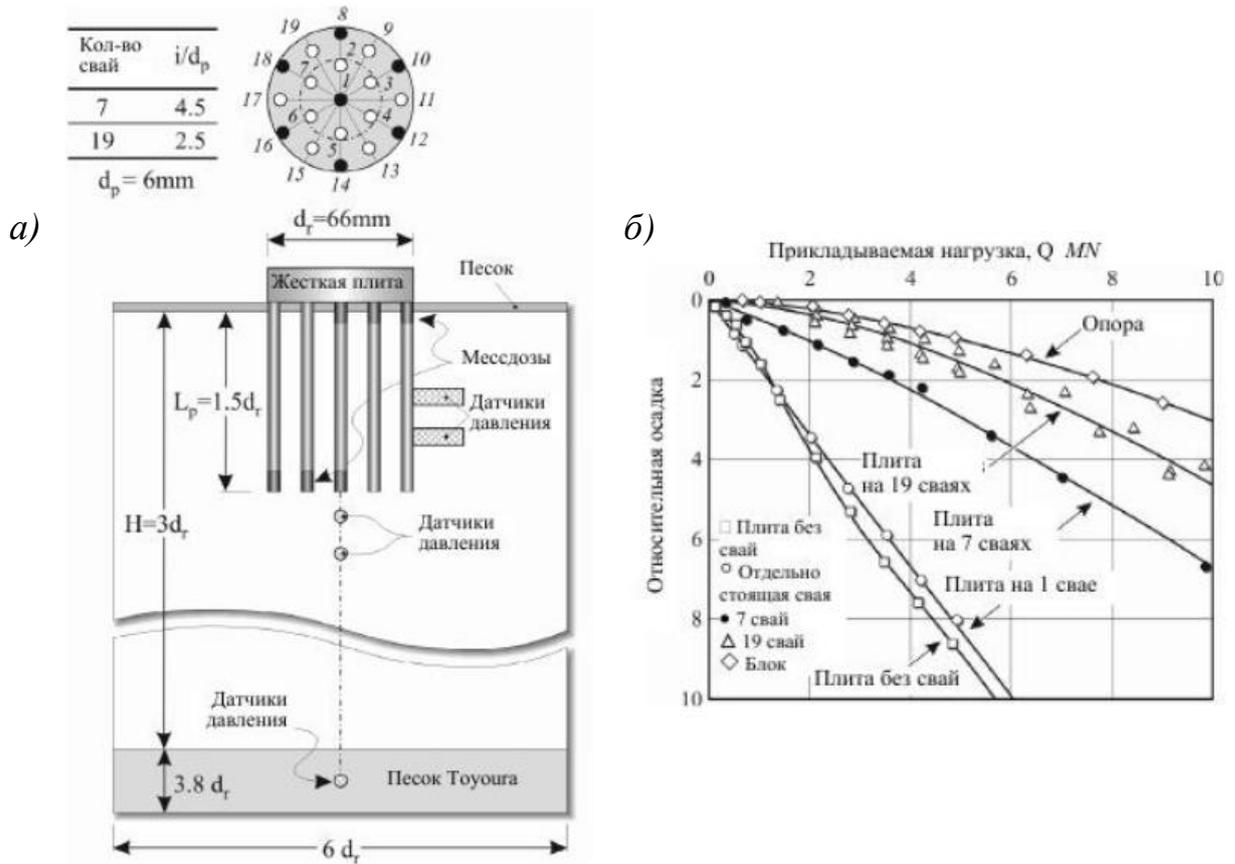


Рисунок 1.2.17 – Модель свайно-плитного фундамента в центрифуге (а) и графики «нагрузка–осадка» в масштабе моделирования (б) [223]

При расчете комбинированного свайно-плитного фундамента должны быть определены: усилия в элементах конструктивной системы (в рядовых и крайних сваях, а также в плите ростверка); перемещения конструктивной системы в целом и ее отдельных элементов; доли нагрузки, воспринимаемые сваями и объединяющей их плитой. В МГСН 2.07-01 [110] представлен метод расчета осадки свайно-плитного фундамента, основанный на совместном рассмотрении жесткости свай и плит. При выполнении расчета предварительно принимают на сваи 85% от общей нагрузки, а на фундаментную плиту 15%. Итоговая осадка свайно-плитного фундамента определяется с учетом частных значений жесткости ростверка и свайной группы, коэффициента их взаимодействия и коэффициента жесткости всего фундамента. Жесткость всех свай  $K_p$  определяется по формуле:

$$K_p = \frac{K_1 n}{R_s}, \tag{1.2.8}$$

где  $K_1$  - жесткость одной сваи, определяемая как отношение нагрузки на сваю к ее осадке, где  $n$  - общее количество свай в фундаменте;  $R_s$  - коэффициент увеличения осадки:

$$K_1 = \frac{P_1}{s_1} = \frac{E_{SL}d}{I_s}, \quad (1.2.9)$$

Жесткость плиты  $K_c$  предлагается определять по формуле при условии, что плита является жесткой:

$$K_c = \frac{E_s \sqrt{A}}{(1-\nu^2)m_0}, \quad (1.2.10)$$

где  $E_{SL}$  - модуль деформации грунта на уровне подошвы сваи;

$E_s$  - средний модуль деформации грунта на глубине до  $B$ , м ( $B$  - ширина плиты), кПа;

$A$  - площадь плиты ( $A = BL$ , где  $L$  - длина плиты, м), м<sup>2</sup>;

$\nu$  - коэффициент Пуассона грунта;

$m_0$  - табличный коэффициент площади находится в диапазоне 0,67-0,88 и зависит от отношения  $L/B$ ;

Общая жесткость свайно-плитного фундамента  $K_f$  вычисляется по формуле:

$$K_f = K_p + K_c \quad (1.2.11)$$

Осадку свайно-плитного фундамента вычисляют по формуле:

$$s_f = \frac{\sum P}{K_f}. \quad (1.2.12)$$

При этом часть нагрузки, воспринимаемой сваями, составит:

$$P_c = \frac{K_p}{K_f} \sum P, \quad (1.2.13)$$

а часть нагрузки, воспринимаемой плитой, составит:

$$P_c = \frac{K_c}{K_f} \sum P. \quad (1.2.14)$$

Дальнейшее определение расчетных показателей свайно-плитного фундамента производится методом последовательных приближений, в процессе

которых вычисляют число свай, расчетную осадку одиночной сваи, расчетную нагрузку на одиночную сваю при разных долях от общей внешней нагрузки, распределенных между сваями и плитой [110].

В конце рекомендуется сопоставить полученные результаты осадок с расчетом по схеме условного фундамента.

Различия в нагружении центральных, крайних и угловых свай учитываются при конструктивном расчете жесткого ростверка, обеспечивающего одинаковую осадку всех свай. Для объектов 1 и 2 геотехнических категорий допускается принимать нагрузки на сваи в ростверке в зависимости от средней нагрузки  $P_{cp}$  на сваю в плитном фундаменте [110]. Для свай крайних рядов принимается  $P_k = 2P_{cp}$ ; для угловых свай  $P_y = 3P_{cp}$ .

В некоторых нормативных документах [127] в зависимости от типа свай и характера внешней нагрузки допускается увеличивать воспринимаемое крайними сваями фундамента усилие на 20%, например, при учете ветровых воздействий.

### 1.2.5. Влияние места расположения сваи в плане на режим ее нагружения

Как упоминалось выше, в зависимости от места в пределах пятна фундамента сваи по-разному воспринимают нагрузку от плиты. В общем виде, можно выделить угловые, краевые и центральные сваи (рисунок 1.2.18).

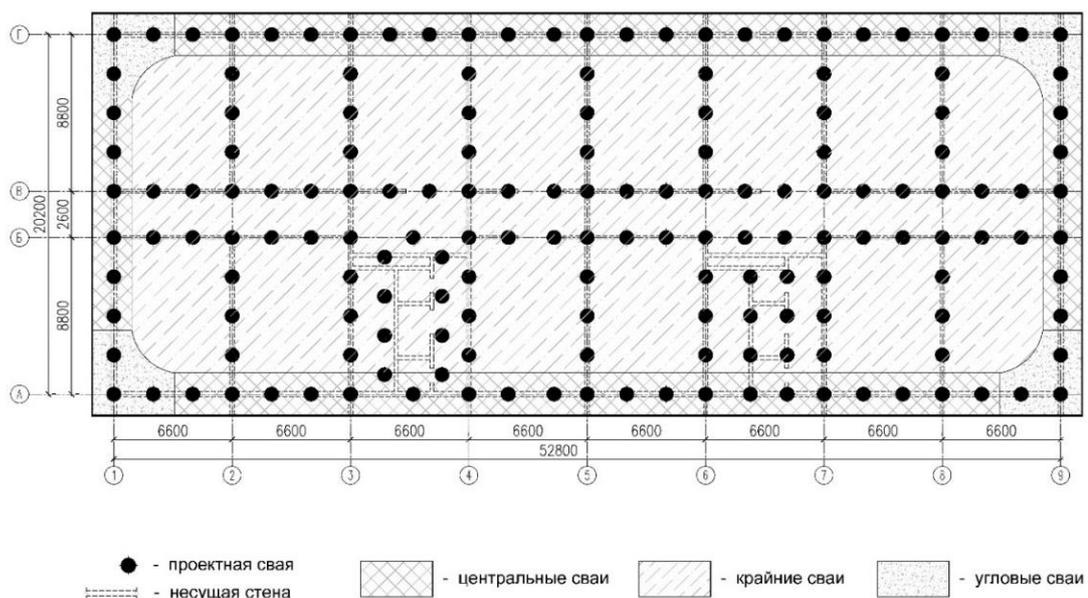


Рисунок 1.2.18 – Схема свай с разными условиями работы от внешней нагрузки (пример фундаментов многоэтажного здания по ул. Демократической в г. Сочи) [106]

На рисунке 1.2.18 – в угловой зоне расположена не одна свая. Это частный случай, который связан с учетом толщины фундаментной плиты. При больших толщинах фундаментных плит напряжение на подошве, связанное с механизмом продавливания бетонного тела плиты, может равномерно распределяться по участку площади, соизмеримому с толщиной фундамента, и в этом случае к угловым могут быть отнесены сваи, размещенные в пределах соответствующей области напряжений. Большое значение при определении усилий в краевых и угловых сваях имеет способ моделирования взаимодействия сваи с грунтовым массивом, а также характер воспринимаемых внешних нагрузок, к числу которых могут относиться сейсмические и динамические воздействия. Опыт проектирования свайных и свайно-плитных фундаментов высотных зданий в сложных грунтовых условиях при толщинах фундаментных плит от 400 мм до 3500 мм позволил накопить базу данных о степени влияния габаритов и жесткости фундаментных плит на распределение расчетных усилий в сваях на момент завершения строительства [106]. Важно отметить, что жесткость фундаментной плиты не может рассматриваться отдельно и во многом определяется совместной работой с надземными несущими конструкциями.

Однако в большинстве случаев, особенно при рассмотрении плит, не обладающих высокой жесткостью, угловая свая по характеру нагружения отличается от соседних и рассматривается как единственная (для каждого угла фундаментной плиты).

На начальных этапах нагружения свайного фундамента угловые сваи оказывают большее сопротивление, чем сваи крайних рядов. В свою очередь, у свай крайних рядов возникают большие усилия, чем у центральных свай в составе поля [233, 276] (рисунок 1.2.19а). Это явление известно как «кустовый эффект» и зависит от схемы расстановки свай в плане, межсвайного расстояния и способа передачи нагрузки.

Различия в сопротивлении крайних, угловых и центральных свай со временем снижается, однако механизм этого снижения до конца не ясен. Причины этого указывались выше: недостаточно информации о взаимодействии сваи с грунтом.

Кроме того, при росте нагрузки графики сопротивлений меняются скачкообразно, что было зафиксировано в процессе натуральных наблюдений за свайными фундаментами опор моста [276] (рисунок 1.2.19б). Скачкообразный характер перемещения свай не объясняется как ранее известными, так и современными исследованиями и более подробно рассмотрен в Разделе 3.

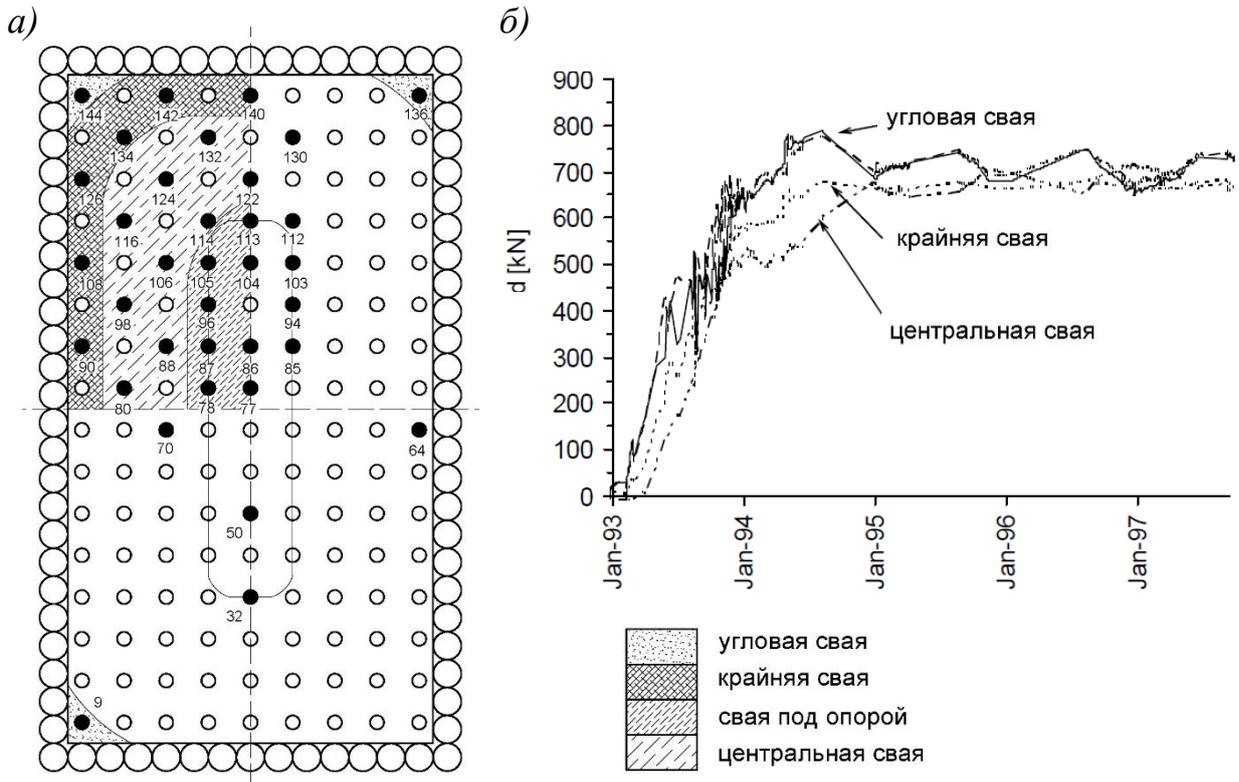


Рисунок 1.2.19 – Примеры развития сопротивлений свай в фундаменте по мере его нагружения: а) схема расположения свай в составе фундамента опоры моста; б) график изменения сопротивления свай во времени [276]

В натуральных экспериментах на примере жилого здания, расположенного на фундаментах из забивных свай, было установлено, что в процессе строительства и после его завершения происходит заметное перераспределение нагрузок на сваи и в некоторой степени их выравнивание [7]. Коэффициент вариации осадок снижается с 0,40-0,45 на этапе строительства 1 этажа до значения 0,33-0,11 после завершения 2-го месяца эксплуатации здания. Для среднего ряда эта величина составила 0,13. Известные расчетные схемы не дают возможности оценить процесс выравнивания осадок и повлиять на их величину.

Проводимые разными авторами численные эксперименты также подтверждают изменение напряженно-деформированной области вокруг ствола

свай и изменение соотношения между сопротивлением центральных, краевых и угловых свай для разных значений возрастающей расчетной нагрузки, в том числе при ее существенном превышении [163]. Однако они не учитывают ряда факторов.

Существенное влияние на характер распределения усилий в сваях оказывает жесткость фундаментной плиты или, точнее сказать, фундаментной конструкции. Универсальный критерий интегральной жесткости едва ли можно сформулировать, скорее, по результатам анализа проведенного совместного расчета можно сделать вывод о жесткости фундамента, принимая во внимание характер распределения полученных усилий и относительных деформаций. Для фундаментных плит с простой геометрией, расположенных на упругом основании, М.И. Горбуновым-Посадовым были предложены параметры ( $r$ ) гибкости плиты [34]

Подобный подход применен к фундаменту на карстоопасном основании (Готман Н.З., 2004) [42], но здесь плита представлена балкой на двух опорах, нагруженной с одной стороны равномерно распределенным давлением стен, а с другой – реакцией основания, осложненной ослабленным грунтом над карстовым провалом.

Автор отмечает, что «традиционные методы зондирования и методы обработки результатов зондирования ГОСТ 20069-81 не представляют возможности... исследования грунтов с заданной частотой... для определения переменного коэффициента постели» [42]. Применение зондирования «со стабилизацией зонда» позволило установить связь деформационных показателей грунта с параметрами стабилизации.

Для расширения возможностей зондирования был предложен стержневой штамп (Бахолдин Б.В. и др., 2004) [12]. Геометрические параметры зонда подобны параметрам цилиндрической сваи. Зондирование стержневым штампом позволило бы определять прочностные характеристики дисперсного грунта: угол внутреннего трения и сцепление. Однако метод нагружения и наблюдения за осадкой не моделируют натурную сваю. Расчётные формулы к этому методу построены на теории предельного равновесия основания высокого цилиндрического индентора и

содержат постоянные коэффициенты, которые не отражают многообразия свойств грунтов, прорезаемых зондом, тем более в сложных грунтовых условиях.

Таким образом, сегодня задача строительства в сложных грунтовых условиях, в сейсмических районах решается, в большой степени, применением свайных и свайно-плитных фундаментов.

Основной проблемой свайного фундаментостроения является взаимодействие свай с грунтом на боковой поверхности и под нижним концом свай. В сложных грунтовых условиях проблема осложняется деформационной неоднородностью площадки строительства как по глубине, так и простирацию. Возможные пути решения, как следует из результатов исследований, следующие:

- зона взаимодействия свай с грунтом должна быть расширена на размер области предельного состояния грунтов;
- применять испытания грунтов в массиве методами, позволяющими разделить деформации на упругие и неупругие, что позволяет корректно обосновать подобие свай, оценить их работу в группе и определить зону влияния группы свай на сложный грунтовый массив.

Вторая проблема – низкая разрешающая способность методов изучения грунтов, ставящая под сомнение надежность проектных решений:

- для получения сведений о взаимодействии свай с грунтом испытание свай нужно производить статической постоянно возрастающей нагрузкой (*ПВН*), моделирующей работу проектируемых свай;
- необходимы измерения деформаций грунтов на боковой поверхности и под нижним концом свай, их синхронизация со статическим зондированием с частой, по длине свай, регистрацией данных. Частая синхронная регистрация: осадки, деформаций грунтов на боковой поверхности, сопротивления зонду, – позволяют выявить детали деформационной неоднородности конкретного основания в сложных грунтовых условиях;
- применять погружные домкраты при испытании на большие нагрузки свай меньшего, чем проектируемые свай, диаметра, перенося результаты на проектируемые свай с помощью условий подобия.

### 1.3. Свайные фундаменты с промежуточным распределительным слоем

Эффект от введения промежуточного распределительного слоя (*ПРС*) между фундаментной плитой и свайным полем является существенным и, в числе прочего, оценивается соотношением вертикального усилия, возникающего в месте жесткой заделки сваи в тело плитного ростверка, к вертикальному усилию в свае, отделенной от плиты при помощи *ПРС*.

Также механизм переноса нагрузки на сваи, расположенные под *ПРС*, может быть количественно определен с помощью следующих параметров (1.3.1, 1.3.2) [295]:

- коэффициент передачи силы  $E$ , также называемый «эффективностью нагрузки» и определяемый как отношение нагрузки  $Q_p$ , действующей на оголовок вертикального элемента, к общей вертикальной нагрузке, приложенной на элемент ячейки ( $W + Q$ ), где  $W$  – собственный вес *ПРС*, а  $Q$  – сила, формируемая от надземного строения;

- предельная величина  $G$ , представляет собой способность *ПРС* передавать внешние нагрузки на вертикальные элементы, определяется как отношение приращения нагрузки  $\Delta Q_p$ , возникающей в вертикальных элементах, к общему приращению  $\Delta Q$ .

Эти два параметра можно записать следующим образом:

$$E = \frac{Q_p}{W+Q} \quad (1.3.1)$$

$$G = \frac{\Delta Q_p}{\Delta Q} \quad (1.3.2)$$

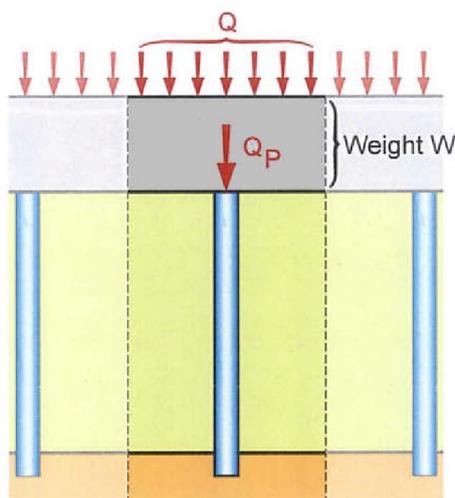


Рисунок 1.3.1 – Параметры для определения «эффективности нагрузки» [295]

Работа свай в составе традиционного свайно-плитного фундамента в сравнении с вариантом, предусматривающим введение *ППС*, в одинаковом диапазоне нагрузок отличается существенно. Этот вывод сделан на основе анализа результатов расчетов конечно-элементных моделей с разными вариантами заделки свай в плиту [107]. В процессе сопоставления расчетных случаев были оценены эпюры вертикальных усилий в сваях. При учете различной жесткости фундамента в варианте с жесткой заделкой свай в плиту выявлены участки, для которых усилия имеют различные значения: для угловых свай при абсолютно жестком надземном строении при повышении нагрузки на фундамент вертикальные усилия, приходящие к голове сваи, получают усилия в 2-3 раза превышающие аналогичные значения для центральных свай, а краевые сваи – в 1,5-2 раза. При фундаменте конечной жесткости это соотношение для угловых и краевых свай снижается до 1,4-1,5 и 1,3-1,4 соответственно. Для абсолютно гибких фундаментов распределение вертикальных усилий меняется, отношение усилий в угловых сваях к центральным становится 0,85-1,15, а для краевых – 0,9-1,1. На рисунке 1.3.2 приведен вариант фундамента со сваями диаметром 600 мм и шагом их расстановки в плане  $5d$  при нагрузке 500 кПа.

При проведении численных исследований учитывалась переменная жесткость фундаментов при помощи параметров ( $r$ ) гибкости плиты, предложенных М.И. Горбуновым-Посадовым [34]:

$$r = \frac{\pi a^2 b E_0}{D(1-\nu_0^2)} \quad (1.3.3)$$

где  $a$  и  $b$  – полудлина и полуширина плиты,  $E_0$  и  $\nu_0$  – модуль деформации и коэффициент Пуассона грунта,  $D$  – цилиндрическая жесткость плиты;

$$D = \frac{E_1 h^3}{12(1-\nu_1^2)} \quad (1.3.4)$$

где  $E_1$  и  $\nu_1$  – модуль упругости и коэффициент Пуассона материала плиты;  $h$  – толщина плиты.

Жесткие плиты характеризуются показателем гибкости  $r < \frac{4}{a/b}$ . Все остальные условно считаются гибкими ( $50 \times (a/b)^2 < r$ ) и конечной гибкости ( $50 \times (a/b)^2 > r > \frac{4}{a/b}$ ).

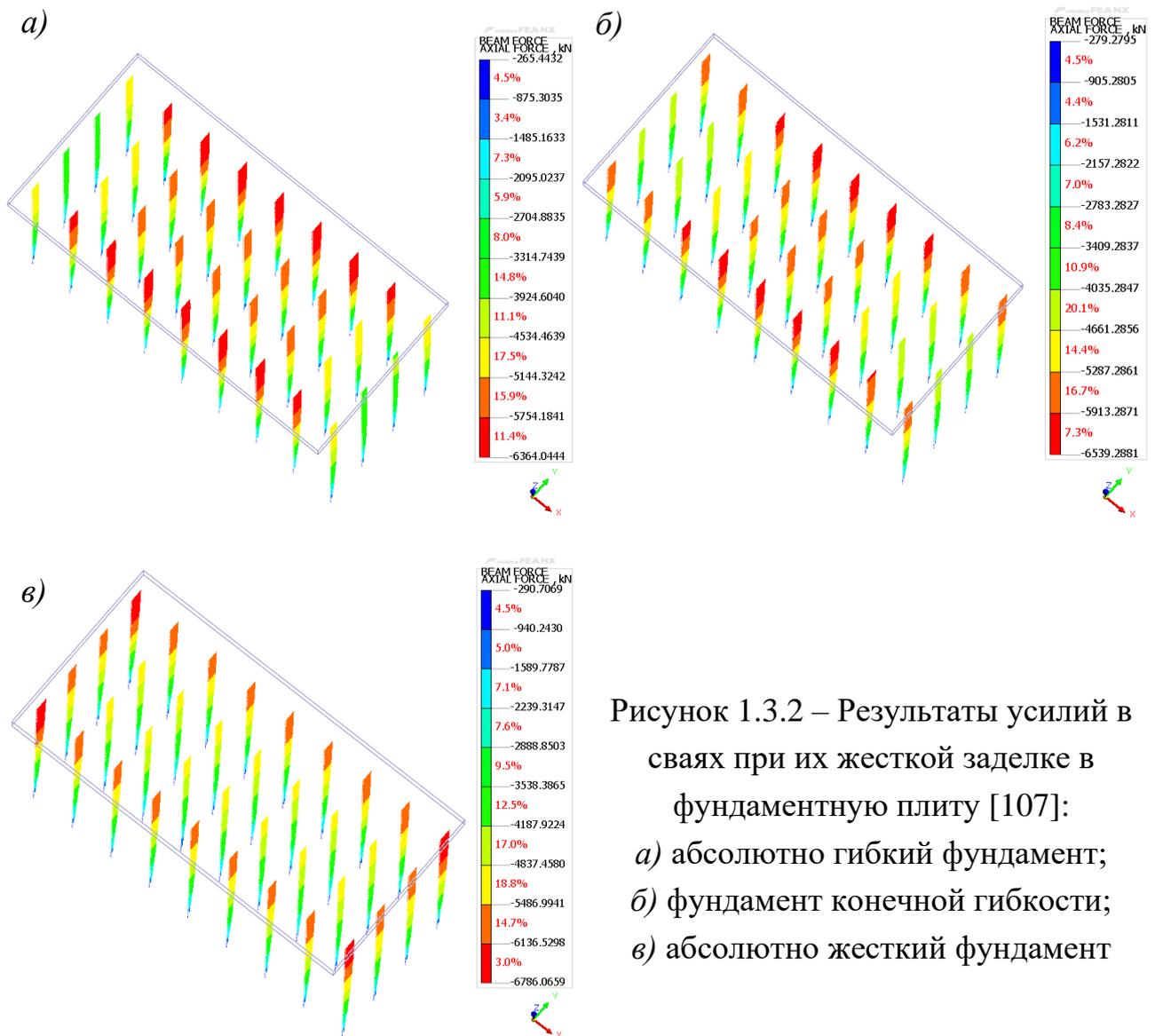


Рисунок 1.3.2 – Результаты усилий в сваях при их жесткой заделке в фундаментную плиту [107]:  
 а) абсолютно гибкий фундамент;  
 б) фундамент конечной гибкости;  
 в) абсолютно жесткий фундамент

С увеличением жесткости фундамента происходит перераспределение усилий в сваях, в краевых и угловых сваях вертикальные усилия возрастают. Неравномерность усилий в сваях в пределах фундамента приводит к необходимости увеличения процента армирования свай и увеличению их количества. Это становится весьма актуальным при многоэтажном и высотном строительстве в сейсмических районах. Тогда применение промежуточного распределительного слоя между свайным полем и фундаментной плитой становится одним из методов конструирования фундамента.

Ниже рассмотрена расчетная схема, приведенная на рисунке 1.3.2, но с введением между фундаментной плитой и свайным полем промежуточного распределительного слоя толщиной 600 мм. При тех же нагрузках введение ПРС

приводит к существенному изменению работы фундамента даже для случаев без учета горизонтальных и динамических нагрузок.

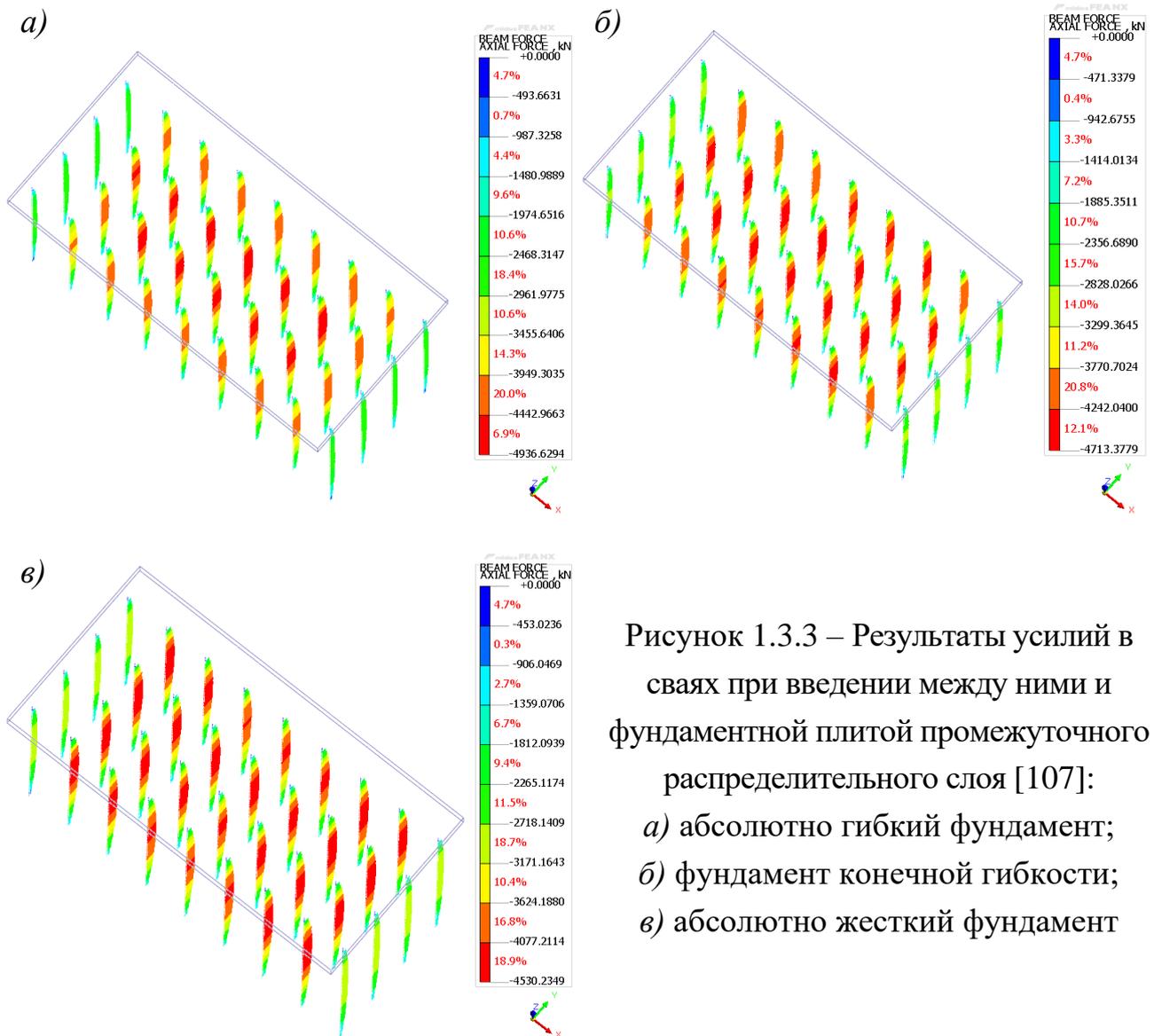
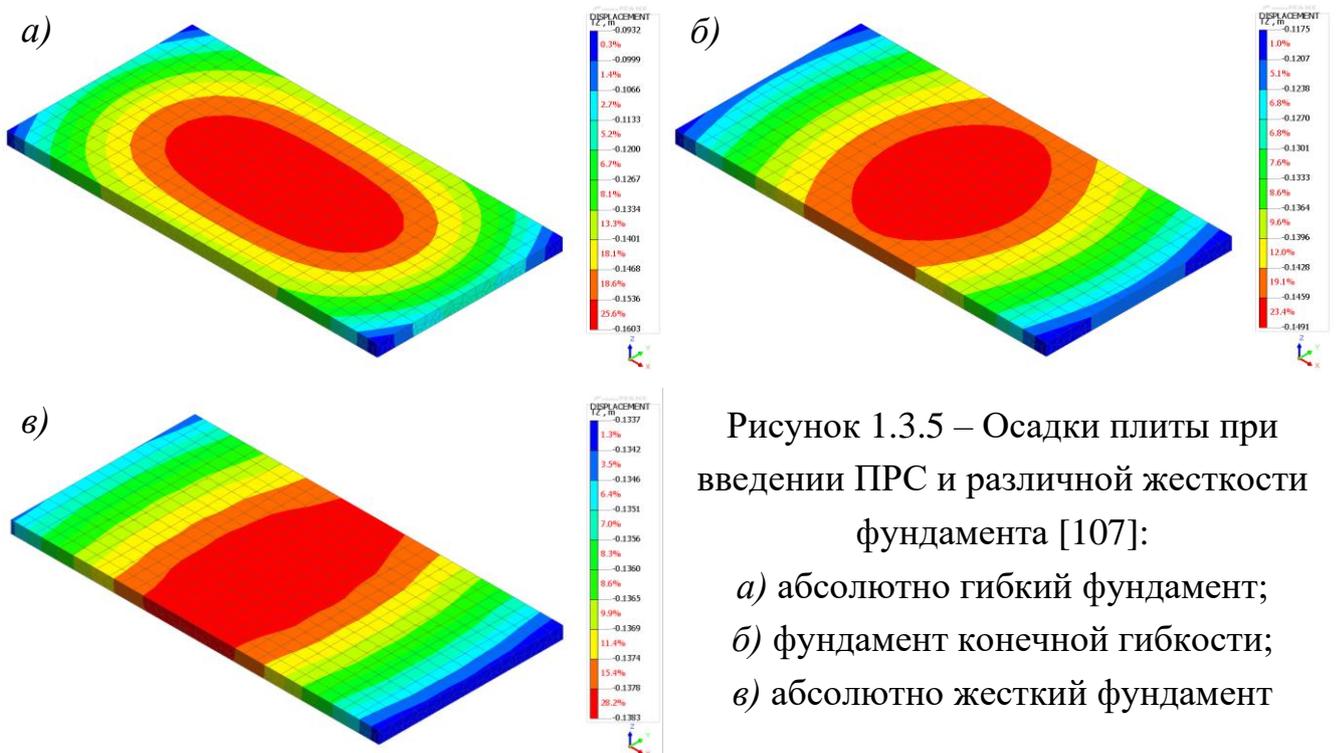
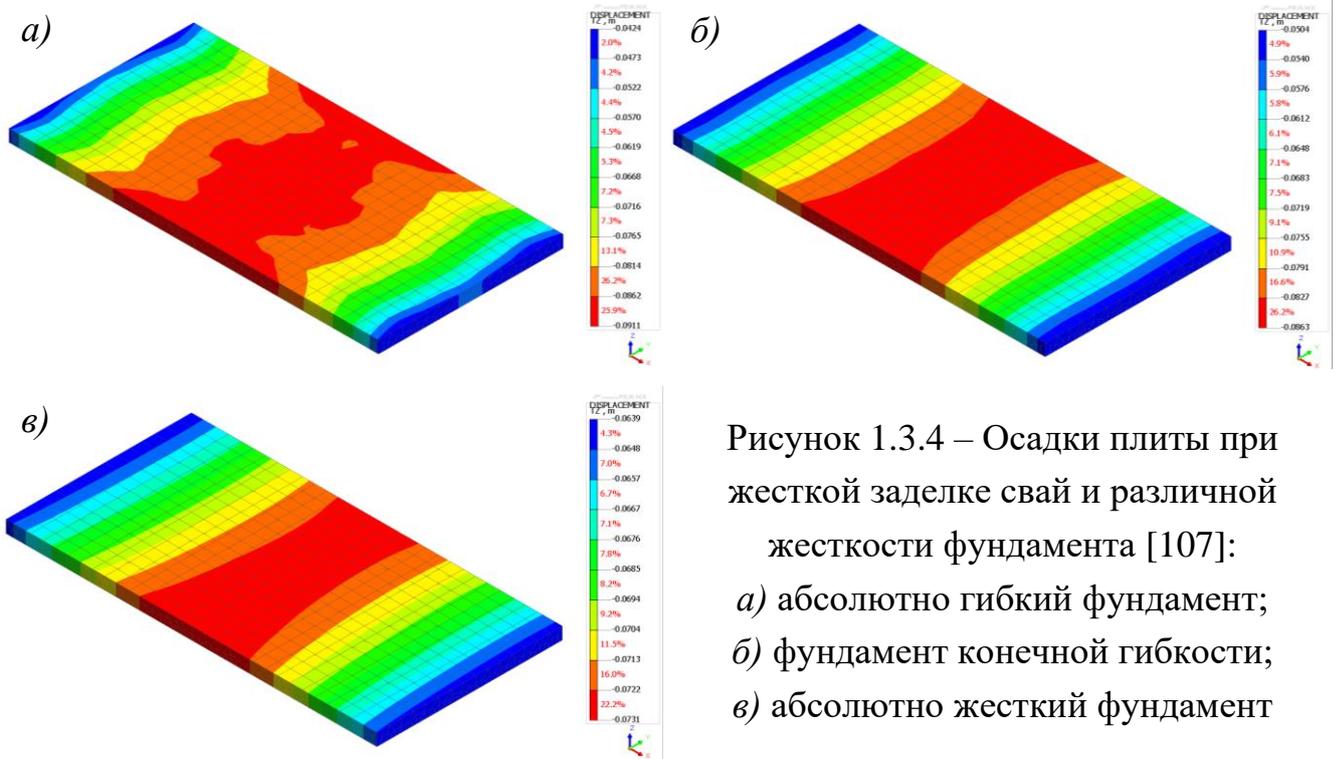


Рисунок 1.3.3 – Результаты усилий в сваях при введении между ними и фундаментной плитой промежуточного распределительного слоя [107]:  
 а) абсолютно гибкий фундамент;  
 б) фундамент конечной гибкости;  
 в) абсолютно жесткий фундамент

В результате проведенных численных исследований с рассмотрением различных шагов, диаметров и длин свай в сочетании с промежуточным распределительным слоем [107] была установлена закономерность работы такого основания под нагрузкой – в уровне верха вертикальных элементов за счет введения ПРС и вовлечения в работу плитного ростверка происходит передача минимальных сжимающих усилий, которые увеличиваются по длине вертикального элемента и при достижении его середины достигают максимальных значений, после чего постепенно убывают в направлении нижнего конца.

Также проанализировано изменение значений и характера распределения осадок фундаментной плиты при жесткой заделке свай и при введении ПРС (рисунок 1.3.4, 1.3.5).



В соответствии с результатами, полученными для других вариантов расстановки свай в плане, различных длин и диаметров, установлено, что соотношения усилий меняются от 7,5 до 1,5 раз в зависимости от совокупности параметров рассматриваемой системы. Для всех рассмотренных случаев объем материала свай был принят одинаковым. Минимальное снижение усилий в верхней части соответствует сваям с максимальным рассмотренным диаметром (900 мм) при минимальном шаге их расстановки в плане (3  $d$ ) с сохранением во всех расчетных случаях единого объема материала (бетона) на выполнение свай.

Установлено, что введение промежуточного распределительного слоя между свайным полем и фундаментной плитой позволяет более равномерно распределять усилия между сваями и более эффективно использовать несущую способность плитного ростверка. В конечном итоге, экономия в количестве свай может составить до 50%, а также до 50% может быть снижен процент армирования свай ввиду уменьшения горизонтальных нагрузок.

Многофакторные численные исследования параметров свайных фундаментов с промежуточным распределительным слоем приведены в Разделе 4.

Для расчета промежуточных распределительных слоев (ППС) могут быть использованы рекомендации по проектированию свайных фундаментов с промежуточной подушкой для зданий и сооружений, возводимых в сейсмических районах [178]. В них регламентируется толщина промежуточного слоя над оголовками свай, которая назначается в зависимости от принятой в проекте несущей способности сваи на вертикальную нагрузку и составляет:

- при нагрузках до 600 кН – 40 см;
- при нагрузках более 600 кН – 60 см.

при этом также необходимо соблюдение условия:

$$\frac{N}{F_{ог}} \leq 2,5 \text{ МПа} \quad (1.3.6)$$

где  $N$  – расчетная вертикальная нагрузка, приходящаяся на 1 сваю;  $F_{ог}$  – площадь оголовка сваи,  $\text{м}^2$ .

В рекомендациях не уточняется, какие габариты свай соответствуют той или иной высоте *ППС*, также не ясно, как учитываются параметры *ППС* (высота, модуль деформации, угол внутреннего трения и удельное сцепление материала) при передаче нагрузки от фундамента. При выборе конструкции учитывается значение предельного давления, распределяемого по поверхности оголовка сваи, которое не должно превышать 2,5 МПа. Вероятно, эта величина принята ввиду ограниченности натуральных испытаний *ППС* и не предусматривает применение разработанного алгоритма для зданий с высокими нагрузками на сваи.

Наиболее близким по сути документом к описанным выше рекомендациям, разработанным на территории РФ, являются методические рекомендации по расчетам гибкого ростверка с применением геосинтетических материалов [130]. Здесь приведены рекомендации о назначении высоты подушки (гибкого ростверка):

$$h \geq (s - d) \quad (1.3.7)$$

где  $h$  – это высота подушки, м;  $s$  – шаг армоэлементов в плане, м;  $d$  – диаметр армоэлемента, м.

При этом не рассматриваются вопросы влияния основных параметров подушки на деформируемость основания, включающего вертикальные армирующие элементы.

В рекомендациях [178] для сейсмических районов рассмотрены особенности назначения основных параметров системы при проектировании такого вида фундамента. Из рекомендаций не ясно, для каких зданий и сооружений они разработаны. Вероятно, решение данной задачи рассмотрено только для фундаментов зданий незначительной высоты и не предусмотрено для плитных фундаментов современных высотных зданий с высокими напряжениями на подошве фундамента.

Указанные выше рекомендации нашли отражение в СП 24.13330.2011, п. 12.13-12.15 [194], где сказано, что при соответствующем обосновании применение подобных фундаментов допускается. К важному преимуществу технического решения относится отсутствие необходимости учета

горизонтальной нагрузки, что приводит к возможности использования сопротивления грунта вдоль всей боковой поверхности сваи при  $h_d = 0$ , а также учета коэффициента условий работы нижнего конца сваи при сейсмических воздействиях  $\gamma_{eq1} = 1,2$ .

В отношении осадок указано о необходимости вычислять общую осадку  $S$  как сумму осадки условного фундамента  $S_y$  и осадки промежуточной подушки  $S_6$ , т.е.:

$$S = S_6 + S_y \quad (1.3.8)$$

Таким образом, отечественные нормы регламентируют не только возможность армирования оснований, но и применение *ППС*, в том числе в сейсмических районах. Однако, в большинстве источников не упоминается о правилах назначения параметров *ППС*, пределов их деформирования, а также об условиях совместной работы с усиленным вертикальными элементами основанием.

Согласно построению по Прандтлю (1920), механизм разрушения возникает, когда поверхность промежуточного слоя устраивается жесткий штамп или когда *ППС* имеет достаточную высоту, чтобы избежать разрушения над головой сваи (что соответствует образованию конусов сдвига внутри толщины *ППС*).

Согласно рекомендациям [295] насыпь считается слишком тонкой, если ее высота:

$$H_M < 0,7(s - a) \quad (1.3.9)$$

где  $H_M$  – высота подушки, м;  $s$  – шаг вертикальных элементов в плане, м;  $a$  – сторона (диаметр) жесткого вертикального элемента, м.

Как показано на рисунке 1.3.6а, механизм разрушения Прандтля включает область активного предельного состояния Рэнкина (Rankine W.J.M.) (I) выше головы жесткого включения (сваи), которая ограничена областью дуги логарифмической спирали (II) и пассивным предельным состоянием Рэнкина (III), расположенная за пределами головы жесткого включения (сваи)

$q_p^+$  – напряжение, прилагаемое к голове жесткого включения (сваи);

$q_s^+$  – напряжение, прикладываемое к грунту в армированном основании.

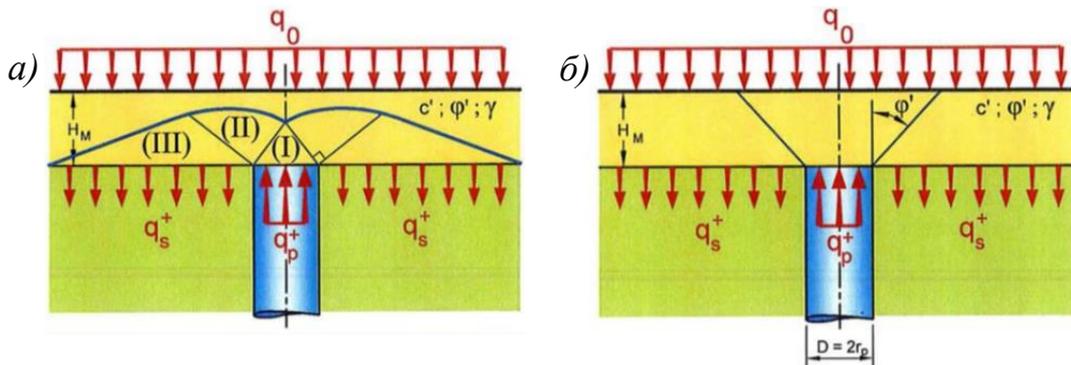


Рисунок 1.3.6 – а) механизм разрушения Прандтля для плит поверх ПРС и толстых подушек (насыпей); б) механизм разрушения при продавливании и сдвиге для слишком тонких ПРС [295]

Рекомендации [295] были разработаны в соответствии с принципами Еврокодов. Максимальная нагрузка, которая может быть приложена к голове жесткого включения  $q_p^+$ , рассчитывается при условии достижения предельного состояния. Эта проверка выполняется путем реализации Еврокода 7 [267] с комбинацией коэффициентов запаса:  $A1+M1+R2$  ( $A$  – по нагрузке,  $M$  – по материалу и  $R$  – по прочности), что означает, что эти коэффициенты запаса для постоянных и временных нагрузок равны соответственно 1,35 и 1,50, а коэффициент запаса по материалу равен 1.

Согласно диаграмме Прандтля,  $q_p^+$  можно определить по напряжению, приложенному к армированному грунту, и исходя из параметров ПРС:

$$q_p^+ = s_q N_q q_s^+ + s_s N_c \frac{c'}{\gamma c'} - s_\gamma N_\gamma r_p \frac{\gamma}{\gamma_\gamma} \quad (1.3.10)$$

где  $N_q$ ,  $N_c$  и  $N_\gamma$  – коэффициенты, которые зависят от угла внутреннего трения материала ПРС и могут быть рассчитаны по формулам:

$$N_q = \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\left( \frac{\varphi'}{\gamma \varphi'} \right)}{2} \right) \times e^{\pi \tan \left( \frac{\varphi'}{\gamma \varphi'} \right)} \quad (1.3.11)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \left( \frac{\varphi'}{\gamma \varphi'} \right) \quad (1.3.12)$$

$$N_\gamma = 2(N_q - 1) \tan\left(\frac{\varphi'}{\gamma_{\varphi'}}\right) \quad (1.3.13)$$

где  $\gamma_{c'}$ ,  $\gamma_{\varphi'}$  и  $\gamma_\gamma$  – коэффициенты запаса, равные 1 (в комбинации A1+M1+R2).

Весом *ППС* обычно пренебрегают для относительно небольших толщин, поэтому третий член в уравнении (1.3.10) опускается.

Когда в качестве материала *ППС* используется гранулированный материал (пески, гравии, щебни), без сцепления, второе слагаемое в (1.3.10) становится нулевым. Следовательно, уравнение (1.3.10) принимает следующий вид:

$$q_p^+ = s_q N_q q_s^+ \quad (1.3.14)$$

Для осесимметричных задач или условий плоской деформации  $s_q = 1$  и соотношение между  $q_p^+$  и  $q_s^+$  зависит только от угла внутреннего трения  $\varphi'$  и рассчитывается:

$$q_p^+ = N_q q_s^+ \quad (1.3.15)$$

Формула (1.3.11) необходима для определения значений  $q_p^+$  и  $q_s^+$ . Это выполняется с помощью уравнения равновесия общей нагрузки:

$$\alpha q_p^+ + (1 - \alpha) q_s^+ = q_o \quad (1.3.16)$$

где  $\alpha$  - коэффициент замещения грунта армоэлементами:

$$\alpha = \frac{A_c}{A_c + A_s} \quad (1.3.17)$$

где  $A_c$  – площадь сечения армоэлементов, а  $A_s$  – площадь грунта.

Из уравнений (1.3.15) и (1.3.16)  $q_p^+$  и  $q_s^+$  можно выразить как функцию величин  $\alpha$  и  $q_o$ :

$$q_p^+ = \frac{N_q}{1 + \alpha(N_q - 1)} q_o \quad (1.3.18)$$

$$q_s^+ = \frac{1}{1 + \alpha(N_q - 1)} q_o \quad (1.3.19)$$

Механизм разрушения Прандтля также исследовался при выполнении расчетов методом конечных элементов для различных равномерно распределенных

нагрузок. Рисунок 1.3.7 иллюстрирует результаты этого исследования, где показано давление, действующее на грунт и на голову армоэлемента соответственно по абсциссе и ординате. Синяя кривая получена с использованием уравнения (1.3.15). Наклонные черные линии соответствуют уравнению распределения нагрузки (1.3.16). Розовая линия получена в результате расчетов методом конечных элементов в *ПК PLAXIS*. Во время исследования модуль деформации сжатого грунта поэтапно снижали для каждой равномерной загрузки, пока *ППС* не разрушался. Было установлено, что на последнем этапе перед разрушением напряжение в голове армоэлемента приближалось к пределу Прандтля, но не пересекалось с ним. Механизм разрушения Прандтля также можно интерпретировать по распределению пластических деформаций над головой армоэлементов, которые показаны в виде красных точек на врезке на рисунке 1.3.7.

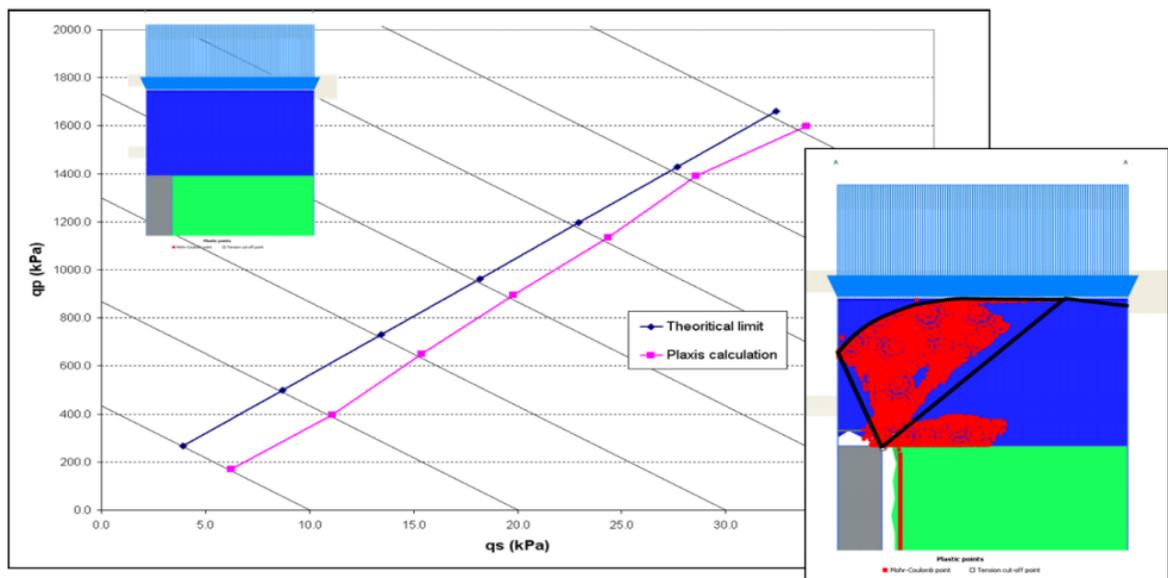


Рисунок 1.3.7 – Сравнение предельных давлений, рассчитанных на основе анализа методом конечных элементов и в соответствии с теорией Прандтля [295]

Вопросы расчета и конструирования оснований, усиленных вертикальными элементами, рассмотрены в исследованиях О.А. Маковецкого [87], где система рассматривается как «структурный геотехнический массив», включающая вертикальные элементы, изготовленные методом Jet-Grouting. В некоторых случаях система выполненных вертикальных элементов отсекается от фундамента при помощи распределительного слоя. Также автор рассматривает способы

повышения сейсмической жесткости основания для ограничения процессов виброползучести и виброразжижения слабых водонасыщенных грунтов.

В.Г. Федоровским и С.Г. Безволевым [230] была предложена методика расчета напряженно-деформированного состояния свайных полей и других, вертикально армированных грунтовых массивов. В методике учтена нелинейная работа грунта при сдвиге и сжатии, а также рассеивании начального избыточного порового давления.

Исследованием поведения под нагрузкой армированного основания посвящены работы Л.М. Тимофеевой [220], которая рассматривала различные виды армированных оснований: однослойное армирование горизонтальными прослойками; многорядное армирование горизонтальными прослойками; армированием наклонными и вертикальными сваями; смешанное армирование с использованием трехмерных, двухмерных и одномерных элементов различной ориентации. Автором было установлено, что при введении в грунт армирующих материалов удается регулировать прочность и деформативность основания, компенсировать неравномерные осадки.

З.Г. Тер-Мартirosян [209] предложил несколько способов оценки эффективных характеристик грунтового массива, усиленного вертикальными элементами: метод равных деформаций; метод модели однородной среды с полицилиндрическими включениями; метод эквивалентной однородной среды, в которой определяются объемный модуль деформации и объемный модуль сдвига; метод приведенного модуля деформации.

Также метод определения эквивалентного модуля деформации армированного грунта предложен И.Т. Мирсаяповым и Р.В. Мустакимовым [114].

Карауловым А.М. разработаны рекомендации [62], содержащие положения расчета вертикально армированных оснований для фундаментов мелкого заложения. Автором [62] разработано программное обеспечение.

Для расчета осадок автором предлагается формула:

$$S = S_1 + S_{max} + S_2 \quad (1.3.20)$$

где  $S_1$  – осадка первого слоя грунта (над головой армоэлемента);  $S_{max}$  – максимально возможная осадка второго слоя грунта (в пределах длины армоэлемента);  $S_2$  – осадка грунта под нижним концом армоэлемента.

Осадка  $S_1$  определяется деформацией первого слоя грунта в условиях компрессионного сжатия. Осадка  $S_2$  определяется по схеме условного массивного фундамента по СНиП 2.02.03-85 «Свайные фундаменты».  $S_{max}$  – определяется в соответствии с рекомендациями автора. На основании своих исследований А.М. Карауловым разработана программа «ARM», позволяющая определить осадки и вертикальные усилия, воспринимаемые армоэлементом, в соответствии с рекомендациями. Однако неясным остается учет нижележащих слоев грунта (деформационных характеристик  $E_0$ ) в расчете осадок, обеспечение совместной работы промежуточной подушки и армированного основания, ограничение глубины сжимаемой толщи, а также не учтено влияние жесткости надземного сооружения на деформируемость армированных грунтовых массивов.

Исследованию эффективности применения грунтовых свай для улучшения слабых грунтов посвящены работы А.Б. Пономарева [254].

В работе авторов Е.А. Сорочана и Ю.Г. Трофименкова [187] приводится вариант свайного фундамента с промежуточной подушкой для сейсмических районов, и описаны основные соотношения между размерами свай, оголовков и промежуточной подушки. В качестве армирующих элементов предполагается использовать сваи как заводского изготовления, так и буронабивные. При этом авторами предлагается рассчитывать фундамент как обычный свайный, без учета горизонтальных усилий, поскольку свайное основание конструктивно не связано с фундаментным блоком. Расчет фундамента на сейсмические нагрузки сводится к проверке здания на сдвиг по подошве и вертикальной поверхности частей фундамента. При остаточных сейсмических воздействиях происходит смещение ростверка относительно свай, приводящее к дополнительным нагрузкам на него. Методика предназначена для зданий массового строительства. Ее применение для высотных зданий ограничено и может быть использовано только в качестве первоначальной оценки параметров проектируемого армированного основания с

обязательным дальнейшим уточнением более детальными расчетами в геотехнических программных комплексах.

В работах В.А. Ильичева и соавторов [58, 60] проведены экспериментальные исследования, которые показали, что физическая и геометрическая структура системы приповерхностных слоев, общая толщина которых составляет порядка десятков метров, может оказывать существенное влияние на интенсивность сейсмических волн. Рассмотренные конструктивные возможности волновых экранов показали экономическую целесообразность устройства горизонтальных экранов в виде структурных геотехнических массивов.

Относительно недавно методы расчета и конструирования оснований, армированных вертикальными элементами, нашли отражение в нормативных документах республик Беларусь, Казахстан, Узбекистан и других государств [127, 179, 264].

Тем не менее большинство рассмотренных методов расчета и конструирования оснований, армированных жесткими вертикальными элементами, сводится как правило к осреднению деформационных и прочностных характеристик массива, что является вынужденным упрощением задачи и не позволяет обеспечивать более рациональное техническое решение фундаментов с учетом совокупности всех действующих неблагоприятных факторов, к которым можно отнести неравномерную сжимаемость основания, физическую и геометрическую нелинейность надземного сооружения (учет жесткости фундамента), действие сейсмических нагрузок, неравномерный рост нагрузок на основание по мере строительства здания.

Более детальный подход к конструированию свайных оснований с промежуточным распределительным слоем становится намного более актуальным при строительстве многоэтажных и высотных зданий в сложных грунтовых условиях. Он требует рассмотрения особенностей работы под нагрузкой каждого из входящих в его состав элементов (свайного поля, промежуточного распределительного слоя, фундаментной плиты), для чего необходимо проведение дополнительных исследований численными и аналитическими методами.

#### 1.4. Фундаменты с высокой пространственной жесткостью

Использование фундаментов повышенной пространственной жесткости дает возможность компенсировать неравномерную сжимаемость основания и геометрическую нерегулярность надземного строения, что является важной характеристикой при строительстве многоэтажных и высотных зданий в сложных грунтовых условиях. Для уменьшения высоты фундаментной плиты в местах действия максимальных сил, а также изгибающих моментов применяются ребра жесткости (рисунок 1.4.1б), располагаемые, как правило, по осям здания или уширения в зоне расположения колонн (рисунок 1.4.1в) [256]. Сплошная монолитная железобетонная плита может иметь коробчатую конструкцию (рисунок 1.4.1г), что при устройстве консолей (вылете фундаментной плиты за контур здания) позволяет расширить область применения данного вида фундамента. Примером устройства коробчатого фундамента являются «сталинские высотки».

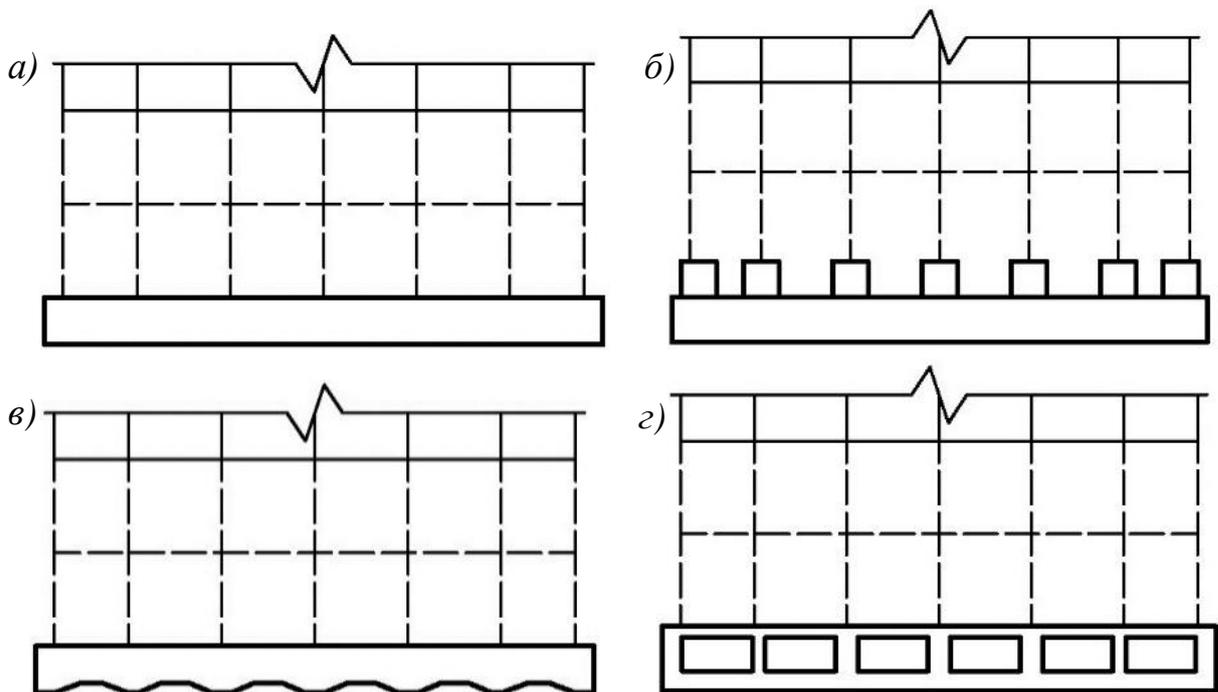


Рисунок 1.4.1 – Конструкции фундамента с высокой пространственной жесткостью [256]: а) сплошная монолитная железобетонная плита постоянной толщины; б) сплошная монолитная железобетонная плита с ребрами жесткости; в) сплошная монолитная железобетонная плита с уширением в зоне расположения колонн; г) сплошная монолитная железобетонная плита коробчатой конструкции

В сложных грунтовых условиях фундаменты коробчатого типа во многих случаях сочетаются со свайным полем, поскольку только такое сочетание позволяет компенсировать неравномерную сжимаемость основания или распределить нагрузки от надземного сооружения. При необходимости учета горизонтальных нагрузок от ветра или сейсмического процесса между фундаментной конструкцией и свайным полем устраивают горизонтальный шов или промежуточный распределительный слой расчетной толщины. Примером реализации подобного подхода является высотное здание «Лахта Центр» в г. Санкт-Петербурге, которое на сегодняшний день является самым высоким в Европе (рисунок 1.4.2).

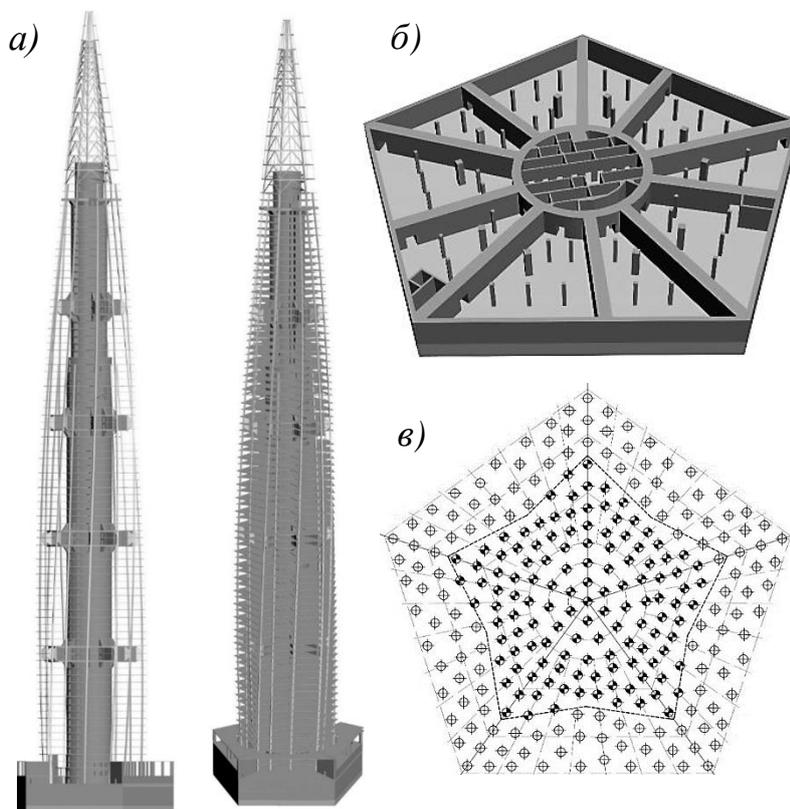


Рисунок 1.4.2 –  
Высотное здание  
«Лахта Центр»  
в г. Санкт-Петербурге  
с применением фундамента  
коробчатого типа  
на свайном основании:  
а) расчетная схема здания;  
б) пространственная схема  
коробчатого фундамента здания;  
в) схема расположения свай в  
составе фундамента [256]

Фундамент небоскреба выполнен в виде пространственной железобетонной конструкции коробчатого типа с глубиной заложения 17 м. Нижняя плита фундамента – железобетонная конструкция толщиной 3,6 м (рисунок 1.4.2а). Фундамент высотного здания в комплексе «Лахта Центр» опирается на 264 сваи диаметром 2000 мм. Максимальная глубина погружения свай выполнена в центре здания под ядром, а по мере удаления от центра сваи укорачиваются (рисунок 1.4.2в).

Примером эффективного использования фундаментов коробчатого типа является проект высотного гостиничного комплекса «Ойстер Гранд отель энд Спа» в ст. Благовещенская, г. Анапы, Краснодарского края. Габариты здания составляют 170,0 x 150,0 м с радиальной осевой системой. Высота здания от поверхности земли составляет 110,85 м. Глубина котлована 17,5 м. Здание 30-этажное, переменной высоты в плане, напоминающей по форме «раскрытую устрицу», обращенную к Черному морю (рисунок 1.4.3). Грунты основания представляют собой сложное переслаивание песчаных и глинистых инженерно-геологических элементов.

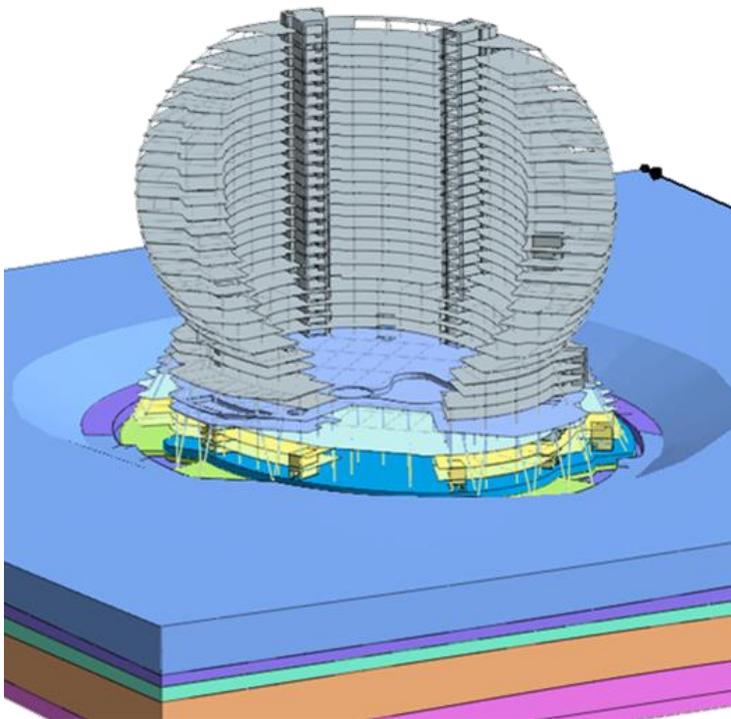


Рисунок 1.4.3 – Расчетная модель высотного здания [104] «Ойстер Гранд отель энд Спа» в г. Анапа с применением фундамента коробчатого типа на свайном основании

С целью регулирования значительных неравномерных осадок в пределах пятна здания на этапе обоснования технических решений авторами рассмотрены различные варианты выполнения фундаментов: плитный фундамент; свайный фундамент из свай заводского изготовления сечением 400x400мм; свайно-плитный вариант из буронабивных свай диаметром 630мм; вариант с применением фундамента коробчатого типа на свайном основании из буронабивных свай с промежуточным распределительным слоем [104]. Только последний вариант смог обеспечить искомый результат за счет использования высокой распределительной способности конструкции коробчатого типа, совмещенной со свайным полем (рисунок 1.4.4).

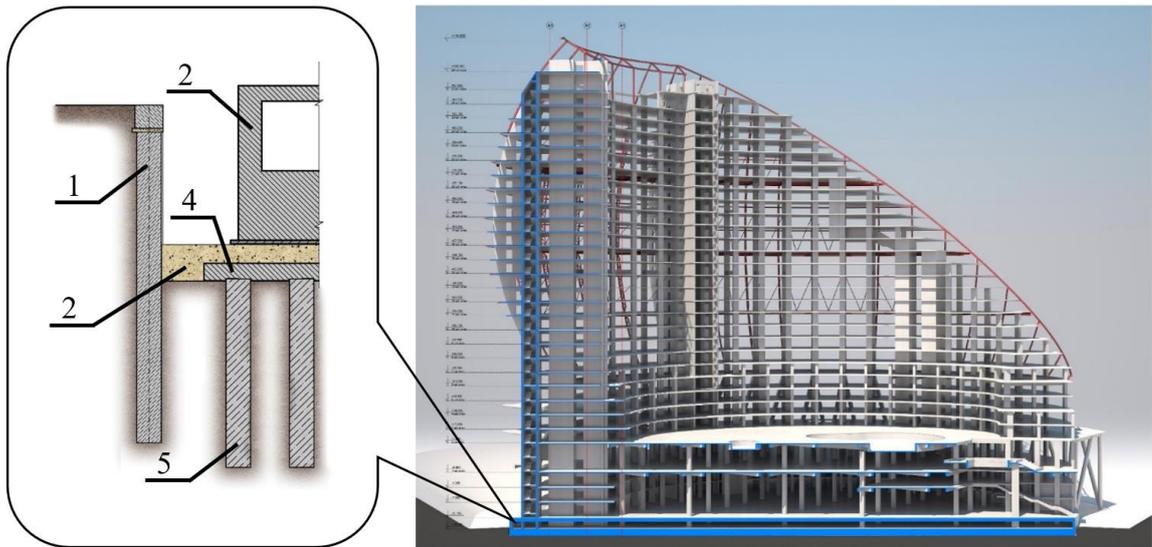


Рисунок 1.4.4 – Поперечный разрез проектируемого здания с итоговым решением фундамента [104]: 1 – сооружение инженерной защиты котлована; 2 – промежуточный распределительный слой из гранитного щебня; 3 – коробчатый фундамент; 4 – силовая бетонная подготовка для объединения свай; 5 – буронабивные сваи

В последнее время при строительстве фундаментов высотных зданий в сложных грунтовых условиях часто применяется комбинированное решение, включающее свайное поле и устроенную поверх фундаментную конструкцию коробчатого типа. Такое решение как правило помогает компенсировать неравномерное поле напряжений и деформаций, которые вызваны нерегулярностью свойств грунтов в плане и по глубине, а также сложной формой надземного сооружения.

Большой вклад в развитие методов регулирования неравномерной сжимаемости основания внесли С.Н. Клепиков и А.П. Пшеничкин [66, 177]. Их работы посвящены исследованию взаимодействия модели здания с нелинейно деформируемым основанием, а также изучению влияния консолидации и ползучести стохастических грунтовых оснований при их расчете и проектировании в сложных инженерно-геологических условиях.

Дальнейшее развитие работы получили в трудах Б.А. Гарагаша, изучавшего надежность стохастических пространственных систем сооружений и оснований при неоднородных деформациях оснований [30].

Работы В.И. Шейнина посвящены определению статистических характеристик осадок системы фундаментов на неоднородном основании [253].

Влияние пространственной жесткости фундаментов исследовано О.А. Шулятьевым при проектировании фундаментов высотных зданий в Москве и Санкт-Петербурге [256].

Большой вклад в развитие эффективных фундаментов с высокой пространственной жесткостью внес В.И. Травуш [221].

На основании результатов многолетних исследований сложных грунтовых условий г. Санкт-Петербурга методы компенсации неравномерных осадок в основании тяжело нагруженных зданий изложены в работах А.Г. Шашкина [252].

Большое внимание уделено исследованию разработке фундаментов с высокой распределительной способностью в работах Р.А. Мангушева и А.И. Осокина [93]. Благодаря разработанным подходам удалось выровнять неоднородное поле деформаций при проектировании и строительстве футбольного стадиона на острове Крестовском в Санкт-Петербурге.

В сейсмических районах распределительная способность замкнутых коробчатых сечений позволяет компенсировать значительные неравномерные напряжения, возникающие в несоосных вертикальных несущих конструкциях на стыке стилобатной и надземной частей возводимого объекта, когда необходимо обеспечить максимально открытое пространство для организации движения в подземных уровнях автопарковки, но типовые надземные этажи должны иметь совсем другую схему конструкций, отвечающую потребностям жилых помещений.

Значительный вклад в исследование сейсмостойкости фундаментов зданий и сооружений внесли Т.А. Белаш [13-15], А.М. Уздин [224], Л.Р. Ставницер [202].

Рассмотренные выше методы использования пространственной жесткости при строительстве фундаментов многоэтажных и высотных зданий подтвердили свою эффективность на практике, однако фундаменты коробчатого типа требуют значительного расхода конструкционного железобетона для формирования замкнутого контура. Таким образом, исследования, направленные на обоснование технических решений с рациональным размещением материала в объеме формируемого фундамента, могут привести к еще большей их эффективности при строительстве в сложных грунтовых условиях.

### ***Выводы по Разделу 1 и задачи исследований***

Практика последних десятилетий показала, что необходима бóльшая связь данных об инженерно-геологических условиях строительства с характеристиками проектируемых зданий и методами устройства оснований и фундаментов в сложных грунтовых условиях в сейсмических районах.

Задача строительства в сложных грунтовых условиях решается, в большой степени, применением свайных и свайно-плитных фундаментов. Основной проблемой является взаимодействие свай с грунтом на боковой поверхности и под нижним концом свай. Из данных испытаний не ясно, где на боковой поверхности свай происходит прилипание грунта, а где скольжение. Как это связано с видами грунтов, пересекаемых свай? Как свай влияют друг на друга и в каких грунтах это влияние наиболее ощутимо?

В сложных грунтовых условиях проблема усиливается деформационной неоднородностью площадки строительства как по глубине, так и простирацию. Возможные пути решения, как следует из результатов исследований, следующие:

- шире применять статистическую обработку накопленных данных для использования результатов в практике проектирования;
- использовать возможности, которые открывает корректно обоснованное подобие оснований свай, проектируемых в одном фундаменте;
- повысить разрешающую способность методов изучения грунтов и испытания свай статической нагрузкой.

В сейсмических районах эффективным решением задачи снижения действия горизонтальных сил на многоэтажные и высотные здания является введение промежуточного распределительного слоя (*ПРС*). *ПРС* позволяет снизить нагрузку на свай в свайно-плитном фундаменте, за счет передачи ее части на грунт основания (*ГО*), перераспределить нагрузки на основание при неравномерном распределении жесткостей здания.

Существующие рекомендации по проектированию носят общий характер, не учитывают многообразие и изменчивость в пространстве свойств оснований в сложных грунтовых условиях, не предполагают определения действительных

параметров деформируемости *ПРС* и *ГО*, данных о сейсмичности района строительства. В рекомендациях для сейсмических районов отсутствует связь параметров *ПРС* с нагрузкой от здания, нет упоминаний о правилах назначения параметров *ПРС*, пределов их деформирования, а также об условиях совместной работы. Предложенные способы расчетов *ПРС* предназначены, главным образом, для строительства насыпей, где нагрузки на основание значительно ниже, чем от зданий.

Все это делает актуальным в сложных грунтовых условиях в сейсмических районах проведение испытаний свай, штампом, статическим зондированием, оценку деформационной однородности массива, использование подобия оснований свай в статистически однородных зонах – в комплексе, с синхронным измерением параметров. Испытания грунтов должны быть нацелены на повышение надежности задаваемых в расчетах граничных условий.

Методы регулирования неравномерных осадок во время строительства предполагают, в частности, устройство фундаментов с заданной последовательностью включения элементов в совместную работу. При строительстве фундаментов многоэтажных и высотных зданий в сложных грунтовых условиях они востребованы, особенно на косогорах, поврежденных оползневыми подвижками, при несогласном залегании покровных горных пород, при наличии в основании прослоев и линз слабых грунтов и проч. Для таких случаев вопросы конструирования, расчетов, оценки работы системы «основание-фундамент-сооружение» недостаточно разработаны в настоящее время.

Существующая классификация по категориям сложности инженерно-геологических условий не удовлетворяет возросшим требованиям к строительству многоэтажных и высотных зданий в сложных грунтовых условиях в сейсмических районах.

Строительство многоэтажных и высотных зданий выявило необходимость в развитии классификации сложных грунтовых условий, когда на площадке строительства есть сочетание трех и более следующих факторов: значительный перепад отметок рельефа в пределах строительной площадки; риск проявления

оползневых и гравитационных процессов; высокая расчетная сейсмичность площадки строительства; незакономерное чередование слоев со значительной степенью неоднородности по показателям свойств грунтов в плане или по глубине; уклон рельефа в двух направлениях.

На основании проведенного обзора состояния вопроса были сформулированы цель и задачи диссертационных исследований.

**Целью работы** является разработка основных принципов расчета и конструирования фундаментов многоэтажных и высотных зданий, обеспечивающих их безопасность и эффективность в особых условиях Юга России.

**Задачи исследования:**

1. Установить признаки формирования особых условий при застройке территории многоэтажными и высотными зданиями на основе анализа инженерно-геологических особенностей площадок строительства Юга России. Дать предложения по развитию классификации категорий сложности инженерно-геологических условий строительства.

2. Выполнить обобщение многолетних результатов полевых испытаний буровых натурных свай в песчано-глинистых грунтах с целью разработки системы поправочных коэффициентов для оценки несущей способности свай, сгруппированных по определяющим параметрам; усовершенствовать методику расчета и конструирования свайных фундаментов с учетом выделения характерных участков в пределах их опорной площади.

3. Исследовать закономерности взаимодействия буровых висячих свай с грунтом основания на основе использования метода их испытаний постоянно возрастающей нагрузкой с непрерывным наблюдением за осадкой и частой синхронной регистрацией вдавливающей силы.

4. Разработать метод расчета несущей способности проектируемых свай по данным испытаний постоянно возрастающей нагрузкой с использованием коэффициентов подобия, обоснованных разделением деформации на упругую и пластическую составляющую.

5. Исследовать закономерности взаимодействия свайного поля и фундаментной плиты, разделенных промежуточным распределительным слоем, и разработать эффективные геотехнические решения для строительства многоэтажных и высотных зданий в особых условиях. Разработать рекомендации по конструированию свайных фундаментов с промежуточным распределительным слоем для рассматриваемых зданий с учетом сейсмических воздействий.

6. Разработать новые способы проектирования и строительства свайных и свайно-плитных фундаментов для сейсмических районов с учетом заданной последовательности включения их элементов в совместную работу. Предусмотреть возможность управления неравномерными осадками фундаментов многоэтажных и высотных зданий в процессе строительства и дальнейшей эксплуатации.

7. Разработать и внедрить в практику строительства многоэтажных и высотных зданий эффективные конструкции фундаментов, адаптированные к особым условиям Юга России с учетом высокой сейсмичности и значительного перепада отметок рельефа.

8. Разработать классификацию методов расчета и конструирования фундаментов многоэтажных и высотных зданий в особых условиях Юга России.

## **2. ХАРАКТЕРИСТИКА ОСОБЫХ ИНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГИЧЕСКИХ УСЛОВИЙ ПЛОЩАДОК СТРОИТЕЛЬСТВА МНОГОЭТАЖНЫХ И ВЫСОТНЫХ ЗДАНИЙ**

### **2.1. Основные положения, характеризующие особые условия строительства Юга России**

В настоящее время в России действуют правила на изыскания и проектирование фундаментов зданий (сооружений) в сложных инженерно-геологических условиях строительства (например, СП 47.13330.2016 [197]), в то время как для особых условий строительства они не всегда применимы. Под *особыми условиями строительства* объектов следует понимать наличие инженерно-геологических факторов, таких как значительные углы наклона естественного рельефа, наличие более четырех слоев грунта в основании или углов их наклона в двух направлениях, высокую сейсмичность строительных площадок, а также дополнительных факторов, как обрушение откосов, оползнеобразование на склонах, карстовые процессы в основании, подтопление территорий и др. В совокупности вышеперечисленные факторы значительно осложняют условия строительства многоэтажных и высотных зданий и сооружений. Наличие рассматриваемых факторов характерно для условий *Юга России*. В работе рассматриваются прибрежные территории Черного и Азовского морей (районы городов Новороссийска, Геленджика, Туапсе, Большого Сочи, Краснодара и др.), предгорные районы Ставропольского края (районы городов Ставрополя, Кисловодска, Пятигорска и др.).

В настоящем разделе приведены данные о систематизации сведений, позволяющих обосновать необходимость развития категорий сложности инженерно-геологических условий строительства при освоении территорий Юга России. Это позволило учесть предлагаемую категорию сложности при разработке новых и усовершенствовании существующих методов расчета и конструирования фундаментов многоэтажных и высотных зданий в особых условиях строительства.

Проведенная работа базируется на изучении схематической карты новейшей тектоники (Турбин Л.И., Александрова Н.В., 1979) [223]; на обширных материалах, систематизированных при составлении карты инженерно-геологического

районирования Краснодарского края в масштабе 1:200 000 (Водопьянова О.Г., Батурина А.Н. и др., 2005.) [26]; на материалах исследований опасных геологических процессов на территории Большого Сочи (ОАО «Росстройизыскания», 2004-2012; ОАО «Кавказгидрогеология», 2007; ФГБУ «Гидроспецгеология», 2016) [27, 23]; на материалах института физики Земли им. О.Ю. Шмидта РАН (Уломов В.И. и др., 2015) [225] и др. Проведен сбор, систематизация, анализ и обработка большого объема исходных материалов: теоретических и методических разработок, результатов геологических, гидрогеологических съемок разных масштабов, инженерно-геологических сведений из отчетов и заключений многочисленных изыскательских организаций и прочих источников информации о природных условиях территорий.

Всего по Краснодарскому краю выделено более 630 разновидностей грунтов, систематизированных по стратиграфо-генетическим комплексам в пределах инженерно-геологических областей с учетом геоморфологического положения [26].

На итоговой карте инженерно-геологического районирования выделены благоприятные для строительства участки (до 20% территории), условно благоприятные для строительства (до 50% территории), неблагоприятные для строительства (до 30% территории) [26]. В целом, по собранной информации и ее систематизации по инженерно-геологическим условиям дана оценка пригодности территории для строительства с позиций экономической целесообразности.

Инженерно-геологические регионы выделены по геотектоническим структурам, принимая во внимание возраст формирования структур, пространственно-структурные формы выражения и вещественный состав геологических образований. Для проведения характеристики инженерно-геологических условий выделены регионы, области, районы и подрайоны [26].

Всего на территории Краснодарского края выделено 12 инженерно-геологических регионов, отличающихся по главным признакам. В пределах инженерно-геологических регионов выделены 9 инженерно-геологических областей и 7 подобластей. Далее в пределах этих крупных таксонов выделено 26 инженерно-геологических районов. Разделение территории по регионам, областям, районам явилось «ключом» к переходу на подрайоны, где сосредоточена основная

информация по инженерно-геологическим условиям территории, включая и параметры физико-механических свойств грунтов.

В итоге, полный индекс состоит из четырех символов, включающих название региона, области, района и подрайона, например: (I-A-2-в, III-B-11-п, IV-B-12-б) [26].

## **2.2. Результаты исследований опасных инженерно-геологических процессов и сведения об их распространении на территории Юга России**

В рамках изучения опасных инженерно-геологических процессов и сбора сведений об их распространении на территории Юга России рассмотрены:

- Гравитационные процессы;
- Сейсмические воздействия;
- Процессы, связанные с подземными водами;
- Процессы, связанные с поверхностными водотоками;
- Процессы, связанные с береговой зоной морей.

### **2.2.1. Гравитационные процессы**

#### *Оползни*

Комплексный анализ факторов оползнеобразования позволяет выделить на территории Краснодарского края следующие оползневые области [26]:

- Таманский и Ейский полуостров;
- Западное Предкавказье;
- Северо-Западный Кавказ;
- Адлерскую депрессию Рионского межгорного прогиба;
- Западную часть Центрального Кавказа.

Таманский и Ейский полуострова. Оползни в пределах береговых зон Черного, Азовского морей и лиманов связаны, в основном, с абразионными процессами. На Ейском полуострове развиты только активные оползни общей площадью 851 тыс. м<sup>2</sup>, 80% из них блоковые и только 26% - с захватом коренных.

Общая площадь оползней Западного Предкавказья составляет 469,2 км<sup>2</sup>, из них 50,1% - стабилизированные, 24,1% - частично активные и 25,8% - активные. Среди стабилизированных преобладают оползни с захватом коренных пород

(222,3 км<sup>2</sup>), а в группе частично активных преимущественное развитие получили блоково-консистентные оползни (96,8 км<sup>2</sup>). Активные оползневые формы на 80% захватывают коренные подстилающие отложения. В связи с преимущественно глинистым составом смещающихся отложений в группе активных деформаций доминируют консистентные оползни.

На площади Северо-Западного Кавказа оползневые процессы развиты неравномерно. Наименьшее количество оползней отмечается в периклинальной зоне на северо-западе и в высокогорной зоне на юго-востоке (менее 1%). Вдоль побережья полуострова Абрау концентрация оползней несколько возрастает в связи с абразионной деятельностью Черного моря. Незначительная оползневая пораженность Новороссийской ступени. В целом, для блоковых оползней Северо-Западного Кавказа характерна большая приуроченность к скальным и полускальным породам, в то же время пораженность и активность контролируется наличием ослабленных трещиноватых зон.

Адлерская депрессия Рионского межгорного прогиба расположена в юго-восточной части края и сложена, в основном, флишеобразными терригенно-глинистыми аналогами майкопской серии (23 СГК). Суммарная площадь оползней составляет более 120 км<sup>2</sup>.

Западная часть Центрального Кавказа. В высокогорной части оползни не отмечены или весьма редки. Севернее линии г. Фишт – устье р. Уруштен (средне-низкогорная зона) оползневая пораженность возрастает до 10%.

### *Крип*

Крип наблюдается на склонах, сложенных как рыхлыми, так и связанными породами, происходящее под влиянием силы тяжести, в том числе и в результате действия сил собственного веса, и облегчаемые присутствием воды, чередованием увлажнения и высыхания, замораживания и оттаивания, развитием и отмиранием корней растений и деятельностью роющих животных. В природной обстановке крип парагенетически связан с различными ЭГП и рассматривается как промежуточное явление между оползевым процессом (смещением с нарушением сплошности грунта) и плоскостной денудацией (смещение грунтов по склонам

дождевой и талой водой). Криповый процесс развивается на склонах различного генезиса (делювиальных, делювиально-оползневых, оползневых и др.), в то же время в результате интенсивных криповых подвижек создаются специфические волнистые, мелкобугристо-западинные, тропинчатые склоны.

Для описываемого процесса характерно отсутствие четких площадных границ и сравнительно незначительная (до 3-4 м, реже больше) глубина деформаций пород.

Крип развит в основном в южной горной и предгорной частях края, а также частично на Таманском полуострове и на бортах долины р. Кубань. Общая площадь склонов, занятых крипом, равна 3834 км<sup>2</sup>, что составляет 4,6% от всей территории края. В целом пораженность процессом возрастает от северо-запада на юго-восток. Фоновую пораженность горной части можно оценить в 10-20%. Пораженность территории крипом свыше 20% отмечается в междуречье Шахе-Псоу, в верховьях рек Шебш, Афипис и Абин, в бассейне рек Псекупс, Уруп, в верховьях рек Пшиш, Туапсе и, отчасти, в долинах рек Белой и М.Лабы, а также на северных склонах хребта Котх между городами Горячий Ключ и Хадыженск. В нивально-высокогорном поясе крип не отмечается, здесь он замещается солифлюкцией. Зона отсутствия крипа протягивается также узкой полосой вдоль Черноморского побережья от г. Гелендика до р. Агой, а также отмечается на полуострове Абрау. На Таманском полуострове процесс имеет локальное развитие и тяготеет к склонам холмисто-рядовых возвышенностей. Вдоль р. Кубань описываемый процесс развивается на древнеоползневых склонах долины, в уступах плейстоценовых террас, а также на стабилизированных оползневых массивах, однако общая пораженность бортов долины незначительная (0,5-3%), хотя вверх по течению наблюдается некоторое увеличение пораженности от 1,5% у г. Усть-Лабинска до 7% в районе ст. Успенской.

#### *Обвалы*

Под обвалами понимают обрушение обломков горных пород с крутых склонов, береговых обрывов, техногенных уступов в условиях свободного падения (Шеко, 1976).

Наиболее интенсивно обвальные процессы на территории края развиваются в нивально-высокогорном поясе Западного Кавказа - у юго-восточной границы края, в области развития метаморфизованных кристаллических сланцев и гнейсов. Участки

крупных обвалов приурочены здесь к гребневым частям Главного и Бокового хребтов и формируются, как правило, по линиям тектонических нарушений и зонам интенсивной трещиноватости. Наиболее высокие пораженности территории обвальными процессами (до 50-80%) прослеживаются вдоль линий хребтов с отметками: г. Агепста (3256 м) - г. Ацетука (2538 м), г. Агиша (2857 м) - г. Лююб (2970 м), г. Цахвоа (3345 м) - г. Аджара (2907 м), г. Шепси (2819 м) - г. Дамхурц (3193 м) - г. Магишо (3159 м), Следствием интенсивного развития обвальных процессов по склонам хребтов, каров и карлингов, является образование мощных обвальных шлейфов, протяженностью в сотни метров и шириной во многие километры.

### 2.2.2. Сейсмические воздействия

Большая часть территории Юга России относится к сейсмоопасным районам. В частности, около 60% территория Краснодарского края имеет фоновую сейсмичность от 7 до 9 баллов (рисунок 2.2.1). При этом расчетная сейсмичность при проектировании конкретного объекта может повышаться в зависимости от его параметров или наличия в основании слабых грунтов.

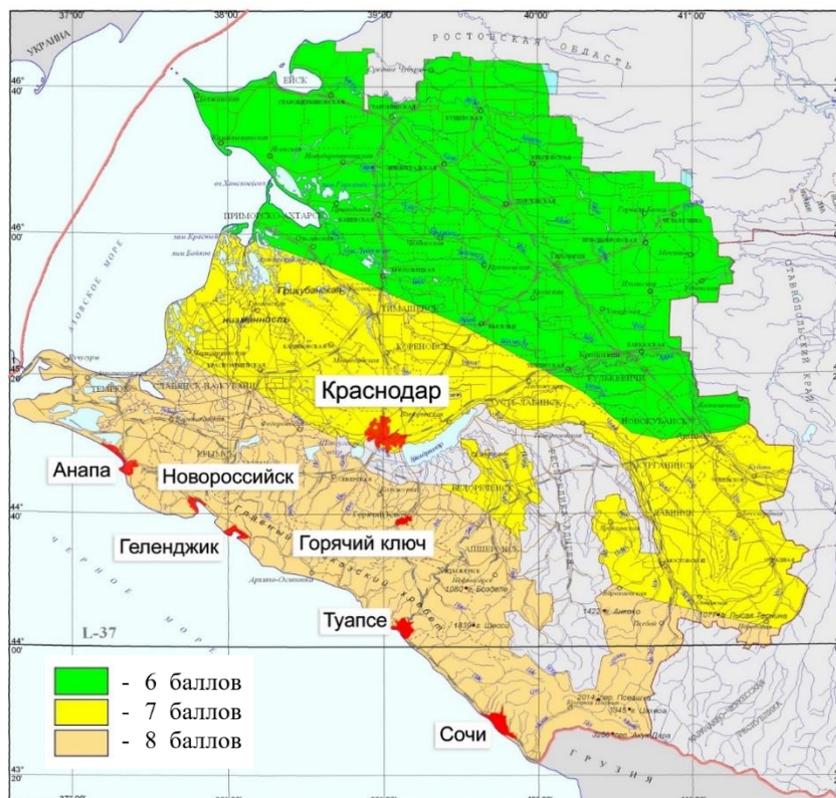


Рисунок 2.2.1 – Зонирование территории Краснодарского края по фоновой интенсивности сейсмического воздействия [196, 186]

### 2.2.3. Процессы, связанные с подземными водами

#### Карст

На исследованной территории карстовые процессы широко распространены на Южном склоне, в пределах зоны Ахцу-Кацирха и Адлерской депрессии, на северном склоне западного окончания Центрального Кавказа и в пределах верхнемелового флиша Северо-Западного Кавказа (западнее меридиана г. Фишт).

В соответствии с общепринятой классификацией карст на Западном Кавказе представлен следующими основными типами.

Таблица 2.2.1 – Классификация карста в горной части Краснодарского края [26]

№	Район распространения	Класс	Подкласс	Литологический тип	Морфогенетический тип
1	Верхнемеловой флиш Северо-Западного Кавказа	Горный	среднегорный	карбонатный	Задернованный погребенный, голый
2	Зона Ахцу-Кацирха и Адлерская депрессия	Горный	среднегорный, низкогорный	карбонатный	голый, задернованный покрытый, погребенный
3	Северный склон западного окончания центрального Кавказа	Горный	низкогорный, среднегорный, высокогорный	сульфатный (гипсовый), карбонатный	Задернованный, покрытый, голый, голый, задернованный

Карст верхнемелового флиша Северо-Западного Кавказа. Описываемый район расположен в пределах среднегорной части рельефа Северо-Западного Кавказа и отличается большой сложностью, которую определяют природные условия, благоприятствующие его глубокому расчленению.

Юго-восточнее г. Туапсе процессы карстообразования развиты более широко. Поверхностный карст здесь представлен вышеописанными формами, но значительно больших размеров. Подземный карст развит в Лазаревском районе и представлен двумя известными карстовыми полостями, в известняках туронского и коньякского ярусов: Красноалексеевской и Кировской пещерами.

Карст зоны Ахцу-Кацирха и Адлерской депрессии. Район развития карста располагается на Южном склоне Западного Кавказа в пределах средне- и низкогорного рельефа (междуречье Сочи-Псоу). В северной части расположена

горст-антиклиналь Ахцу-Кацирха, а южнее Адлерская тектоническая депрессия, сложенные карбонатными породами верхней юры и мела.

### *Просадочные и просадочно-суффозионные процессы*

На территории края просадочные и просадочно-суффозионные процессы развиты очень широко и приурочены к лессовидным породам, распространенным на большей части равнинной территории края.

Суффозией является процесс механического выноса подземными потоками из породы ее частиц (механическая суффозия), а также (в меньшей степени) химического растворения и выноса солей, содержащихся в породах (химическая суффозия). Интенсивность проявления механической суффозии во многом зависит от размываемости пород. Химическая суффозия зависит от растворимости грунтов. Типы грунтов развитых на территории края в зависимости от их химико-минералогических особенностей характеризуются самой различной степенью растворимости. Проявления суффозии связаны с территориями развития эолово-делювиальных и аллювиально-делювиальных лессовидных пород равнинной части края.

Основным морфологическим выражением процесса являются небольшие конусы выноса, формирующиеся в основаниях или в средних частях склонов, на участке разгрузки водоносных горизонтов. Подобные участки часто бывают осложнены проявлениями оползневой деятельности. Признаки суффозии с охарактеризованным механизмом развития отмечены при региональном обследовании на ряде участков правобережья и левобережья р. Кубани, на склонах овражно-балочной сети Ейского полуострова.

Морфологическими признаками суффозии являются суффозионные депрессии, воронки, рытвины и другие полости. Суффозионные процессы развиты на многочисленных участках вдоль береговой линии моря (Ейский и Таманский полуострова), а также вдоль эрозионных уступов крупных рек равнинной части (особенно по правобережью р. Кубани). На Таманском полуострове формы рельефа суффозионного происхождения особенно широко развиты вдоль южного берегового уступа лимана Цокур, вдоль северного побережья полуострова (между

мысами Пекла и Ахиллеон) и на ряде других участков. На правом берегу р. Кубани наиболее интенсивное развитие этих форм отмечено в районе ст. Тбилисской, г. Кропоткина и т.д.

### *Набухание и усадка глинистых грунтов*

Основными факторами набухания являются минералогический и гранулометрический состав породы, ее физико-механические свойства, химический состав и концентрация воздействующего на породу водного раствора.

Процессу набухания-усадки подвержены практически все глинистые породы, как четвертичные, так и дочетвертичные образования. Голоценовые и современные аллювиальные глинистые отложения развиты в поймах крупных рек: Кубани, Лабы, Белой и др. По литологическому составу они представлены илами, глинами и суглинками. При избыточном увлажнении вышеописанные глинистые породы набухают. В пределах Западно-Кубанской равнины глинистые покровные отложения распространены очень широко.

Таманский полуостров характеризуется большим набором разновидностей набухающих грунтов от четвертичных до коренных глин с различными параметрами физико-механических свойств. Особенностью инженерно-геологического разреза Тамани является сочетание просадочных и набухающих грунтов.

На Северо-Западном Кавказе набухающими свойствами обладают четвертичные отложения, развитые на неогеновых, палеогеновых, меловых и в меньшей степени на юрских коренных породах. На Северо-Западном и большей степени на Западном Кавказе в крупнообломочных грунтах в виде заполнителя распространены глины и суглинки набухающие.

### *Подтопление*

Подтопление территории осуществляется грунтовыми водами, первым от поверхности водоносным горизонтом. Глубина их залегания определяется климатическими условиями региона, особенностями геологического строения, геоморфологическими условиями, степенью дренированности территории и другими

факторами.

Основной источник питания грунтовых вод – атмосферные осадки. Лишь на сравнительно ограниченных участках существенную роль в питании грунтовых вод приобретает подток из нижележащих водоносных горизонтов и из поверхностных водотоков (в период паводков), а также из поверхностных водоемов. В зависимости от положения уровня подземных вод и глубины заложения коммуникаций и подземных сооружений последние могут оказаться постоянно или временно подтопленными.

Пространственные особенности проявления подтопления.

На территории края можно выделить шесть районов, различающихся интенсивностью и режимом подтопления:

1. Черноморское побережье Кавказа;
2. Горная часть Западного Кавказа;
3. Северные предгорья Западного Кавказа и террасированная левобережная равнина р. Кубани;
4. Дельта реки Кубани;
5. Азово-Кубанская равнина;
6. Побережье Азовского моря.

#### *Заболачивание*

Заболоченные пространства Краснодарского края отличаются тем, что не представляют собою болот в общепринятом смысле этого слова, так как в них в большинстве случаев отсутствует процесс торфообразования, вследствие этого они имеют своеобразный характер и носят особое название «плавней».

Выделяются следующие районы, отличающиеся друг от друга величиной пораженности и происхождением заболоченности:

1. Горная часть Западного Кавказа;
2. Северные и западные предгорья Западного Кавказа;
3. Азово-Кубанская равнина;
4. Дельта Кубани;
5. Побережье Азовского моря.

## *Засоление*

Засоленные почвы развиты на территории Краснодарского края довольно широко. Они располагаются на равнинной части края в зоне сухих степей. Естественное засоление возникает вследствие длительного процесса восходящего движения растворов и испарения воды влажной почвы в количестве, превышающем атмосферные осадки. Вторичным засолением называется процесс ускоренного засоления почв в результате резкого нарушения гидрологического режима грунтов засушливых районов при производственной деятельности человека. Засоленные почвы делятся на три основных группы: солончаки, солонцы и солоди в зависимости от типа засоления и от того, в каких горизонтах почвы происходит аккумуляция солей.

### ***2.2.4. Процессы, связанные с поверхностными водотоками***

#### *Эрозионно-аккумулятивные процессы постоянных водотоков*

##### 1. Донные эрозионные процессы постоянных водотоков.

Общей закономерностью пространственного развития процесса является наличие донной эрозии лишь в пределах горной части края. Все равнинные степные реки характеризуются режимом преобладания донной аккумуляции, что в целом обусловлено незначительными их годовыми расходами, не превышающими первый м<sup>3</sup>/сек, а также крайне выположенным характером их продольного профиля. Днища степных рек зачастую представляют собой заболоченные низины, степень заболоченности которых повышается к устьевым зонам, где формируются обычно обширные болотистые поймы, переходящие участками в лиманы.

Зона интенсивной донной эрозии постоянных водотоков отмечается в приводораздельной зоне в верховьях рек Агой, Нечепсухо, Псекупс. Далее на юго-востоке интенсивная донная эрозия характерна для верховьев и отдельных участков среднего течения рек Пшехи, Пшиша, Белой, Ходзи, Лабы, Урупа, Сочи, Псоу и их притоков. В распределении этих районов главная роль принадлежит орографическому, литологическому, возможно также неотектоническому факторам.

2. Эрозионно-аккумулятивные процессы на берегах постоянных водотоков (боковая эрозия и аккумуляция).

Береговые эрозионные процессы, так же, как и абразионные сопровождаются формированием вдольбереговых обвальных или оползневых уступов. Почти не сопровождается эрозия обвально-оползневыми явлениями лишь при размыве пойменных террас. Выделяется два основных типа берегов – с обвально-оползневыми уступами и низменные.

Боковой эрозии различной активности (от слабой до интенсивной) подвержены как различные участки высокой поймы, так и участки террас различного возраста. Эрозия является ведущим фактором формирования обвальных и оползневых уступов значительной протяженности. Особенно крупные оползневые массивы формируются как на правобережном уступе от х. Фордштад (в районе Армавира) до ст. Кавказской, г. Усть-Лабинск, ст. Ладожская так и на левобережном уступе долины р. Кубани от восточной границы края до с. Марьино.

В долинах рек Небуг, Агой, Туапсе, Шепси подверженность берегов эрозии в средних и нижних течениях колеблется от 30 до 70%. На участках размыва пойменных и низких надпойменных террас скорости отступления уступов достигают 4-5 м/год.

#### *Эрозионно-аккумулятивные процессы временных водотоков*

Условия развития и формы временных водотоков в равнинных и горных областях различны. В равнинных областях и области зон предгорий они образуют ложбины, лоцины, промоины, рывины, овраги и балки, образование оврагов происходит, как правило, на возвышенно-равнинных пространствах или на обрывистых террасовидных уступах рек, озер и морей в областях развития слабосвязанных и рыхлых, легко размываемых отложений, таких как супеси и суглинки, особенно лессовидные.

Временными водотоками в горах и, частично, в зонах предгорий образуются такие эрозионные формы как промоины, щели, ущелья, каньоны. В верховьях щелей и ущелий иногда образуются водосборные воронки.

### *Затопление*

На территории края встречается затопление двух видов: флювиальное и морское. Последнее, в свою очередь, подразделяется на нагонное и штормовое. На территории края можно выделить несколько районов, отличающихся друг от друга величиной пораженности и режимом затоплений:

- 1 – Побережье Черного моря и южный склон западного Кавказа;
- 2 – Побережье Азовского моря;
- 3 – Северный склон Западного Кавказа;
- 4 – Низовья Кубани;
- 5 – Азово-Кубанская равнина.

### *Сели*

Сель можно рассматривать как промежуточный процесс между деятельностью временных водотоков с одной стороны, и оползнями-потоками, с другой. Сель представляет собой кратковременный горный поток, состоящий из смеси воды и твердого материала, содержание которого намного больше, чем при обычных паводках и возникающий во время дождей, при интенсивном таянии снега и льда, а также при прорыве завалов и плотин в долинах, где имеются большие запасы рыхлообломочного материала.

Ливневые потоки в руслах временных водотоков и мелких рек слабо насыщены твердым материалом (объемная масса потока достигает по разным оценкам 1,05-1,12 г/см<sup>3</sup>), однако довольно частое их повторение приводит к формированию специфических конусов выноса пролювиально-селевого типа. На многих реках Черноморского побережья Кавказа при прохождении паводков транспортируются, хотя в общем на незначительные расстояния огромные массы пойменного аллювия. При резком переувлажнении оползневых масс формируются грязевые и грязекаменные связные потоки, отличные от оплывин тем, что проходят по выраженным ложбинам стока или по руслам элементарных водотоков. Снежные лавины в период снеготаяния часто превращаются непосредственно в снежные сели. У подножий крутых склонов в верховьях рек Безымянки, м. Лабы, Лауры

и др. образуются лавинно-селевые конуса выноса, заполняющие практически все днища долин на протяжении 2-6 км.

К селевым и селеопасным бассейнам относятся те долины, в которых наблюдаются случаи прохождения селей или по геологическим условиям наиболее вероятно их возникновение.

В горной части края селевые процессы распространены неравномерно. В юго-восточном направлении наблюдается постепенное возрастание количества селевых проявления, что вероятно, связано с увеличением энергии рельефа. В региональном плане больше всего проявлений отмечается в пределах западного окончания Центрального Кавказа, где они приурочены, в основном, к зонам Главного и Передового Кавказа. На Северо-Западном Кавказе селевые проявления имеют очаговый характер и развиты в районах городов Новороссийска и Туапсе, в долинах рек Нечепсухо, Псекупс, Мзымта, Псоу.

#### *Склоновые процессы плоскостной эрозии и аккумуляции*

Под плоскостной эрозией или плоскостным смывом понимают размывающую деятельность дождевых, ливневых и талых снеговых вод, происходящих более или менее равномерно по всей поверхности склонов и водоразделов.

Площадной смыв является начальной фазой развития эрозии и характеризуется смыванием рыхлых пород без следов линейного размыва. Происходит он на склонах оврагов, балок, бугров, холмов с типичными углами наклона от 2 до 35 и более градусов. Смыву подвергается, в основном, гумусированный слой почв и почвенный горизонт. Основными причинами развития этого вида эрозии являются талые воды, интенсивные ливни, распахивание полей и лишение склонов растительного покрова. В результате смыва образуются намывные шлейфы.

Помимо площадного смыва существует струйчатый смыв, происходящий по небольшим, непостоянным мигрирующим промоинам, глубиной врезания не превышающих первые десятки сантиметров. Струйчатый смыв является также начальной фазой развития эрозии, характеризуется смыванием рыхлых грунтов на склонах оврагов, балок, бугров, холмов с крутизной более 2<sup>0</sup>.

На территории края процессы плоскостной эрозии четко связаны с неотектоническими областями. Наиболее интенсивно и повсеместно они развиты в структурах устойчивых, инверсионных и регенерированных поднятий, выраженных в рельефе. Это своды Западного и Центрального Кавказа, примыкающие к ним зоны предгорий северного и южного склонов, Ставропольское поднятие, а также отдельные положительные структуры Тамани и Западно-Кубанского прогиба. Обычно принимается следующее соотношение степени смыва от крутизны склона при прочих равных условиях: слабый смыв при уклоне до  $3^{\circ}$ , средний –  $3-5^{\circ}$ , сильный –  $5-7^{\circ}$  и очень сильный смыв при уклоне 8 и более градусов.

### ***2.2.5. Процессы, связанные с береговой зоной морей***

#### *Абразионно-аккумулятивные процессы в береговой зоне морей*

Одним из важнейших для края являются абразионно-аккумулятивные процессы в береговой зоне морей. Значимость их в инженерно-геологическом плане определяется большой протяженностью береговых линий Азовского и Черного морей в пределах края при подавляющем преобладании абразионной составляющей над аккумулятивной, а также высокой освоенностью побережья.

Далее при изучении опасных геологических и инженерно-геологических процессов на примере территории Большого Сочи были систематизированы следующие сведения [23, 27]:

- геоморфологическая карта (рисунок 2.2.2);
  - карта четвертичных образований;
  - карта оползневой опасности (рисунок 2.2.3);
  - тектоническая схема (рисунок 2.2.4);
  - разрез к тектонической схеме (рисунок 2.2.5);
  - карта проявлений оползневого процесса (рисунок 2.2.6)
  - карта относительного положения склонов (рисунок 2.2.7);
  - карта крутизны склонов (рисунок 2.2.8);
  - карта селевой опасности территорий горного кластера (рисунок 2.2.9);
- а также
- карта сейсмичности Крымско-Северокавказского региона (рисунок 2.2.10) [225].

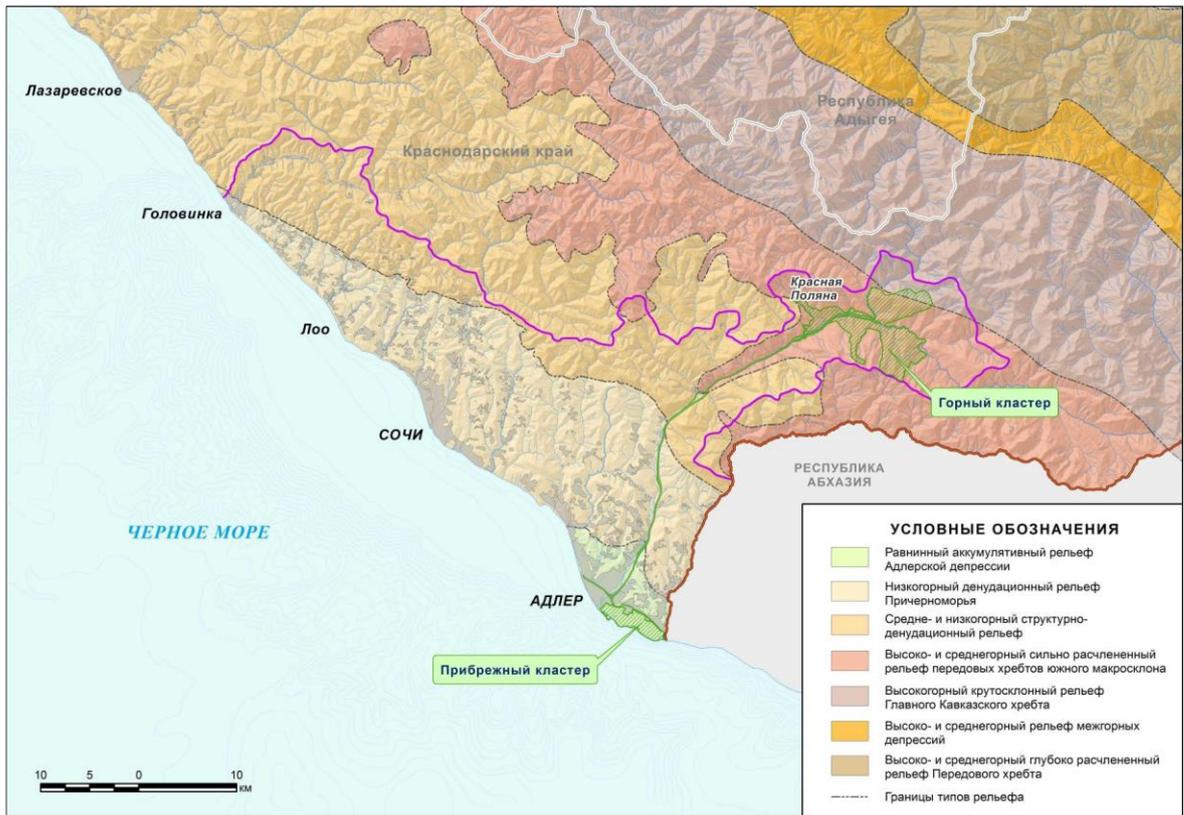


Рисунок 2.2.2 – Геоморфологическая карта Сочинского полигона (ФГБУ «Гидроспецгеология», 2016) [27]

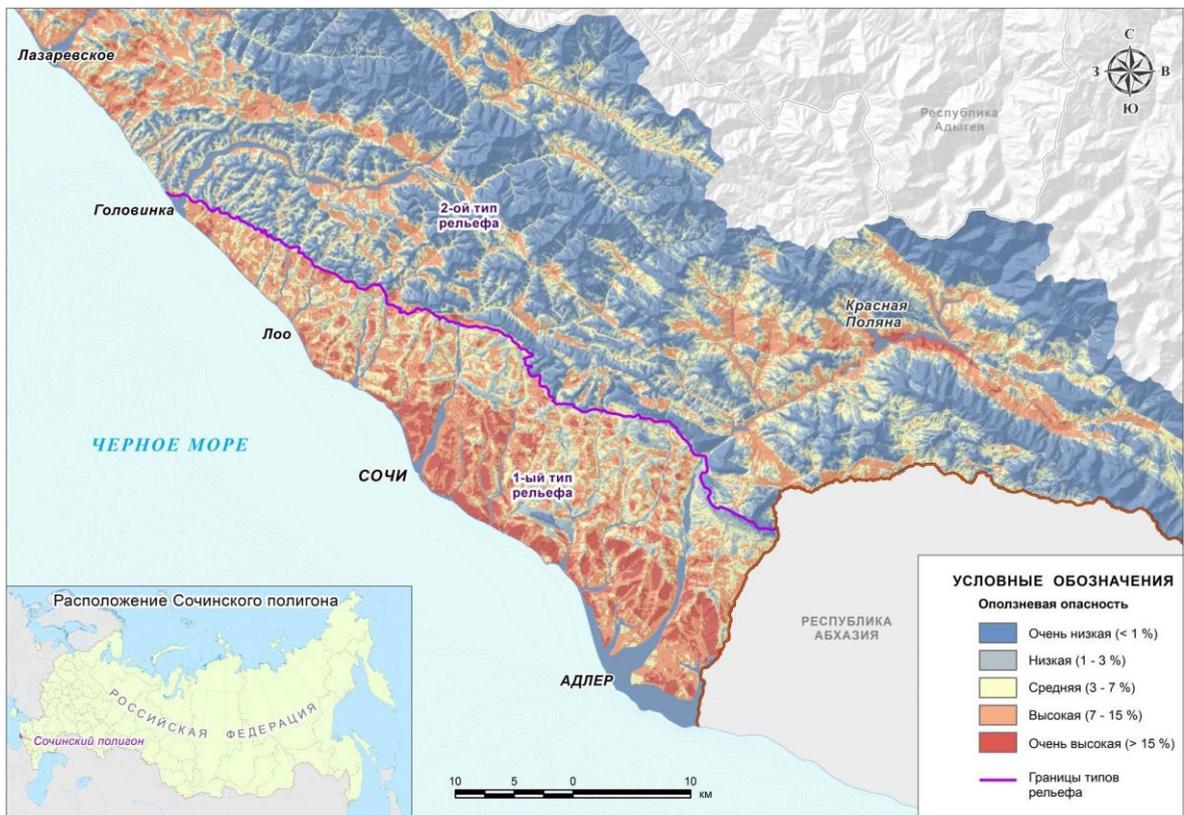


Рисунок 2.2.3 – Карта оползневой опасности на территории Большого Сочи (ФГБУ «Гидроспецгеология», 2016) [27]

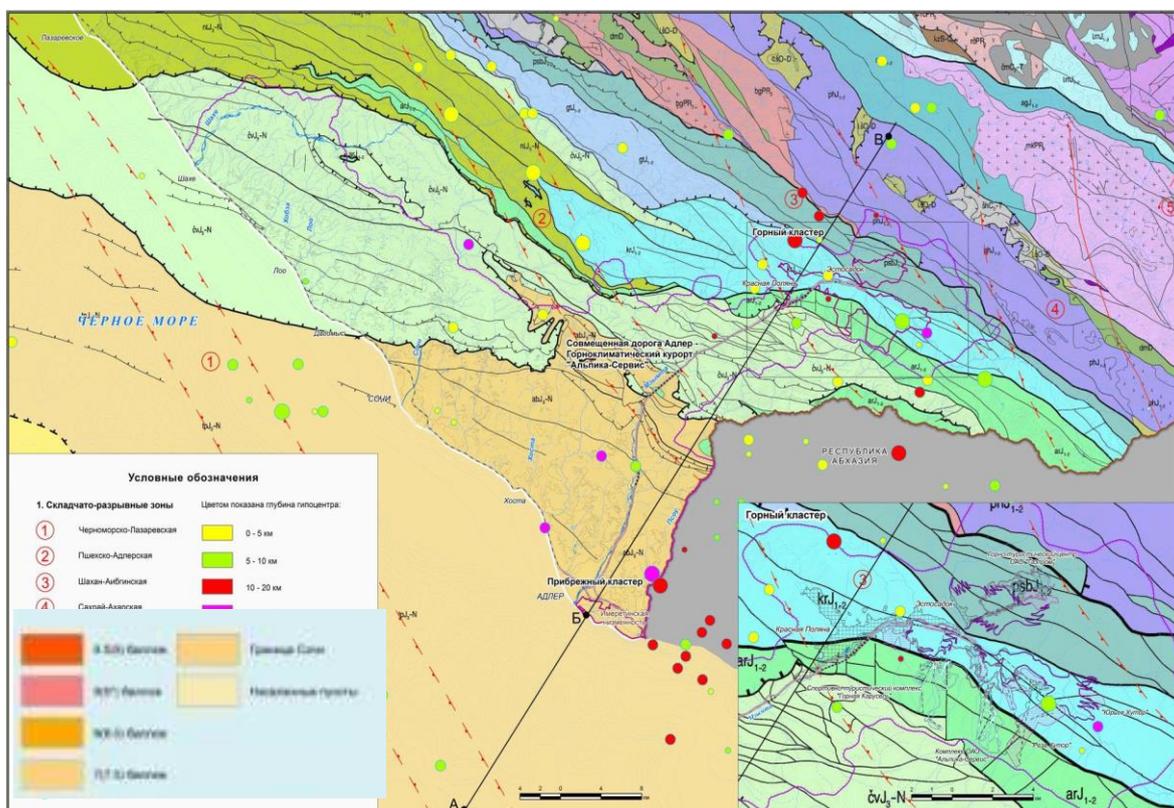


Рисунок 2.2.4 – Тектоническая схема Сочинского полигона (ФГБУ «Гидроспецгеология», 2016) [27]

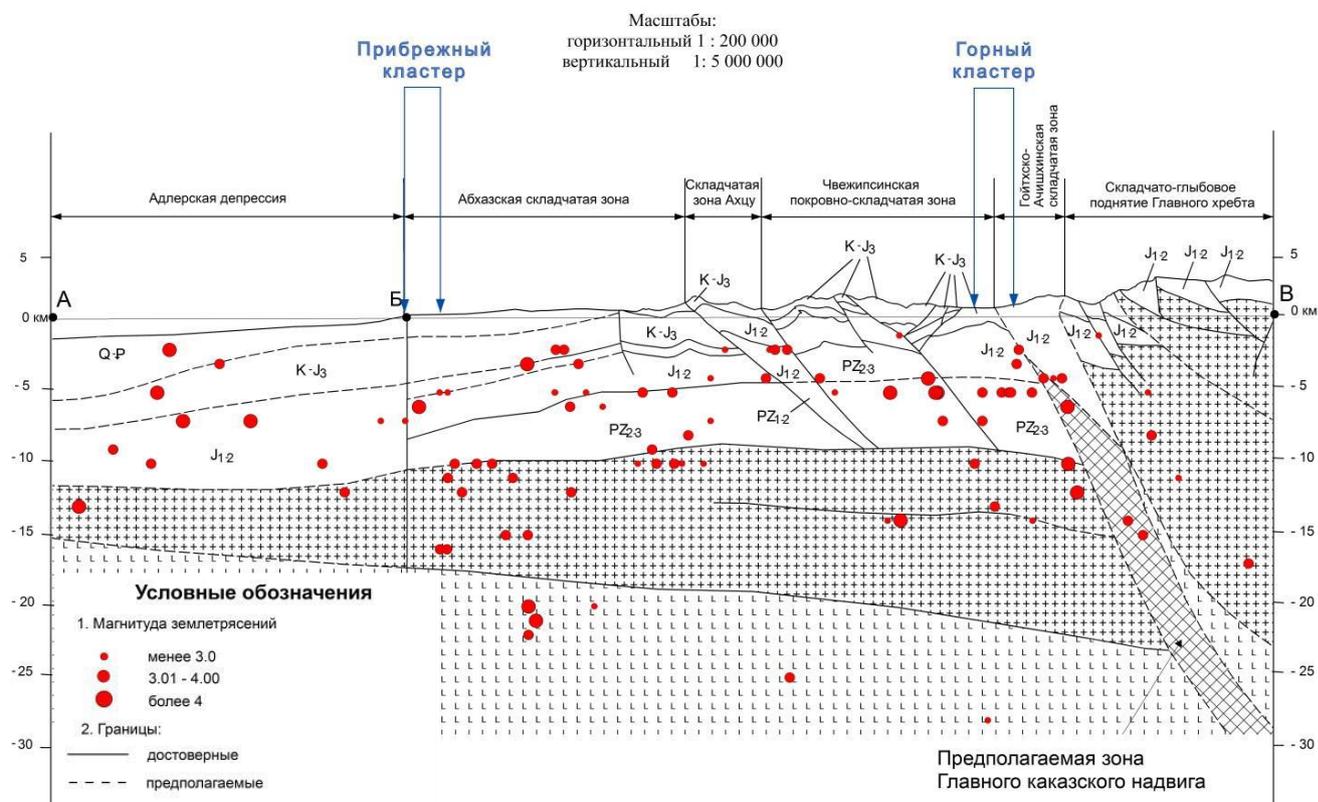


Рисунок 2.2.5 – Разрез к тектонической схеме Сочинского полигона (ФГБУ «Гидроспецгеология», 2016) [27]

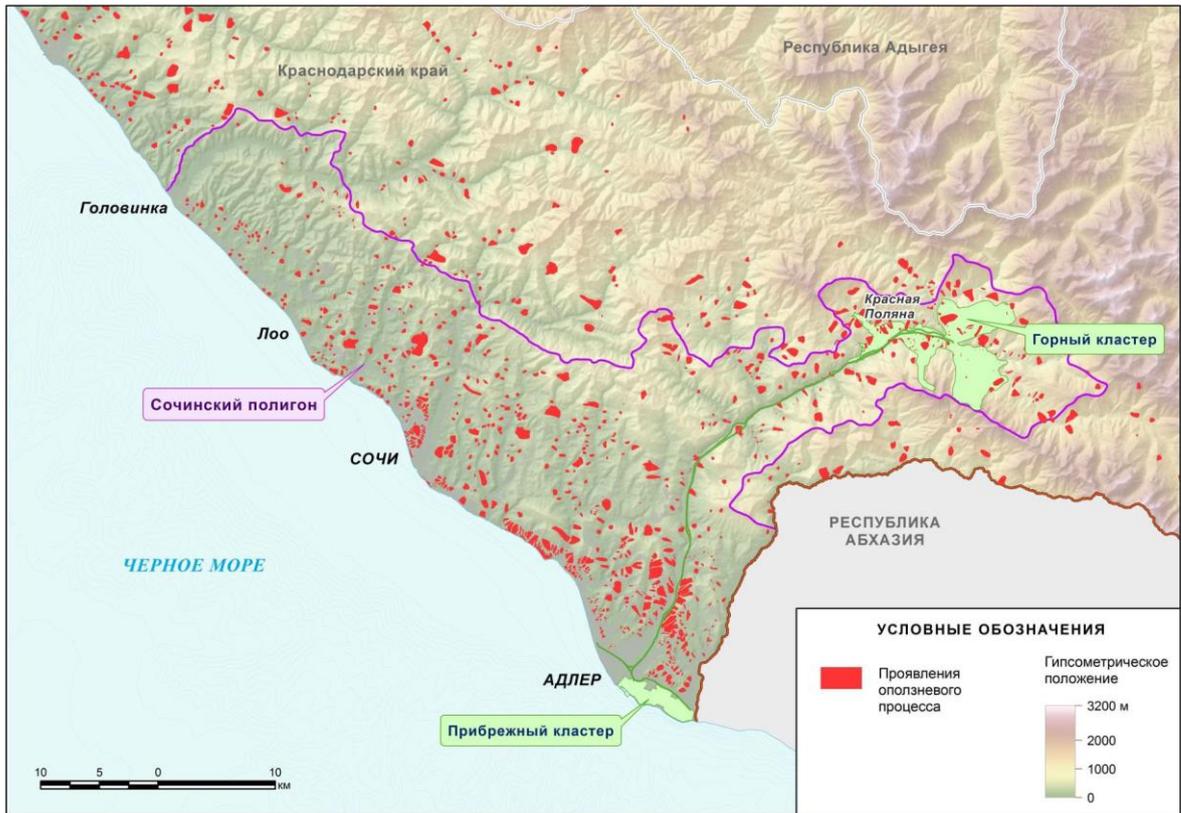


Рисунок 2.2.6 – Карта проявлений оползневой процесса на территории Большого Сочи (ОАО «Росстройизыскания», 2004-2012) [23]

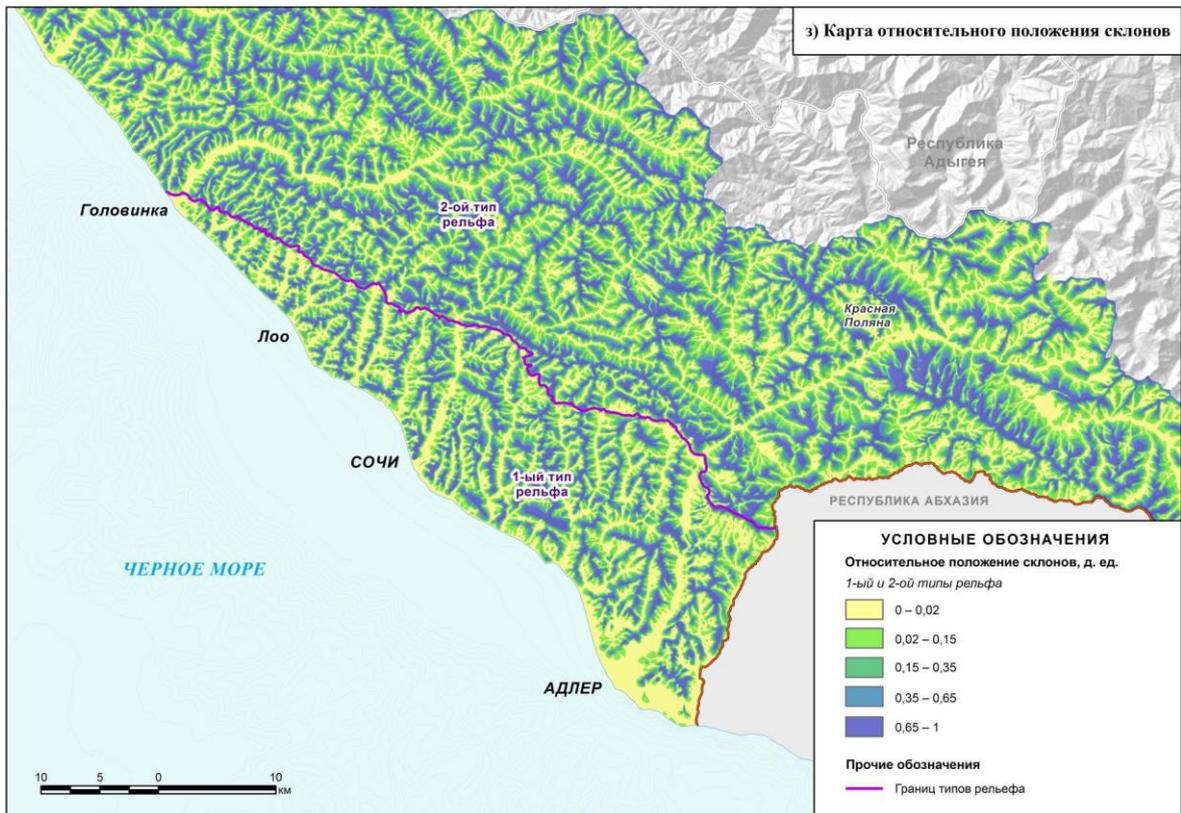


Рисунок 2.2.7 – Карта относительного положения склонов (ФГБУ «Гидроспецгеология», 2016) [27]

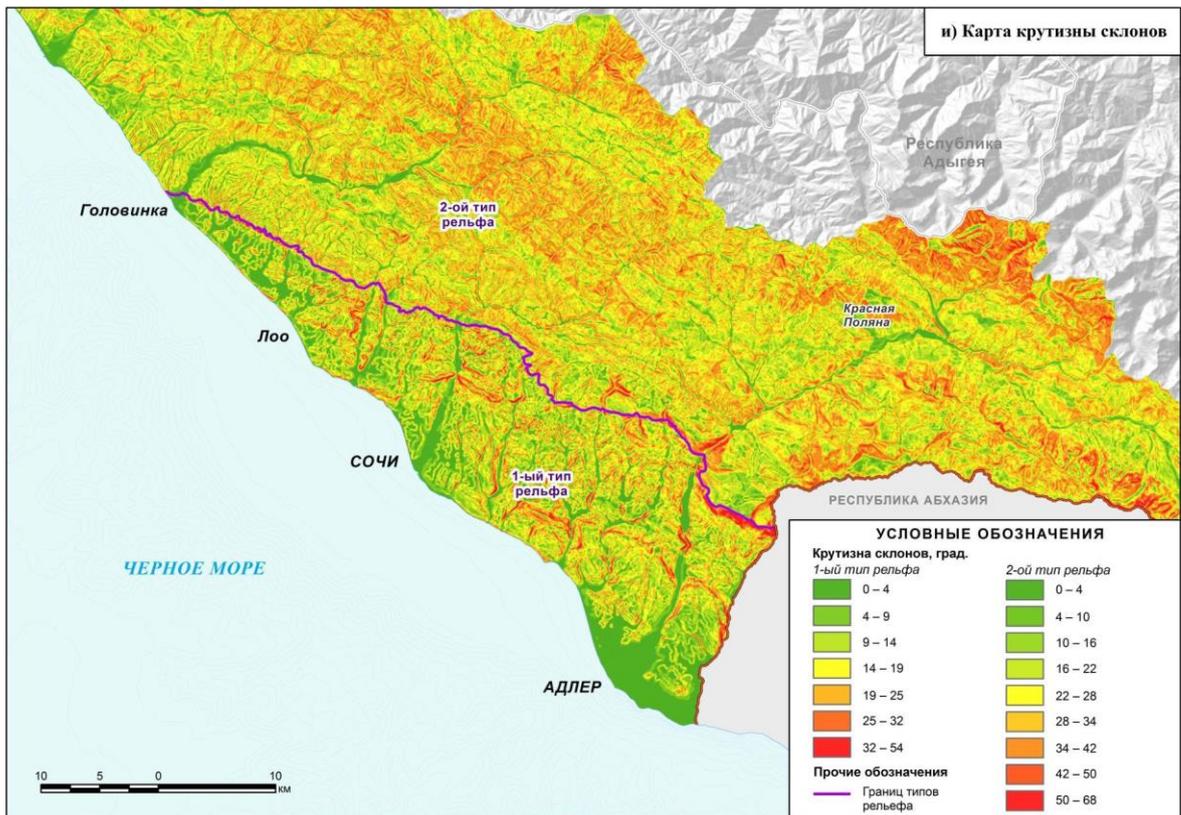


Рисунок 2.2.8 – Карта крутизны склонов Большого Сочи (ФГБУ «Гидроспецгеология», 2016) [27]

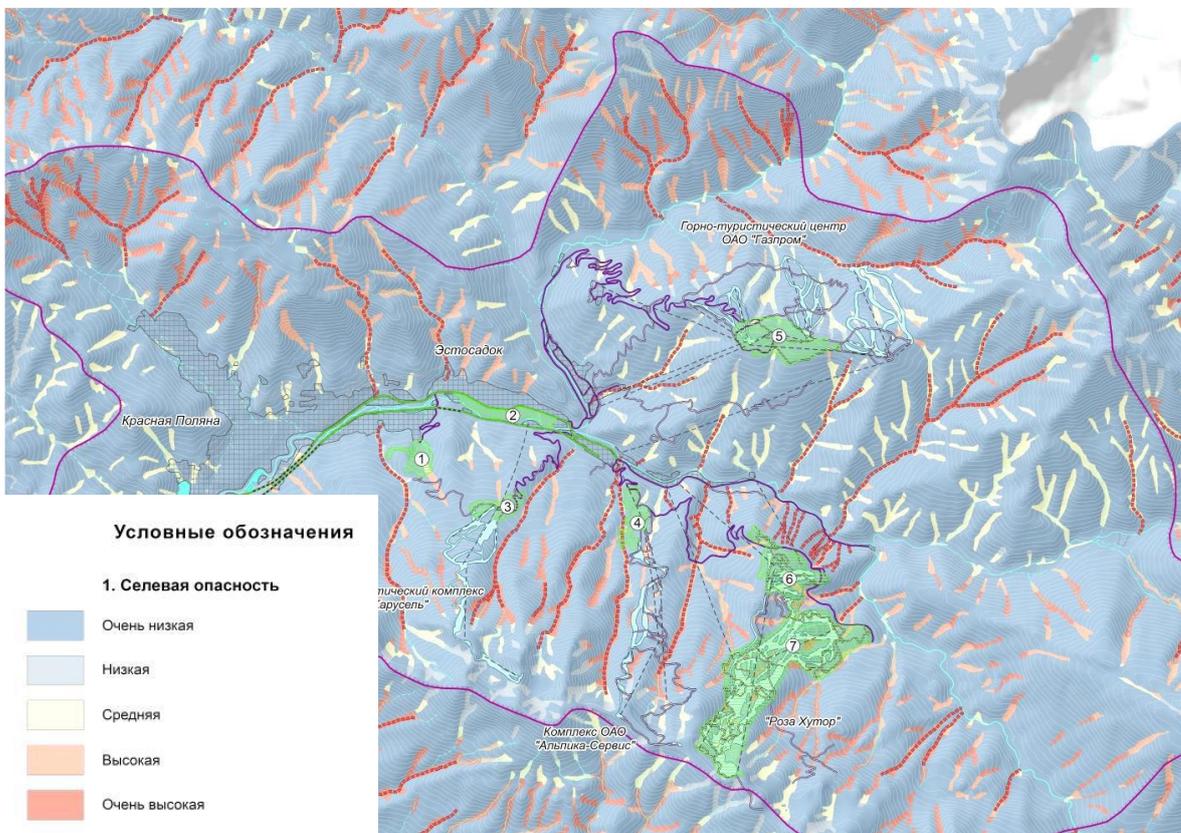


Рисунок 2.2.9 – Карта селевой опасности территории горного кластера Большого Сочи (ФГБУ «Гидроспецгеология», 2016) [27]

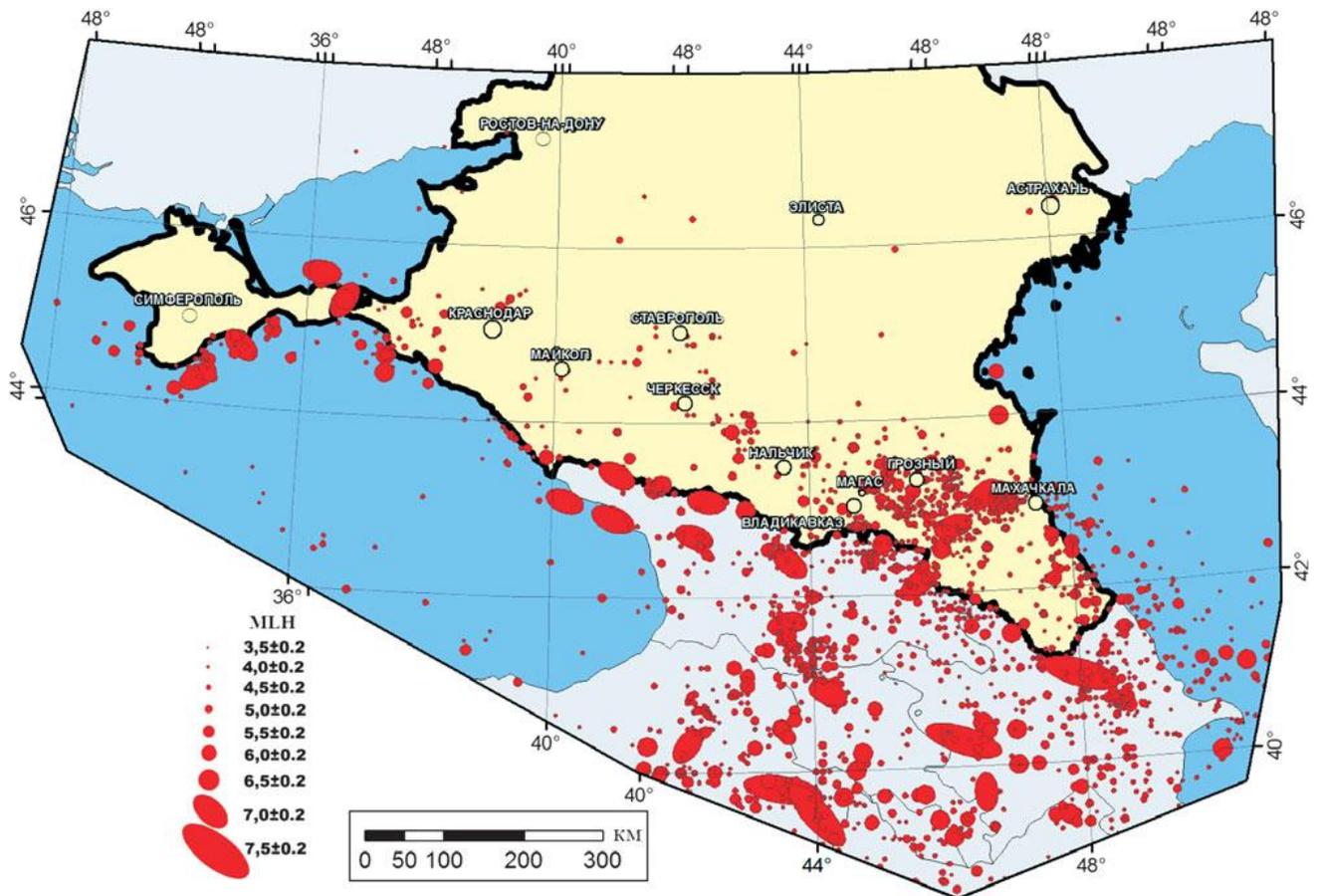


Рисунок 2.2.10 – Карта сейсмичности Крымско-Северокавказского региона (Уломов В.И. и др., 2015) [225]

По результатам проведенного системного анализа данных установлено, что простых инженерно-геологических условий в пределах Краснодарского края практически нет, простыми их можно назвать условно. Необходимость выполнения инженерной подготовки территории различной степени сложности продиктована объективными геологическими факторами.

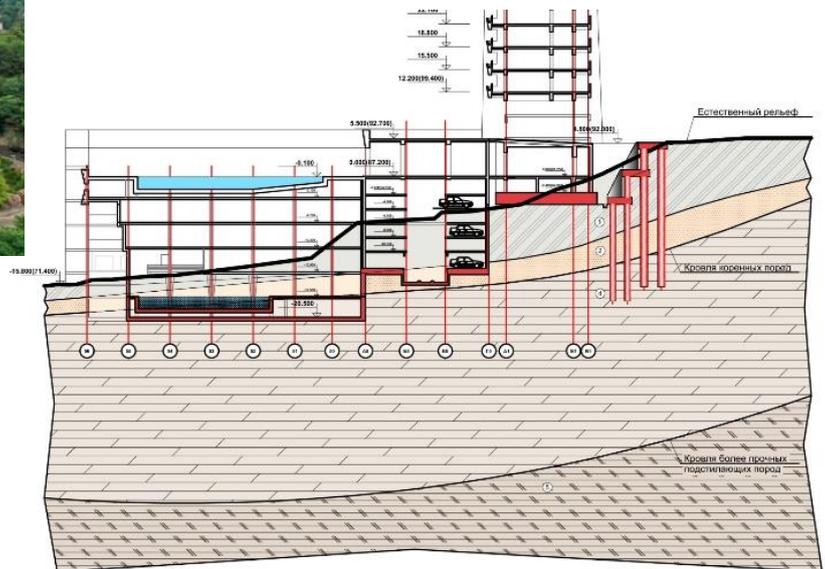
Многие инвестиционно привлекательные площадки отнесены к неблагоприятным для строительства, что определяет негативный прогноз для градостроительных вложений в развитие таких площадок со стороны частных инвесторов. Проведенное исследование территории по пригодности для строительства привело к необходимости развития методов расчета, конструирования и строительства фундаментов в описанных сложных грунтовых условиях во взаимосвязи с особенностями застройки конкретных территорий предполагаемыми типами зданий и сооружений, а также с учетом действующих опасных геологических и инженерно-геологических процессов.

### 2.3. Обобщение инженерно-геологических и гидрогеологических особенностей строительных площадок Юга России, характеризующихся как сложные для строительства многоэтажных и высотных зданий

При обобщении инженерно-геологических и гидрогеологических особенностей строительных площадок Юга России, характеризующихся как сложные, проведен анализ более чем для 100 площадок для строительства многоэтажных и высотных зданий.

Площадки были выбраны из числа объектов, в реализации которых соискатель принимал непосредственное участие: либо в качестве научно-технического сопровождения при проектировании и строительстве, либо в качестве ведущего специалиста при разработке технических решений фундаментов.

Ниже на рисунках 2.3.1-2.3.5 приведено описание некоторых из рассмотренных случаев при проектировании и строительстве многоэтажных и высотных зданий, где оценено одновременное сочетание неблагоприятных факторов.



- Сейсмичность 9 баллов
- Уклон рельефа более 25°
- Уклон в 2 направлениях
- Оползневые процессы
- Переменный УПВ
- Давление > 500 кПа

Рисунок 2.3.1 – Особенности условий строительства многоэтажного здания в г. Сочи по ул. Бытха [284]

- Сейсмичность 9 баллов
- Уклон рельефа более 20°
- Уклон в 2 направлениях
- Оползневые процессы
- Переменный УПВ
- Давление > 500 кПа

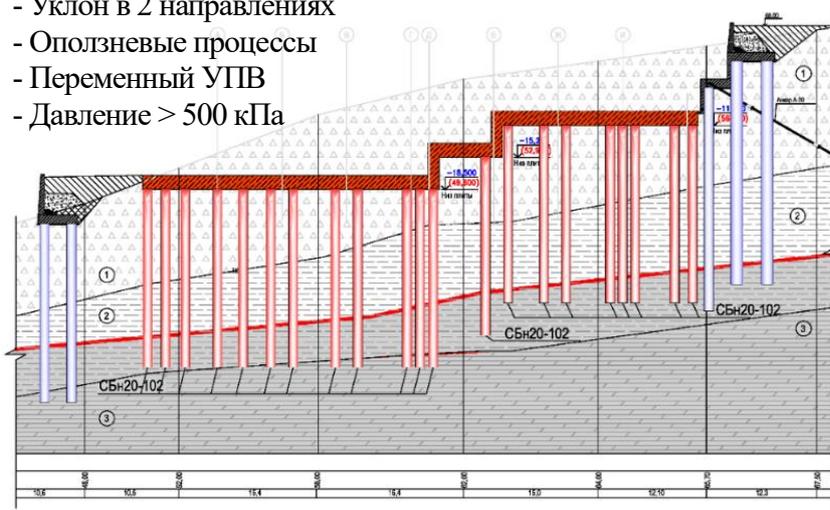


Рисунок 2.3.2 – Особенности условий строительства многоэтажного здания в г. Сочи по ул. Курортный проспект [281]

- Сейсмичность 8 баллов
- Уклон рельефа более 25°
- Более 5 различных ИГЭ
- Оползневые процессы
- Переменный УПВ
- Давление > 400 кПа
- Линзы слабых грунтов

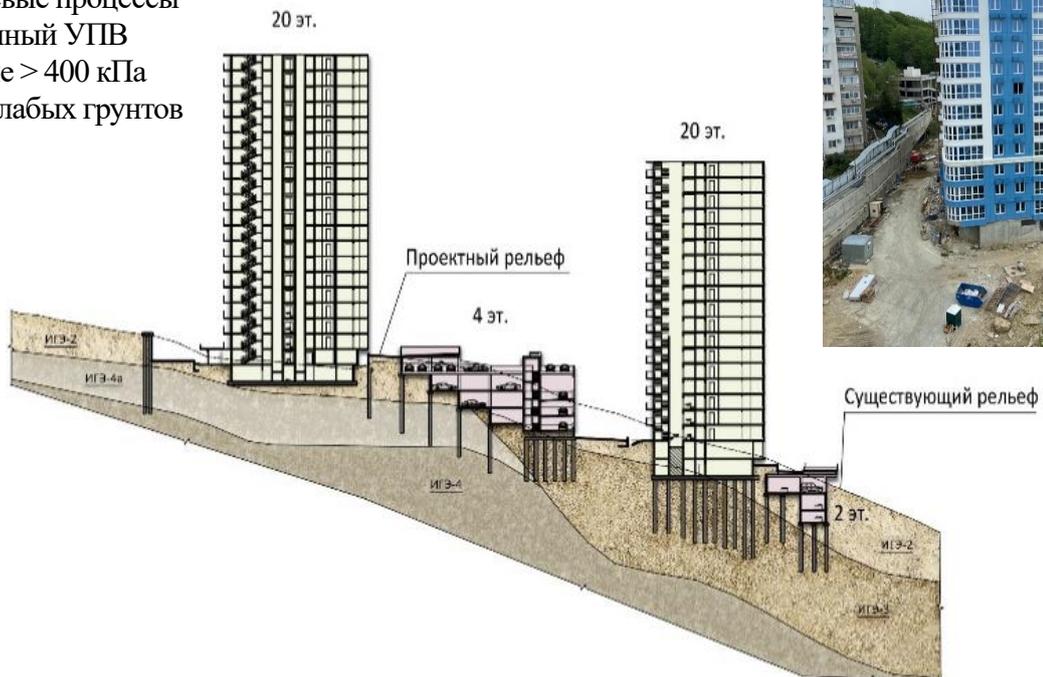
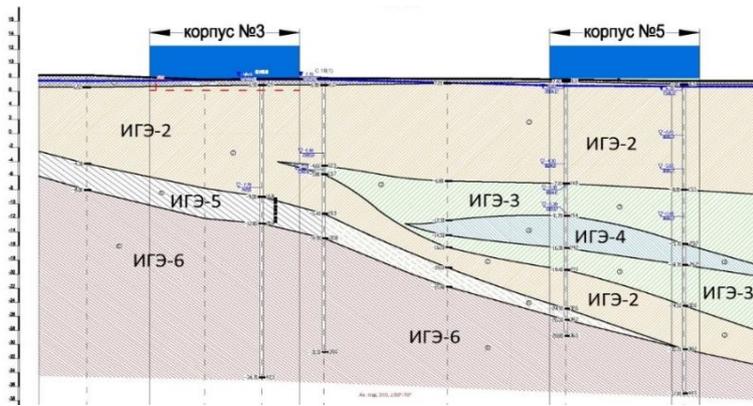
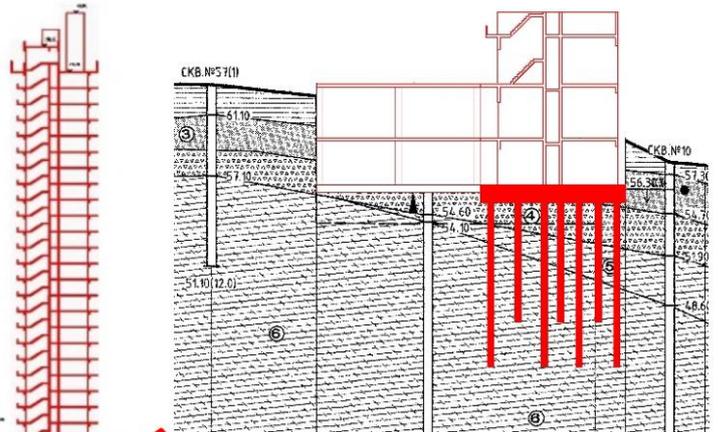


Рисунок 2.3.3 – Особенности условий строительства многоэтажного здания в г. Сочи по ул. Есауленко [279]



- Сейсмичность 8 баллов
- Уклон слоев более 25°
- Более 5 различных ИГЭ
- Переменный УПВ
- Давление > 300 кПа
- Линзы слабых грунтов

Рисунок 2.3.4 – Особенности условий строительства многоэтажного здания в г. Сочи по ул. Курортный проспект [282]



- Сейсмичность 8 баллов
- Уклон рельефа более 20°
- Уклон в 2 направлениях
- Оползневые процессы
- Переменный УПВ
- Давление > 500 кПа

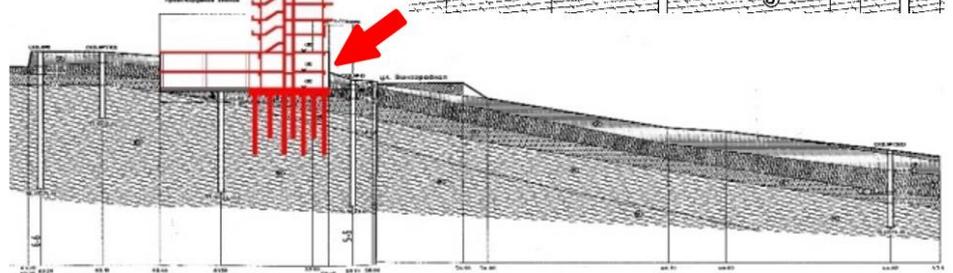


Рисунок 2.3.5 – Особенности условий строительства многоэтажного здания в г. Сочи по ул. Виноградная [106]

Анализ проведен более чем для 100 площадок строительства многоэтажных и высотных зданий, что позволило сделать предложение по формулированию особой категории инженерно-геологических условий строительства (п. 2.4).

## 2.4. Развитие категорий сложности инженерно-геологических условий строительства

В результате проведенных исследований (таблица 2.4.1) предложена *особая* категория сложности инженерно-геологических условий строительства, под которой понимается сочетание трех или более следующих факторов: значительный перепад отметок рельефа в пределах строительной площадки; риск проявления оползневых и гравитационных процессов; высокая расчетная сейсмичность площадки строительства; незакономерное чередование слоев основания с значительной неоднородностью по показателям свойств грунтов в плане или по глубине; уклоны рельефа в двух направлениях.

Таблица 2.4.1 – Предлагаемая категория сложности инженерно-геологических условий строительства (особая)

Фактор	Категория сложности инженерно-геологических условий строительства
	Особая
Геоморфологические условия	В пределах площадки (участка) строительства выявлено несколько геоморфологических элементов разного генезиса. Углы наклона естественного рельефа более 15%. Уклоны в пределах площадки – в двух направлениях. Поверхность сильно расчлененная
Геологические в сфере взаимодействия зданий и сооружений с геологической средой	Более пяти слоев разной мощности. Угол уклона всех слоев более 10°. Уклоны слоев в двух направлениях. Незакономерное чередование слоев с значительной степенью неоднородности по показателям свойств грунтов, изменяющихся в плане или по глубине. Наличие линз, тектонических нарушений. Скальные (полускальные) грунты сильно трещиноватые, расчлененные, выветрелые (угол падения слоев более 30°). Широкое распространение специфических грунтов в пределах площадки на глубину более 5 метров
Гидрогеологические в сфере взаимодействия зданий и сооружений с геологической средой	Два и более водоносных горизонта, гидравлически связанных между собой фильтрационными окнами. Коэффициенты фильтрации подземных вод превышают 50 м/сут. Подземные воды оказывают агрессивное воздействие на бетонные и металлические конструкции. Факторы оказывают решающее влияние на выбор проектных решений, строительство и эксплуатацию объектов
Геологические и инженерно-геологические процессы, отрицательно влияющие на условия строительства и эксплуатации зданий и сооружений	Имеют повсеместное распространение при одновременном сочетании двух и более процессов (сейсмических, оползневых, гравитационных, подтопления). Факторы оказывают решающее влияние на выбор проектных решений, строительство и эксплуатацию объектов

\* При составлении описания предлагаемой категории сложности грунтовых условий за основу взята форма Таблицы Г.1 Приложения Г к СП 47.13330.2016 [197]

***Выводы по Разделу 2***

1. Приведены результаты исследований опасных инженерно-геологических процессов и сведения об их распространении на территории Юга России.
2. Выполнено обобщение инженерно-геологических и гидрогеологических особенностей строительных площадок Юга России, характеризующихся как сложные для строительства многоэтажных и высотных зданий.
3. На основе анализа грунтовых особенностей рассматриваемых площадок, сформулировано определение особых условий строительства многоэтажных и высотных зданий, и установлены признаки их формирования.

### **3. РАЗРАБОТКА МЕТОДИКИ И ВЫБОР ПАРАМЕТРОВ ДЛЯ РАСЧЕТА И КОНСТРУИРОВАНИЯ СВАЙНЫХ ФУНДАМЕНТОВ МНОГОЭТАЖНЫХ И ВЫСОТНЫХ ЗДАНИЙ**

#### **3.1. Обобщение многочисленных результатов полевых испытаний буровых свай и разработка системы поправочных коэффициентов для оценки несущей способности свай, сгруппированных по определяющим параметрам**

В период с 2000 года и по настоящее время буровые сваи, устраиваемые различными способами, получили широкое распространение при строительстве фундаментов высотных и многоэтажных зданий на территории Юга России. Это дало возможность собрать значительную базу данных по результатам испытаний натуральных свай на площадках строительства и обобщить полученные результаты по исследуемым параметрам. Одним из таких параметров являлось отношение расчетного значения несущей способности сваи к фактическому значению, полученному в ходе проведения испытаний (таблица 3.1.1). Всего были проанализированы результаты испытаний на более чем 100 объектах, которые выполнялись организациями ООО «ГТС», ООО «Основа 23», ОАО «НИЦ Морские берега» и др. (2007-2022 гг.). От поверхности котлована до разведанной глубины залегали супеси, суглинки и глины от твердой до мягкопластичной консистенции. По боковой поверхности свай встречены преимущественно глинистые грунты, на отдельных площадках с прослойками песка. Заглубление нижних концов свай в несущий слой во всех случаях превышало 1 м. Длина свай составляла 9,5-35 м, диаметр 250-800 мм. В основном, испытания проводились по стандартной методике и предполагали ступенчатую передачу нагрузки на сваю вплоть до исчерпания несущей способности по одному из критериев, согласно ГОСТ 5686-2020 п. 8.2.4 [35].

Для анализа результатов были выделены четыре группы свай. Первые две группы разделяют их по диаметрам: малого диаметра – до 350 мм, большого диаметра – 350 мм и выше. Другие две группы характеризуются различным отношением  $l/d$ . Для относительно жестких свай характерно отношение  $l/d$  менее 25, а для гибких более 25.

Для всех рассмотренных свай определена несущая способность по грунту (СП 24.13330.2011) и сопоставлена с результатами их натуральных испытаний.

Также в таблице 3.1.1 приведены значения фактических осадок одиночных свай  $s_a$ , которые сравниваются с расчетным значением  $s_{c1}$  по [193], и с расчетным значением  $s_{c2}$  по методике [194]. Результаты приведены для некоторых объектов (всего проанализировано 120 случаев), выполненных в период с 2000 по 2022 год.

Таблица 3.1.1 – Сравнение фактических и расчетных значений несущей способности и осадок одиночных висячих буровых свай

№	Тип грунта под острием	$d$ , мм	$l$ , м	$l/d$	$F_{dc}$ , кН	$F_{da}$ , кН	$F_{da}/F_{dc}$	$s_a$ , мм	$s_{c1}$ , мм	$s_{c2}$ , мм	$s_a/s_c$	
											$s_a/s_{c1}$	$s_a/s_{c2}$
1	Песок, средней крупности, плотный	250	15	60.00	834.6	1200	<b>1.44</b>	15	6.1	14.4	<b>2.46</b>	<b>1.04</b>
2	Песок, средней крупности, плотный	250	17	68.00	795.3	1150	<b>1.45</b>	16	4.3	14.9	<b>3.72</b>	<b>1.07</b>
3	Песок, мелкий, плотный	250	11	44.00	342	735	<b>2.15</b>	9.55	5.44	5.7	<b>1.76</b>	<b>1.68</b>
4	Песок мелкий, плотный	350	11	31.43	680.9	700	<b>1.03</b>	7.28	4.20	5.70	<b>1.73</b>	<b>1.28</b>
5	Песок гравелистый, средней плотности	350	19	54.29	911.7	1200	<b>1.32</b>	14.90	4.30	13.60	<b>3.47</b>	<b>1.10</b>
6	Песок средней крупности, средней плотности	350	18.6	53.14	1277.4	1400	<b>1.10</b>	22.00	5.52	9.40	<b>3.99</b>	<b>2.34</b>
7	Песок средней крупности, плотный	350	9.5	27.14	745.7	1710	<b>2.29</b>	40.04	13.20	13.80	<b>3.03</b>	<b>2.90</b>
8	Песок мелкий, средней плотности	350	15.6	44.57	850.1	1400	<b>1.65</b>	18.73	66.90	14.80	<b>0.28</b>	<b>1.27</b>
9	Песок пылеватый, средней плотности	350	19	54.29	883.9	1400	<b>1.58</b>	5.88	8.50	14.20	<b>0.69</b>	<b>0.41</b>
10	Песок мелкий, средней плотности, водонасыщенный	400	22.5	56.25	1932.6	2750	<b>1.42</b>	32.5	10.4	17.5	<b>3.13</b>	<b>1.86</b>
11	Супесь пластичная	630	24	38.10	3096.8	4000	<b>1.29</b>	2.42	41.3	19.2	<b>0.06</b>	<b>0.13</b>
12	Супесь пластичная	630	24	38.10	2595.2	4000	<b>1.54</b>	9.2	41.3	19.2	<b>0.22</b>	<b>0.48</b>
13	Супесь пластичная	630	24	38.10	2286.1	4000	<b>1.75</b>	15.86	41.3	22.83	<b>0.38</b>	<b>0.69</b>
14	Супесь пластичная	630	24	38.10	2328.2	4000	<b>1.72</b>	5.88	41.3	17.3	<b>0.14</b>	<b>0.34</b>
15	Супесь пластичная	630	24	38.10	2181.9	4000	<b>1.83</b>	10.42	41.3	24.4	<b>0.25</b>	<b>0.43</b>
16	Глина слабонабухающая, щебенистая	720	19	26.39	1113.8	2000	<b>1.80</b>	14.70	11.90	12.33	<b>1.24</b>	<b>1.19</b>

№	Тип грунта под острием	$d$ , мм	$l$ , м	$l/d$	$F_{dc}$ , кН	$F_{da}$ , кН	$F_{da}/F_{dc}$	$s_a$ , мм	$s_{c1}$ , мм	$s_{c2}$ , мм	$s_a/s_c$	
											$s_a/s_{c1}$	$s_a/s_{c2}$
17	Суглинок	630	20	31.75	1202.5	4000	<b>3.33</b>	12.50	15.80	32.10	<b>0.79</b>	<b>0.39</b>
18	Суглинок	630	15	23.81	674.9	2200	<b>3.26</b>	33.15	30.80	56.40	<b>1.08</b>	<b>0.59</b>
19	Суглинок	630	20	31.75	1475.2	4000	<b>2.71</b>	2.31	15.80	28.20	<b>0.15</b>	<b>0.08</b>
20	Суглинок	630	11	17.46	438.8	1600	<b>3.65</b>	27.20	45.90	28.30	<b>0.59</b>	<b>0.96</b>
21	Суглинок	400	35	87.50	1624.8	2500	<b>1.54</b>	28.20	6.10	22.90	<b>4.62</b>	<b>1.23</b>
22	Суглинок	400	26	65.00	1784.4	2400	<b>1.34</b>	23.40	7.70	19.90	<b>3.04</b>	<b>1.18</b>
23	Суглинок	630	20	31.75	1700.4	2400	<b>1.41</b>	43.30	9.50	16.10	<b>4.56</b>	<b>2.69</b>
24	Суглинок	400	33	82.50	2092.3	2750	<b>1.31</b>	30.00	7.10	22.95	<b>4.23</b>	<b>1.31</b>

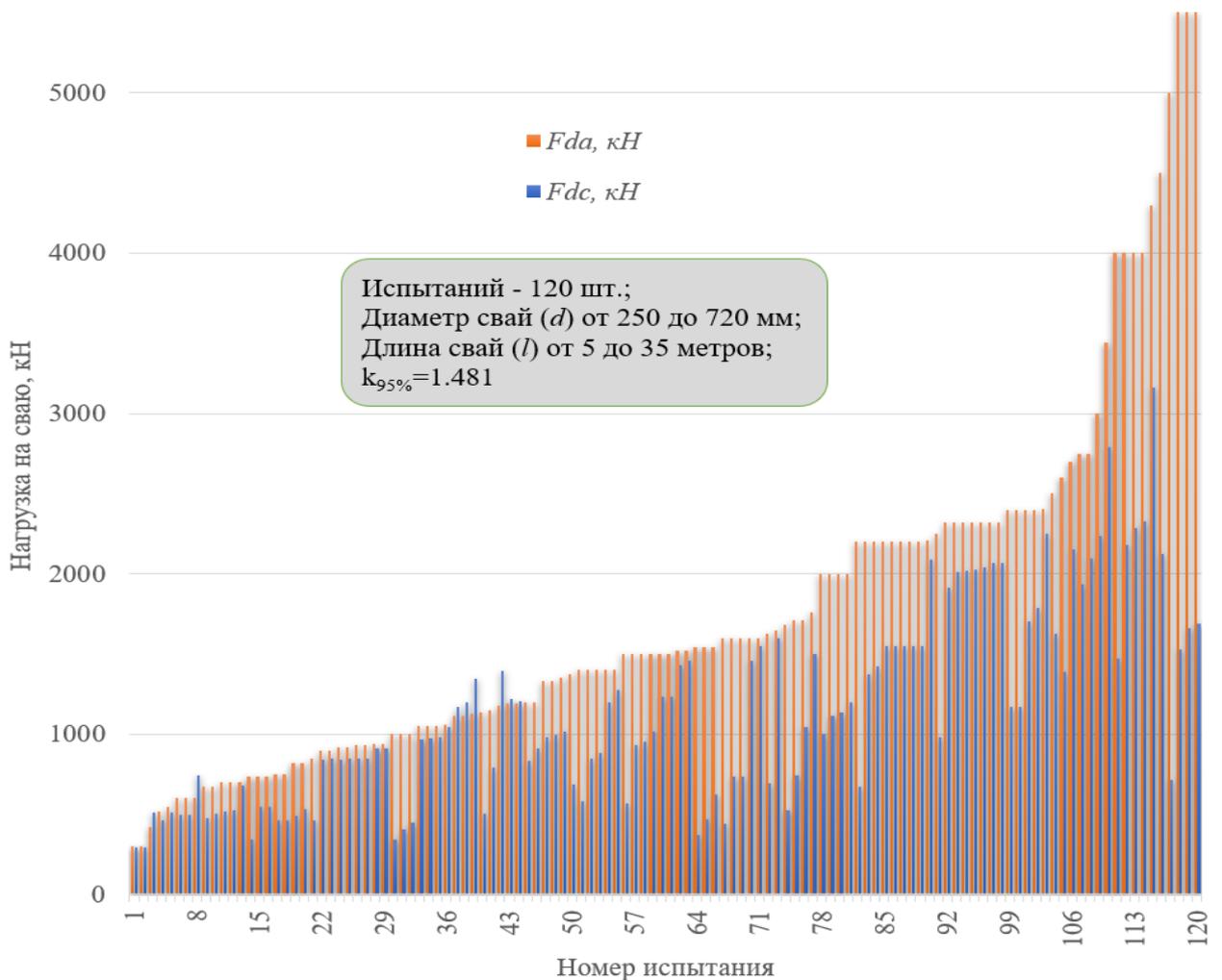


Рисунок 3.1.1 – Отношение расчетного значения несущей способности свай к фактическому значению, полученному в ходе проведения 120 испытаний для различных строительных площадок в особых условиях Юга России

Полученные результаты для испытанных свай, сгруппированных по исследуемым параметрам, представлены на рисунке 3.1. Диаграммы составлены для сравнительного анализа фактической ( $F_{da}$ ) и расчетной ( $F_{dc}$ ) несущей способности свай. Пунктирной линией обозначены диагонали диаграмм, которые соответствуют единичному отношению фактических значений к расчетным.

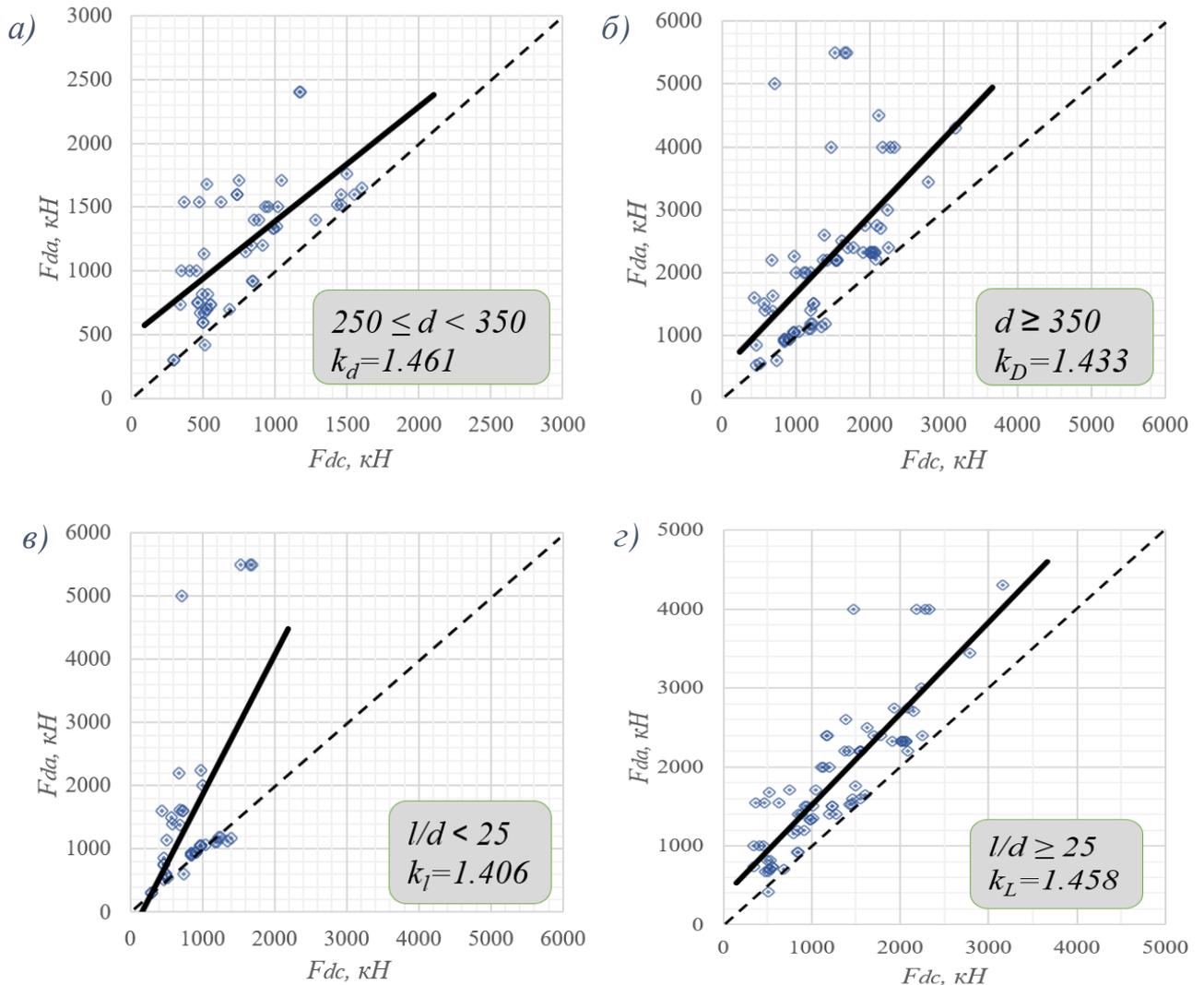


Рисунок 3.1.2 – Сравнительные диаграммы фактической ( $F_{da}$ ) и рассчитанной ( $F_{dc}$ ) несущей способности для буровых висячих свай, сгруппированных по определяющим параметрам: а)  $250 \text{ мм} \leq d \leq 350 \text{ мм}$ ; б)  $d > 350 \text{ мм}$ ; в)  $l/d < 25$ ; з)  $l/d > 25$

Для определения количественных характеристик результатов сравнения проведена статистическая обработка, в ходе которой вычислены: средняя арифметическая зависимость, среднее квадратичное отклонение и коэффициент вариации, а также ошибки этих показателей.

Средняя арифметическая зависимость  $F_{da}/F_{dc} = \bar{X}$  для каждой группы свай характеризует среднюю величину членов ряда. Среднее квадратичное отклонение  $G$  подтверждает типичность и показательность средней арифметической, отражает меру колебания численных значений, из которых выводится средняя величина.

$$G = \sqrt{\frac{\sum(X_i - \bar{X})^2}{N-1}} \quad (3.1.4)$$

Коэффициентом вариации можно оценить разброс одного и того же признака в нескольких совокупностях с различными средними арифметическими значениями и определить однородность совокупности. При коэффициенте вариации меньше 33% совокупность считается однородной.

$$V = \frac{G}{\bar{X}} \cdot 100\% \quad (3.1.5)$$

Однородная совокупность при доверительной вероятности 0,95 дала возможность разработать систему поправочных коэффициентов для оценки несущей способности свай, сгруппированных по рассматриваемым параметрам. Для свай диаметром  $250 \text{ мм} \leq d \leq 350 \text{ мм}$  поправочный коэффициент к расчету несущей способности составил  $k_d = 1,461$ , при диаметре свай свыше 350 мм  $k_D = 1,433$ . Для свай с соотношением  $l/d < 25$  коэффициент составил  $k_l = 1,406$ ; при  $l/d > 25$   $k_L = 1,458$ .

Определение осадки свай в используемых нормативных методах зависит от значения общего модуля деформации грунта основания  $E_0$ . На величину модуля деформации влияет методика ее определения и процесс испытания отобранных образцов: в лаборатории или in-situ и пр. Различные методы могут приводить к большому разбросу значений расчетных модулей деформации и прочих физико-механических характеристик грунтового массива. Таким образом, тип фундамента проектируемого здания может быть принят неверно, с большим запасом использованного материала, если корректные исходные данные в ходе инженерных изысканий не были получены. Натурные испытания свай косвенно подтверждают это, показывая в результате значения сопротивления свай внешней нагрузке порой в 1,5-2 раза больше, чем расчетные значения. Резервы сопротивления свай могут

быть использованы путем корректировки расчетных методов, в частности, за счет введения дополнительных поправочных коэффициентов [109].

Для определения параметров свайно-плитного фундамента с применением буровых свай (длина, диаметр) разработана программа для ЭВМ «*CPRF-CFA*» (свидетельство о регистрации программы для ЭВМ № 2013617142), позволяющая определять рациональное размещение свай в пределах опорной площади фундамента с учетом применения поправочных коэффициентов ( $k_l, k_d, k_L, k_D$ ), соответствующих параметрам применяемых свай, а также с учетом выделения угловых, краевых и центральных участков фундаментной плиты.

### **3.2. Совершенствование алгоритма расчета и конструирования свайного фундамента на основе уточненных значений несущей способности свай**

Разработанная программа «*CPRF-CFA*» [109, 182] позволяет использовать накопленные данные испытаний натуральных свай, статистически учитывать выявленные резервы их фактической несущей способности и использовать для регулирования осадок фундамента. Основой программы служит усовершенствованный метод проектирования свайных фундаментов с выделением расчетных зон в зависимости от расчетных деформаций с распределением свай требуемой длины и диаметра в этих зонах.

Расчетное сопротивление свай определяется по нормативному методу [194] (СП 24.13330.2011) с учетом предложенных эмпирических поправочных коэффициентов, определяемых из открытой для дополнения базы данных испытаний свай и сравнительного анализа с расчетными значениями. Пользователь вводит результаты испытаний с учетом классификации свай по определяющим параметрам. Результаты расчета служат основой при проектировании свайно-плитных фундаментов на песчаных и глинистых грунтах. Программу можно использовать, наполняя ее исключительно данными испытаний свай в пределах конкретного географического региона – области, края, города или участка строительства.

Программа состоит из четырех основных модулей:

– модуль базы данных теоретических и эмпирических значений несущей способности буровых свай для определения поправочных коэффициентов, сгруппированных по определяющим параметрам;

– модуль ввода исходных данных;

– модуль расчета несущей способности свай различного диаметра и длины;

– модуль расчета параметров свайно-плитного фундамента.

В процессе изучения фактической несущей способности буровых свай накоплена обширная база данных их полевых испытаний и проведен сопоставительный анализ с расчетными значениями (п. 3.1). В результате статистической обработки результатов исследований установлены поправочные коэффициенты, выделенные для свай различного диаметра. База данных представлена в удобном виде и имеет возможность внесения новых результатов полевых испытаний и теоретических расчетов для уточнения прогнозируемой несущей способности. Для удобства внесения новых данных и изменения критерия деления свай на группы создан отдельный модуль программы, позволяющий оперативно выполнять данную процедуру (рисунок 3.2.1).

База теоретических и экспериментальных данных несущей способности свай

	Диаметр	Длина	Нагрузка при испытаниях	Расчётная нагрузка	Коэффициент
1	720	19	2000	1113,8	1,8
2	630	24	4000	3096,8	1,29
3	630	24	4000	2595,2	1,54
4	630	24	4000	2286,1	1,75
5	630	24	4000	2328,2	1,72
6	630	24	4000	2181,9	1,83
7	630	20	4000	1202,5	3,33
8	630	20	4000	1475,2	2,71
9	630	20	2400	1700,4	1,41
10	630	15	2200	674,9	3,26
11	630	11	1600	438,8	3,65
12	400	35	2500	1624,8	1,54
13	400	33	2750	2092,3	1,31
14	400	26	2400	1784,4	1,34
15	400	22,5	2750	1932,6	1,42
16	350	19	1200	911,7	1,32
17	350	19	1400	883,9	1,58
18	350	18,6	1400	1277,4	1,1
19	350	15,6	1400	850,1	1,65
20	350	11	700	680,9	1,03
21	350	9,5	1710	745,7	2,29
22	250	17	1150	795,3	1,45
23	250	15	1200	834,6	1,44
24	250	11	735	342	2,15
25					

Редактирование базы данных

Диаметр: 250    Длина: 33    Нагрузка при испытаниях: 2750    Расчётная нагрузка: 2090,2   

Сортировка записей базы: Диаметр >   Диаметр <   Длина >   Длина <

Удалить запись

Критерий деления на группы

Критерий	Диапазоны				Заполнить	
	От	До	От	До	От	До
Диаметр	250	350	351	1400		
Длина	5	15	16	25		

Значения поправочных коэффициентов

Критерий	От	До	К
Диаметр	250	350	1.556667
	351	1400	1.993333
			0

Рисунок 3.2.1 – Модуль программы для базы данных теоретических и эмпирических значений несущей способности буровых свай

Для дополнения базы данных пользователю необходимо знать геометрические параметры свай и значения расчетной и фактической несущей способности. После каждого добавления базы новыми данными вычисляются значения поправочных коэффициентов, которые передаются в расчетные модули. Пользователь может самостоятельно выбрать критерии деления свай на группы, а также указать их диапазоны.

Данный модуль программы является элементом прогрессирующего развития, разработан для пользователей, желающих адаптировать программу под индивидуальную базу данных натуральных испытаний.

### ***3.2.1. Модуль ввода исходных данных и расчета несущей способности свай***

Загрузка программы начинается с модуля ввода данных свойств грунтового основания и расчета несущей способности буроинъекционных свай (рисунок 3.2.2). Пользователь задает количество инженерно-геологических слоев основания и их физико-механические характеристики.

После ввода свойств инженерно-геологических элементов формируется разрез, согласно данным, указанным при вводе. При расчете несущей способности свай вся грунтовая толща разбивается на слои мощностью не более 2 м, и по таблице определяется расчетное сопротивление по боковой поверхности свай с грунтом [194]. В случае нахождения значений в промежуточном интервале величина определяется методом интерполяции. Далее пользователь указывает рассматриваемый диаметр в пределах от 0,25 до 1,4 м, и программа рассчитывает несущую способность свай длиной от 4 м с шагом 2 м по глубине.

Максимальная длина свай может задаваться вручную или согласно особенностям технологии изготовления буровых свай. В расчете учитываются поправочные эмпирические коэффициенты, повышающие значение несущей способности. Они определяются на основании накопленной и обработанной базы данных теоретических и эмпирических значений несущей способности в отдельном расчетном модуле и группируются по определяющим параметрам (рисунок 3.2.1).

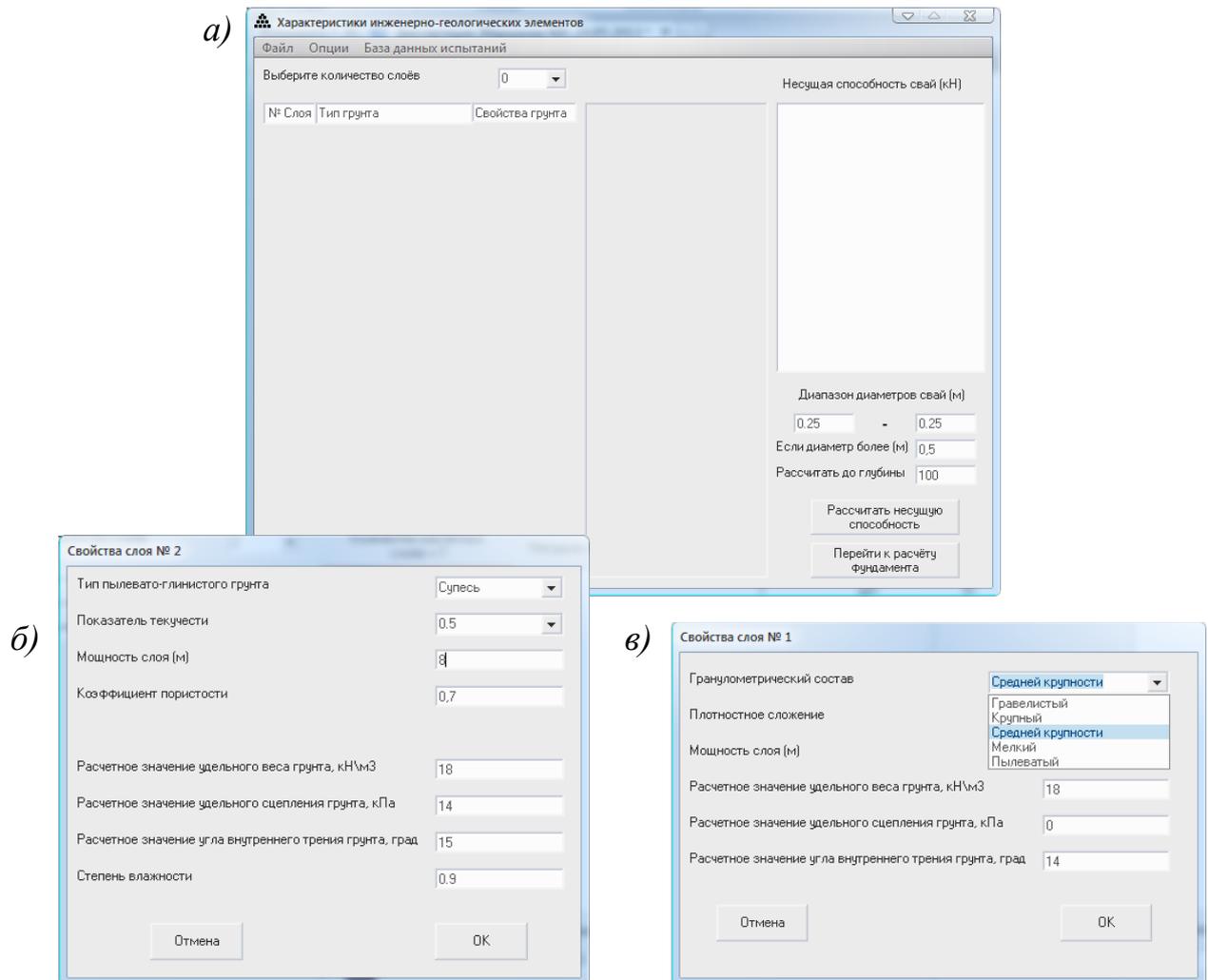


Рисунок 3.2.2 – Интерфейс программы «CPRF-CFA»: а) начальное окно ввода исходных данных; б) окно ввода свойств песчано-глинистого слоя грунта; в) окно ввода свойств песчаного слоя грунта

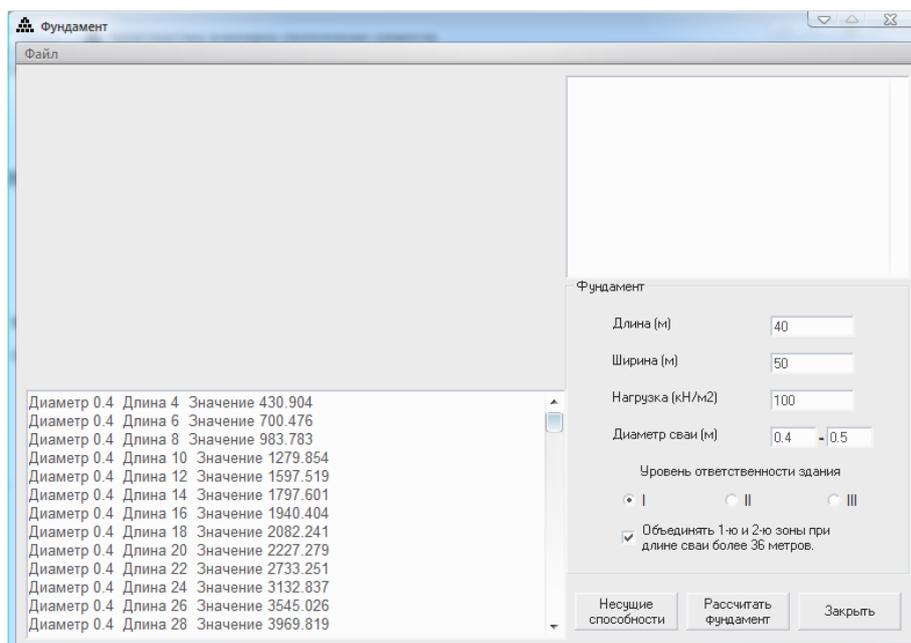


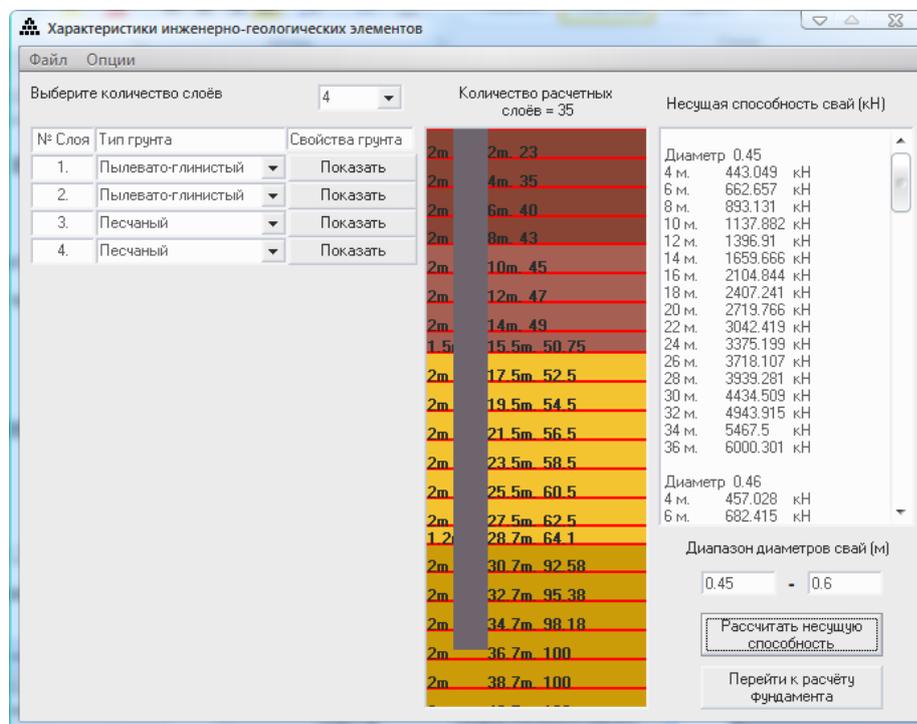
Рисунок 3.2.3 – Окно ввода параметров фундаментной плиты

В программе предусмотрен контроль промежуточных значений и возможность их корректировки.

### 3.2.2. Модуль расчета параметров свайно-плитных фундаментов

При переходе к модулю расчета фундамента предлагается форма ввода исходных данных, описывающих: фундаментную конструкцию, ее размеры в плане, среднее давление по подошве фундамента, уровень ответственности здания и т.д. В зависимости от формы фундаментной конструкции расчет ведется для прямоугольного или квадратного фундаментов.

В качестве примера использования разработанного алгоритма рассмотрим задачу для проектируемого свайно-плитного фундамента с использованием буровых свай. Согласно инженерно-геологическому разрезу, площадка строительства на глубину 40 м сложена из 4 слоев (суглинок мощностью 8 м; суглинок – 7,5 м; песок мелкий – 13,2 м; песок средней крупности). Наиболее рациональный в данном случае диаметр сваи находится в диапазоне от 0,45 до 0,6 м. На рисунке 3.2.4 представлен расчет несущей способности для заданных параметров.



Далее производится ввод данных и расчет фундаментной конструкции. В плане фундамент представлен плитой прямоугольной формы с размерами  $24 \times 12$  м, на подошву фундамента действует давление в 240 кПа, класс ответственности здания второй (рисунок 3.2.5).

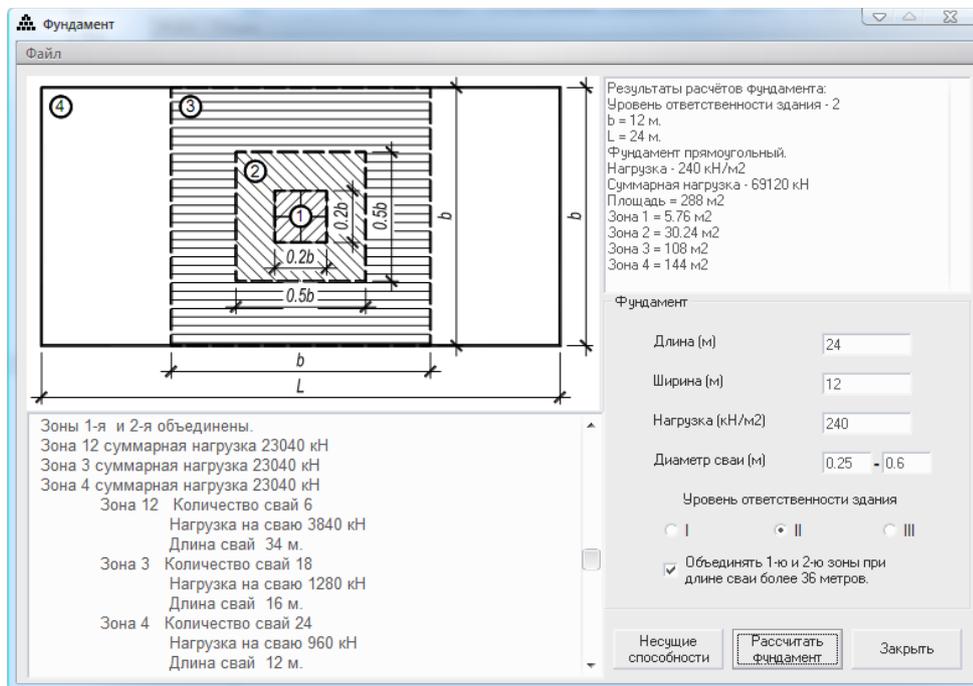
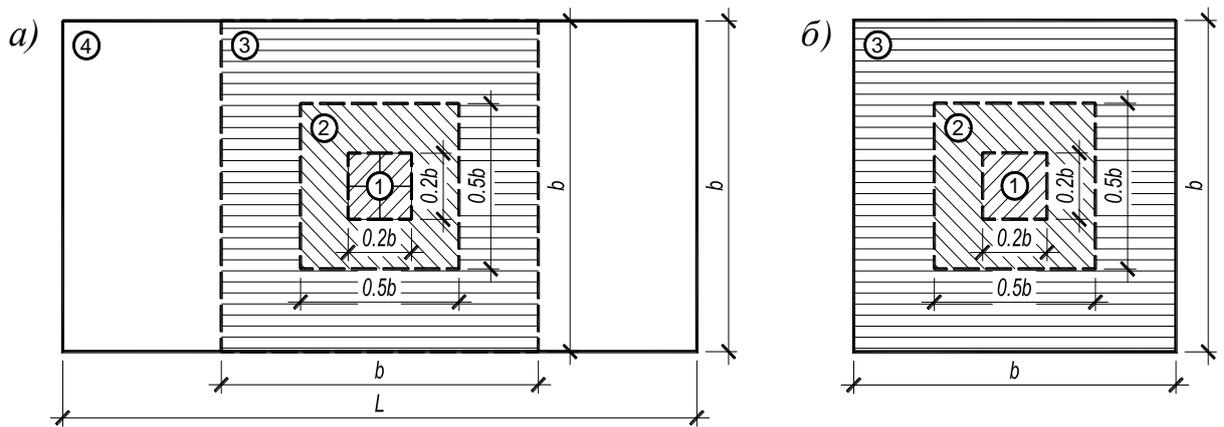


Рисунок 3.2.5 – Результаты расчета рациональных параметров свайно-плитного фундамента по усовершенствованному методу проектирования

На рисунке 3.2.5 продемонстрированы результаты расчета подобранных параметров свайного фундамента. Для каждой зоны в пределах фундаментной плиты рассчитано количество свай, их длина и максимальная воспринимаемая одиночной сваей нагрузка с учетом коэффициента надежности. В зависимости от размеров области и соответствующей ей нагрузки программа предлагает требуемое количество свай, шаг и длину, учитывая в том числе различное сопротивление свай с разной длиной для минимизации неравномерных деформаций фундаментной плиты. Длина краевых и угловых свай может оказаться меньше длины центральных свай (рисунок 3.2.6), за счет чего выравнивается общее сопротивление в пределах группы и регулируется характер деформаций фундаментной плиты.



**Расчетные области:**

- 1 – максимальной осадки
- 2 – средней осадки
- 3 – малой осадки
- 4 – минимальной осадки

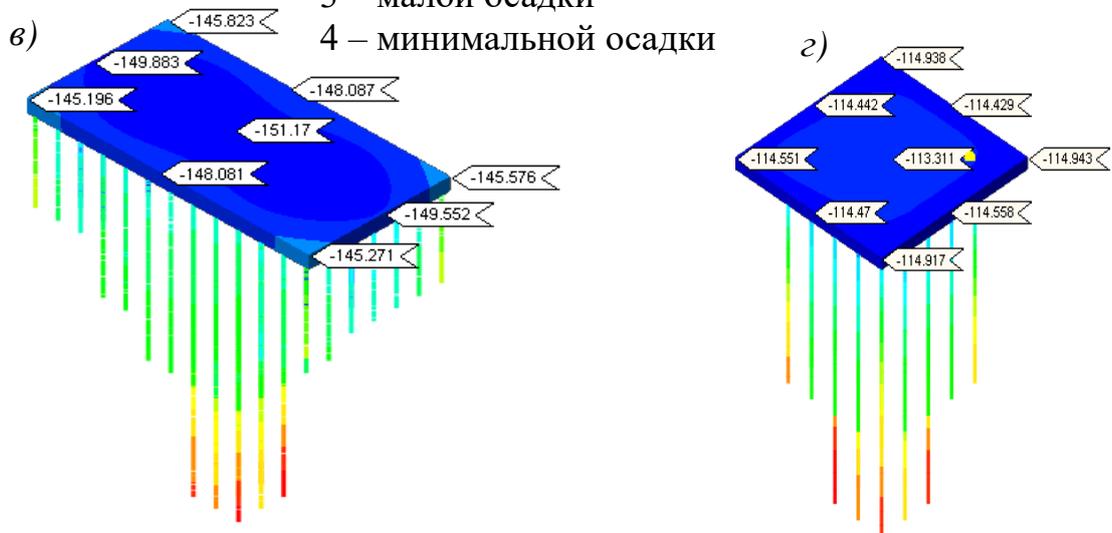


Рисунок 3.2.6 – Результаты расчета рациональных параметров свайно-плитного фундамента по усовершенствованному методу проектирования: а, б) схемы с выделением расчетных областей; в, з) схемы выровненных осадок фундамента с оптимизированным вариантом расстановки свай

Программа не учитывает неравномерную пространственную жесткость от надземного строения, групповой эффект в пределах группы свай (однако во многих случаях предполагает достаточно большое межсвайное расстояние, (6-7)  $d$  и более, чтобы групповой эффект был минимальным), не учитывает горизонтальные и динамические нагрузки и этапность нагружения. Программу целесообразно использовать только в случае, если в заданных грунтовых условиях невозможно применение фундаментов мелкого заложения и переход к свайным фундаментам является обоснованным.

Пример использования результатов программы «CPRF-CFA», учитывающей накопленную базу поправочных коэффициентов к несущей способности свай для назначения схемы свайного поля при проведении дальнейших расчетов в ПК *Midas FEA NX*, представлен на рисунке 3.2.7.

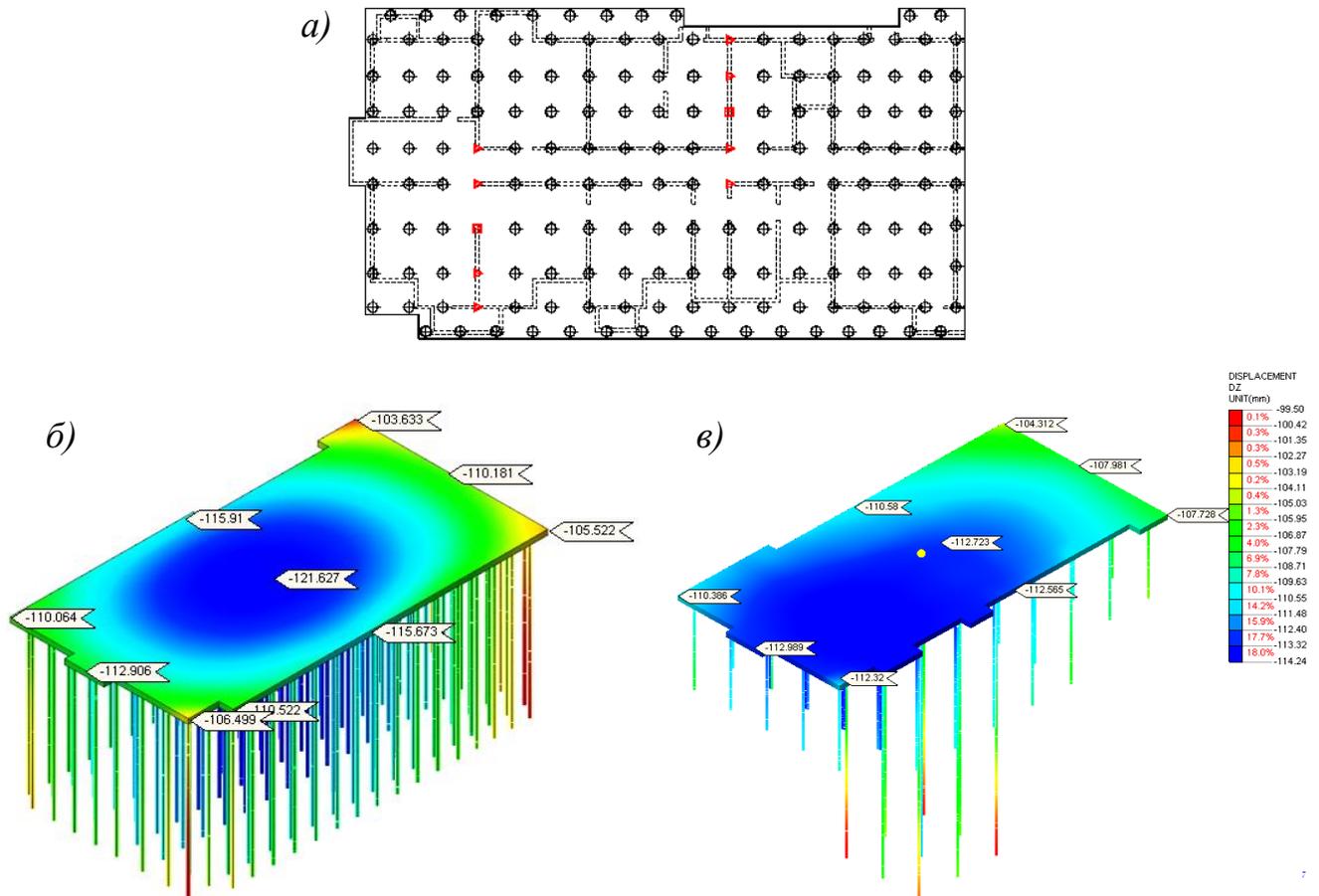


Рисунок 3.2.7 – Результаты расчета и конструирования фундамента многоэтажного здания в г. Сочи: а) схема расположения свай (вариант по СП); б) значения осадок фундамента (вариант по СП); в) схема выровненных осадок фундамента с оптимизированным вариантом расстановки свай

Программа представляет собой расчетный алгоритм, обрабатывающий накопленные обширные данные результатов натуральных испытаний, учитывает выявленные резервы фактической несущей способности свай и служит для регулирования неравномерных деформаций фундамента и снижения его материалоемкости. Учет группового эффекта далее рассматривается в п. 3.7 настоящего раздела, влияние сейсмических и динамических воздействий рассмотрено в Разделе 4 диссертации.

### **3.3. Разработка метода испытания натуральных буровых висячих свай постоянно возрастающей нагрузкой с синхронной регистрацией вдавливающей силы, осадки и времени**

Поскольку метод испытания свай статической вдавливающей нагрузкой крупными ступенями (по 10%) предоставляет недостаточно данных для анализа сопротивления ее основания, выходом из положения является развитие и объединение двух методов:

- испытания висячей сваи постоянно возрастающей нагрузкой (методом *ПВН*) с непрерывным наблюдением за осадкой и частой (с шагом 0,005 мм) синхронной регистрацией вдавливающей силы и осадки;
- статического зондирования.

#### **3.3.1. Испытания свай постоянно возрастающей нагрузкой (методом *ПВН*)**

Стандартная схема приложения к одиночной свае вдавливающей силы крупными ступенями с выдержкой до условной стабилизации осадки [35] (ГОСТ 5686-2020) имеет существенные недостатки: не даёт данных для обоснования подобия рабочих свай при строительстве, недостаточно данных для прогноза развития осадки в процессе строительства и эксплуатации фундамента, невозможно оценить взаимодействие свай в фундаменте. Не даёт данных для ответа на вопросы взаимодействия висячей сваи с грунтом основания [9, 39, 269, 270, 78, 83, 104, 117, 216]: 1) какие напряжения в грунте действуют вблизи боковой поверхности сваи? 2) какую долю внешней нагрузки воспринимает пята сваи? 3) как взаимодействуют между собой сваи в фундаменте?

Обработка данных испытаний статической нагрузкой по ГОСТ 5686-2020 [35] показывает, что в сопротивлении грунта свае большую роль играет площадь боковой поверхности сваи, бóльшую, чем пята [79].

Ответы на эти и другие вопросы можно получить лишь путём увеличения числа измеряемых параметров опыта, на основе такой технологии, чтобы испытываемая свая являлась строго обоснованной моделью для рабочих свай в том же фундаменте и в тех же инженерно-геологические условиях. Такая технология

была предложена Фаерштейном В.Д. (1972) [Авт. св. СССР № 505769] [200] и получила развитие в настоящей работе как метод постоянно возрастающей нагрузки (*ПВН*) [157].

Испытываемая свая должна нагружаться так, как проектируемые сваи при строительстве сооружения, т. е. с плавным увеличением вдавливающей силы. График нагружения испытываемой сваи должен моделировать нагружение фундамента [181]. Регистрация значений вдавливающей силы, осадки и времени должна производиться непрерывно с малым шагом, синхронно регистрации осадки сваи [78, 145, 77, 84].

Такой способ испытания сваи устанавливает зависимость осадки от нагрузки с высокой точностью, что позволяет измерить естественную реакцию грунтового основания на нагружение его сваями. А это дает возможность разделить деформации основания сваи на упругую и пластическую составляющие, обосновать подобие испытываемой сваи проектируемым сваям в том же фундаменте, дать оценку размеров основания, вычислить вертикальную и горизонтальную составляющие действия сваи на основания соседних свай. По сути, испытание сваи должно быть исследованием её основания, дающим достоверные сведения в цифровом формате, пригодные для проектирования фундамента. Для этого основание сваи должно быть достаточно «инструментированным», чтобы отражать конкретные инженерно-геологические условия строительной площадки. Для этого дополнительно должны измеряться давление в грунте под нижним концом (пятой) сваи, деформации грунта вблизи боковой поверхности и перемещения марок в основании сваи на заданных расстояниях от неё. Все данные должны регистрироваться синхронно с осадкой сваи с шагом не более 0,005 мм осадки [157].

В ходе исследований постоянно возрастающей нагрузкой *ПВН* испытывались натурные буровые висячие сваи  $d = 420-800$  мм,  $l = 8-23$  м, а также сваи малого диаметра  $d = 100$  мм,  $l = 1$  м.

Испытания лабораторных моделей длиной 0,125 м диаметром 0,021 м проводились в цилиндрическом лотке с грунтом нарушенной структуры (рисунок 3.3.1). Вдавливающая сила прикладывалась с постоянной скоростью

9 Н/мин. Регистрация осадки и вдавливающей силы велись синхронно с шагом осадки – 0,005 мм, достаточно малым, чтобы выявить естественную реакцию грунтового основания.

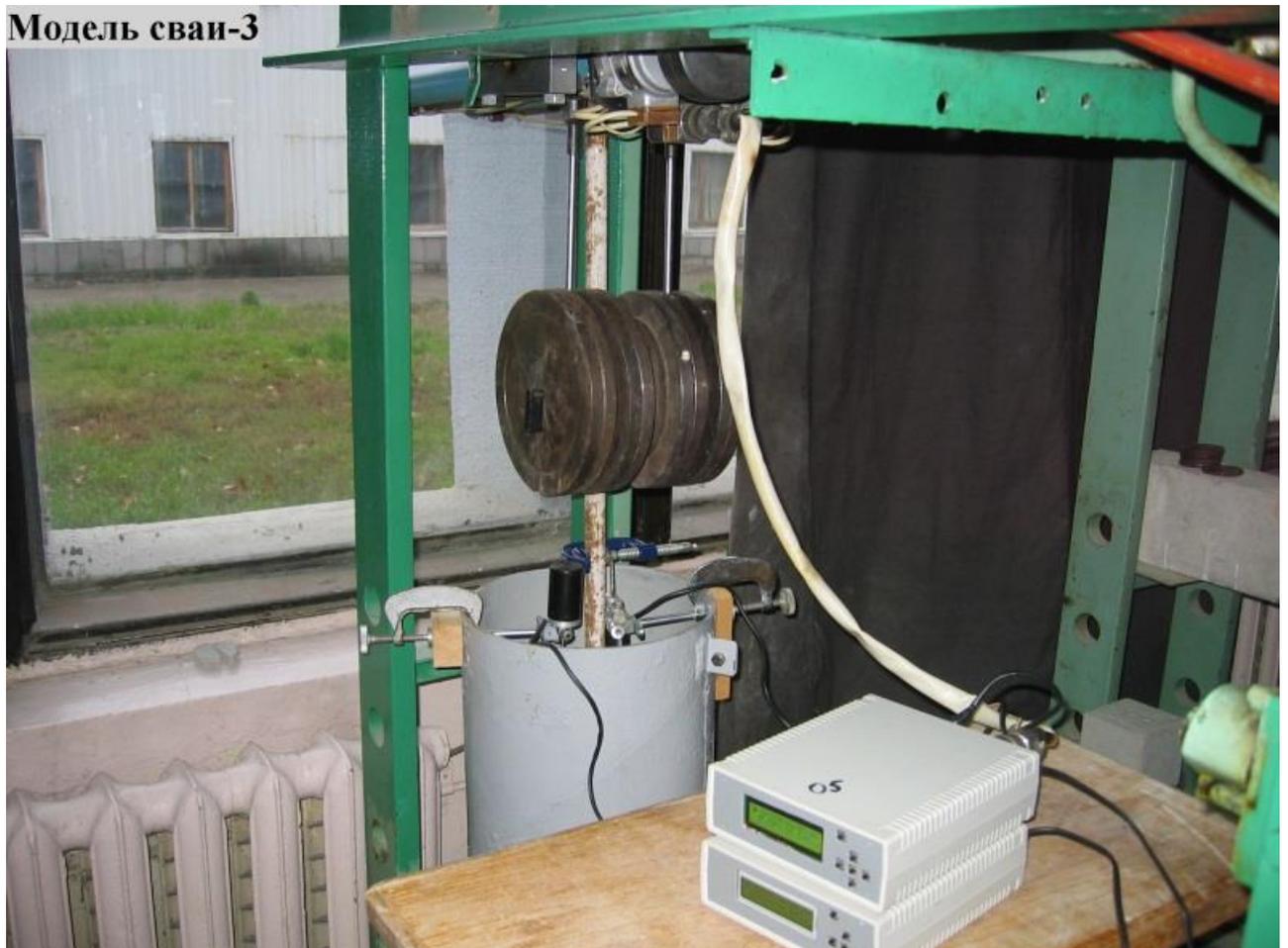


Рисунок 3.3.1 – Испытание модели сваи в цилиндрическом лотке методом постоянно возрастающей нагрузки (ПВН)

После опыта лабораторные модели вынимались из лотка, и керн грунта разрушался нажатием на сваю. Обнаружено налипание глинистого грунта на бетонную модель сваи и идущие в стороны от верха сваи трещины в грунте (рисунок 3.3.2). В случаях сухого твердого суглинка, трещины шли не от самого верха сваи, и тогда в средней части сваи разрушенный грунт высыпался при развале керна, образуя пустоты вокруг ее ствола (рисунок 3.3.3). В тех и других случаях, в предельном по прочности состоянии основания сваи разрушение грунта охватывает некоторую область вокруг ствола сваи и под ее нижним концом.



Рисунок 3.3.2 – Лабораторная модель висячей сваи после нагружения методом постоянно возрастающей нагрузки

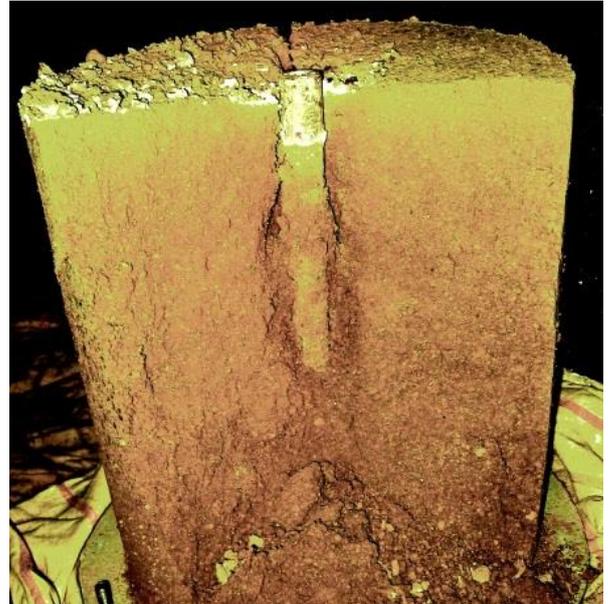


Рисунок 3.3.3 – Лабораторная модель висячей сваи после нагружения методом постоянно возрастающей нагрузки

Результатом испытания моделей свай методом ПВН является чёткая выраженность неравномерности (скачкообразности) осадки и немонотонности скорости осадки. Скорость и ускорение осадки изменяются циклически с увеличением вдавливающей силы (рисунок 3.3.4).

Цикличность скорости и ускорения осадки является проявлением естественной реакции грунтового основания. Закономерности изменения амплитуд в разных опытах повторяются, что указывает на объективный характер явления.

Эффект цикличности скорости и ускорения осадки висячей сваи не был ранее описан в научной и технической литературе. Он был выявлен для свай впервые во всех лабораторных и полевых испытаниях свай методом ПВН [77, 80]. Следовательно, он отражает процесс деформирования грунтов, объективно существующий в основании свай.

Испытание натуральных свай проводились с равномерным приложением довольно крупных ступеней вдавливающей силы – 300 кН, намного больших, чем те приращения, которые позволили бы изучить неравномерность деформации. Принцип плавного приложения нагрузки не соблюдался. Но даже такие испытания подтвердили циклический характер скорости и ускорения осадки, возрастание

амплитуды этих величин с ростом нагрузки, наличие их эпизодических всплесков [79] (рисунок 3.3.5).

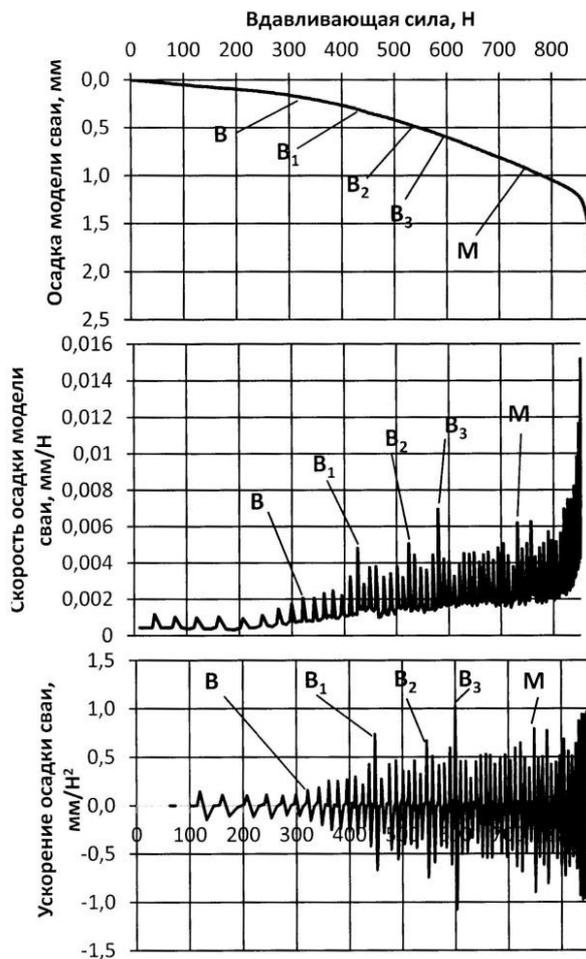


Рисунок 3.3.4 – Графики осадки, скорости и ускорения осадки лабораторной модели сваи при испытании её в суглинке нарушенной структуры методом ПВН

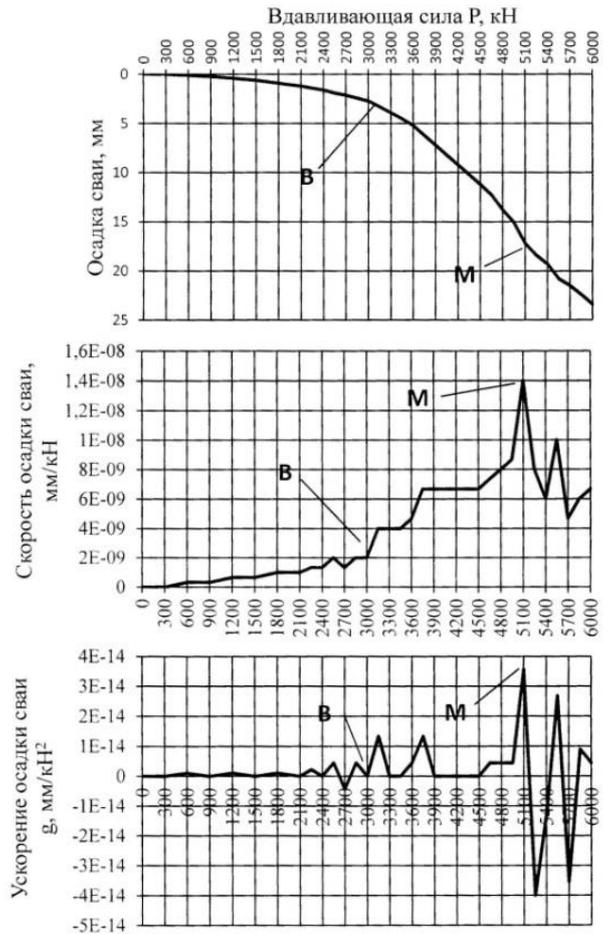


Рисунок 3.3.5 – Графики осадки, скорости и ускорения осадки натурной сваи длиной 25 м диаметром 0,63 м при испытании её в глинистых грунтах методом ступенчатого нагружения с постоянной средней скоростью

Опыты с буронабивными сваями малого диаметра (длиной 1 м диаметром 0,1 м), изготовленными в твёрдом суглинке ненарушенной структуры (рисунок 3.3.6) показали, что на каждый цикл изменения скорости и ускорения осадки при постоянной скорости нагружения приходится 2–5 точек измерений осадки и нагрузки с шагом 0,005 мм осадки. Это свидетельствует о хорошей точности измерения, достаточной, чтобы объективно уловить естественную реакцию основания сваи, обусловленную микроструктурой грунта (рисунок 3.3.7).



Рисунок 3.3.6 – Испытание методом постоянно возрастающей нагрузки сваи малого диаметра в твёрдом суглинке

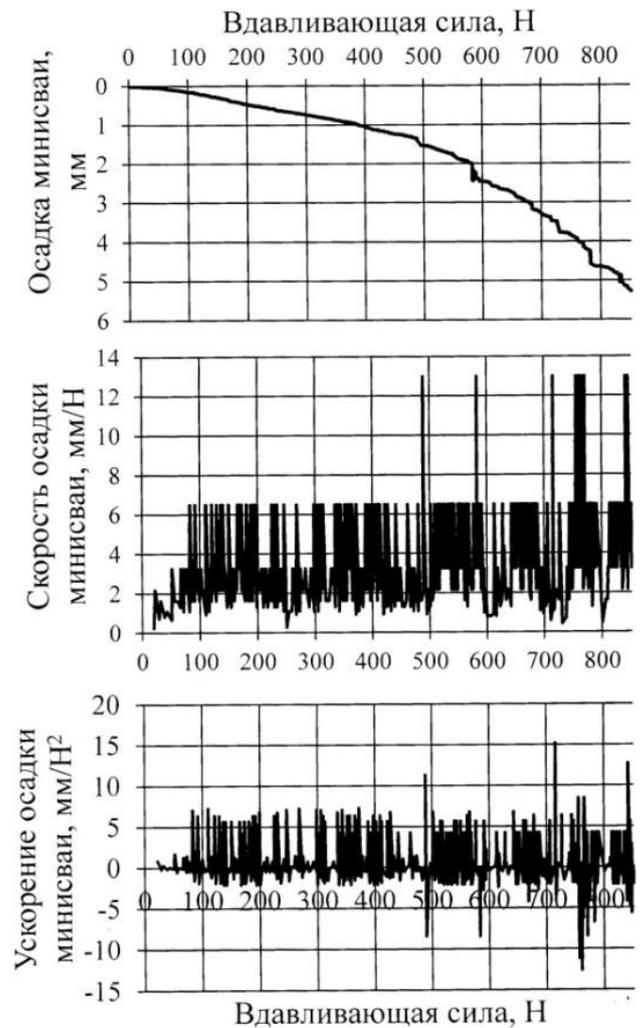


Рисунок 3.3.7 – Графики осадки, скорости и ускорения осадки минисваи при испытании её в твёрдом суглинке ненарушенной структуры методом постоянно возрастающей нагрузки

### 3.3.2. Разделение на составляющие осадки сваи по данным испытания методом постоянно возрастающей нагрузки

Испытание модели сваи методом постоянно возрастающей нагрузки моделирует нагружение фундамента, если скорость  $V_p$  приложения вдавливающей силы  $P$  изменяется подобно нагрузке на фундамент до конечного значения силы  $P_{fin}$ . несущей способности по заданному критерию  $s \leq s_u$ , где  $s_u$  – предельное значение осадки. Примем скорость постоянной  $V_p = const$  и такой, чтобы осадка

сваи, вызванная ползучестью основания при  $P_{fin}$ , составляла не более 5% [77], т. е. чтобы консолидация основания сваи состоялась на 95% за время нагружения.

$$P = B_p t, \quad (3.3.1)$$

где  $t$  – время с начала нагружения, с.

Осадка сваи  $s$  измеряется непрерывно и регистрируется вместе с вдавливающей силой и временем с начала нагружения с шагом осадки не более 0,005 мм. Полученные данные  $(P_I, s_I, t_I), I = 1 \dots N_I$ , использованы для расчётов скорости  $f$ , мм/Н, и ускорения  $g$ , мм/Н<sup>2</sup>, осадки сваи:

$$f_I = (s_I - s_{I-1}) / (P_I - P_{I-1}), \quad (3.3.2)$$

$$g_I = (f_I - f_{I-1}) / (P_I - P_{I-1}), \quad (3.3.3)$$

где  $I$  – номер точки регистрации,  $N_I$  – число точек регистрации в ходе нагружения сваи.

Обе величины,  $f$  и  $g$ , изменяются циклически. Значения скорости осадки всегда положительны, ускорения – знакопеременны. Границы циклов деформации (ЦД) устанавливаются по знаку ускорения осадки [82]. По значениям скорости и ускорения разделяют осадку сваи на упругую и неупругую части (рисунок 3.3.8).

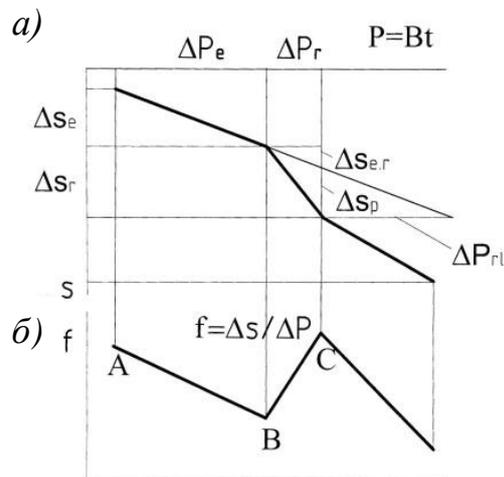


Рисунок 3.3.8 – Схема цикла осадки сваи (а) и скорости осадки сваи (б) с разделением на нисходящую  $AB$  и восходящую  $BC$  части

Предположим, что нисходящая ветвь ЦД (на интервале  $\Delta s_e$ ) описывает упругую деформацию основания сваи: скорость деформации падает вследствие упругого торможения деформации основания.

Предположим далее, что восходящая ветвь  $\text{ЦД}$  (на интервале  $\Delta s_r$ ) описывает неупругую деформацию, порождённую локальными разрушениями грунта в местах наибольших напряжений в основании сваи.

Этим интервалам соответствуют приращения вдавливающей силы,  $\Delta P_e$  и  $\Delta P_r$ , из которых складывается полное приращение вдавливающей силы  $\Delta P = \Delta P_e + \Delta P_r$ . Из схемы  $\text{ЦД}$  на рисунке 3.3.8 получаем также выражение неупругой деформации через упругую и пластическую части осадки на восходящей ветви  $\text{ЦД}$ :

$$\Delta s_r = \Delta s_{e,r} + \Delta s_p, \quad (3.3.4)$$

где  $\Delta s_{e,r}$ , мм, и  $\Delta s_p$ , мм, – упругая и пластическая части осадки на восходящей ветви  $\text{ЦД}$ .

Наблюдение за ползучестью основания сваи при конечном значении вдавливающей силы  $P_{fin} = const$  позволяет измерить реологические характеристики основания (рисунок 3.3.9). Согласно предлагаемой методике испытания сваи, деформация ползучести должна составить единицы процентов от осадки основания при увеличении нагрузки. За время нагружения процесс фильтрационной консолидации должен быть завершён.

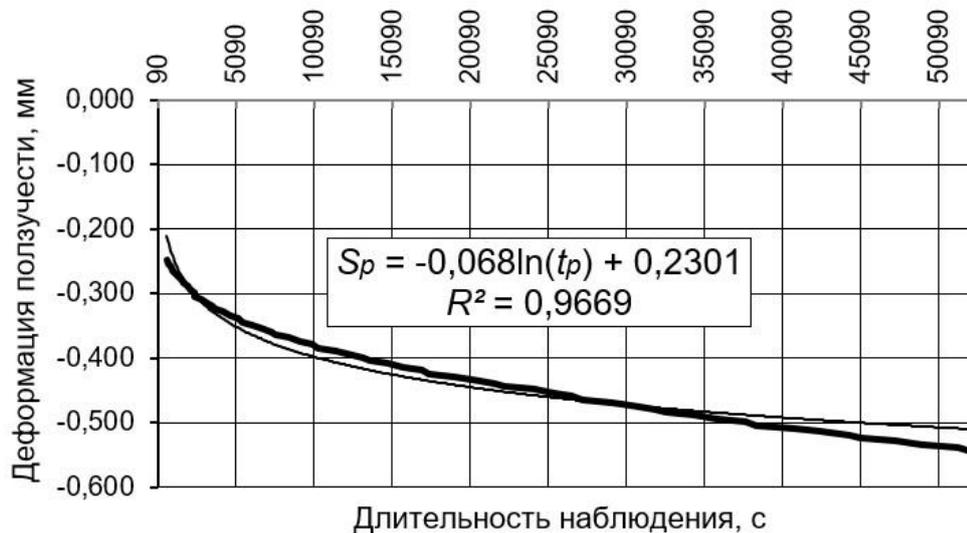


Рисунок 3.3.9 – График увеличения осадки ползучести основания сваи и аппроксимация его логарифмической функцией времени

Деформация ползучести основания может быть описана сравнительно простой формулой, впервые примененной К. Бьюисманом и Г.И. Покровским [28]:

$$s_p = A_{crp} \ln\left(1 + \frac{t_p}{T_{crp}}\right), \quad (3.3.5)$$

где  $s_p$  – деформация ползучести, мм,  $t_p$  – время с начала наблюдения за ползучестью,  $A_{crp}$ , мм, и  $T_{crp}$ , с, – параметры ползучести.

Так, по данным испытания, показанным на рисунке 3.3.9,  $A_{crp} = -0,068$  мм,  $T_{crp} = 1 / \exp\left(-\frac{0,2301}{0,068}\right) = 29,5$  с.

### 3.4. Разработка метода расчета несущей способности проектируемых свай с разной площадью боковой поверхности, базирующийся на данных их испытаний постоянно возрастающей нагрузкой

Разделение деформации и сопротивления основания сваи на упругую и пластическую составляющие лежит в основе моделирования работы свай. Условия подобия упругой деформации геометрически подобных тел известны [32]. Уравнение равновесия основания как упругого тела при рассмотрении его плоской деформации в координатах  $yOz$  (где  $Oz$  и  $Oy$  – вертикальная и горизонтальная оси, соответственно) имеет вид:

$$\frac{\partial \sigma_y^{(m)}}{\partial y^{(m)}} + \frac{\partial \tau_{yz}^{(m)}}{\partial z^{(m)}} = 0 \quad (3.4.1)$$

В данном случае,  $\sigma_y^{(m)}$ ,  $\sigma_z^{(m)}$  и  $\tau_{yz}^{(m)}$  – нормальные и касательные напряжения в грунтах основания испытываемой сваи. Испытываемая свая (индекс “ $m$ ”) характеризуется измеряемыми величинами: длиной  $L^{(m)}$  и диаметром  $D^{(m)}$ , а усилия в основании сваи – вдавливающей силой  $P^{(m)}$ . Выразим переменные величины в уравнении (3.4.1) через характеристические величины:

$$\sigma_y^{(m)} = \sigma_y \frac{D^{(m)2}}{P^{(m)}}, \quad \sigma_z^{(m)} = \sigma_z \frac{D^{(m)2}}{P^{(m)}}, \quad \tau_{yz}^{(m)} = \tau_{yz} \frac{D^{(m)2}}{P^{(m)}},$$

$$\text{и} \quad y^{(m)} = \frac{y}{L^{(m)}}, \quad z^{(m)} = \frac{z}{L^{(m)}}. \quad (3.4.2)$$

Подставляя выражения (3.4.2) в уравнение (3.4.1), получаем уравнение равновесия в безразмерных переменных:

$$\frac{\partial \sigma_y}{\partial y} \frac{D^{(m)2} L^{(m)}}{P^{(m)}} + \frac{\partial \tau_{yz}}{\partial z} \frac{D^{(m)2} L^{(m)}}{P^{(m)}} = 0. \quad (3.4.3)$$

Аналогично (3.4.1) – (3.4.3), получаем для проектируемой сваи (индекс “ $n$ ”):

$$\frac{\partial \sigma_y}{\partial y} \frac{D^{(n)2} L^{(n)}}{P^{(n)}} + \frac{\partial \tau_{yz}}{\partial z} \frac{D^{(n)2} L^{(n)}}{P^{(n)}} = 0. \quad (3.4.4)$$

Уравнения (3.4.3) и (3.4.4) идентичны, если выполняется условие:

$$\frac{D^{(n)2} L^{(n)}}{P^{(n)}} = \frac{D^{(m)2} L^{(m)}}{P^{(m)}} \quad (3.4.5)$$

Отсюда следует, что подобие упругих напряжений в грунтовых основаниях проектируемой и испытываемой свай, в сходственных  $i$ -х циклах деформаций, будет обеспечено, если выполняется условие (3.4.5) или, для приращений вдавливающей силы, условие

$$\frac{\Delta P_{e.i}^{(n)}}{D^{(n)2} L^{(n)}} = \frac{\Delta P_{e.i}^{(m)}}{D^{(m)2} L^{(m)}}, \quad (3.4.6)$$

где  $\Delta P_{e.i}^{(n)}$  и  $\Delta P_{e.i}^{(m)}$  – упругие части ЦД проектируемой и испытываемой свай, имеющих диаметры  $D^{(n)}$  и  $D^{(m)}$ , длины  $L^{(n)}$  и  $L^{(m)}$ , соответственно.

Подобие сил сопротивления пластической деформации основывается на геометрическом подобии поверхностей скольжения в основаниях испытываемой и рабочей свай в сходственных циклах деформаций [83, 76]:

$$\frac{\Delta P_{r.i}^{(n)}}{\Phi_i^{(n)}} = \frac{\Delta P_{r.i}^{(m)}}{\Phi_i^{(m)}}, \quad (3.4.7)$$

где  $\Delta P_{r.i}^{(n)}$  и  $\Delta P_{r.i}^{(m)}$  – неупругие части цикла деформации проектируемой и испытываемой свай, имеющих площади поверхностей скольжения  $\Phi_i^{(n)}$  и  $\Phi_i^{(m)}$ , соответственно, в сходственных  $i$ -х циклах деформации.

Принимаем, что число ЦД в диапазоне значений вдавливающей силы от нуля до одинаковых конечных значений проектируемой и испытываемой свай одинаково. Следовательно, сходственные ЦД имеют одинаковые номера.

Приращения пластической части осадки вычисляются с применением формулы (3.3.5) к  $i$ -ому ЦД:

$$\Delta S_{p.i} = A_{crp} \ln\left(1 + \frac{\Delta t_{r.i}}{T_{crp}}\right). \quad (3.4.8)$$

Условия подобия (3.4.6) и (3.4.7) выписаны для проектируемой и испытываемой свай, имеющих одинаковую форму, но разные диаметры. Если сваи находятся в одинаковых инженерно-геологических условиях, то они могут отличаться длиной в пределах этих условий, что приемлемо для свай в одном фундаменте [279]. При выполнении этих условий параметры сопротивлений свай связаны коэффициентами подобия для каждого ЦД: упругих деформаций на нисходящей ветви, неупругих – на восходящей. Из уравнений (3.4.6) и (3.4.7) получаем:

$$\Delta P_{e.i}^{(n)} = \Delta P_{e.i}^{(m)} \cdot \alpha_D^2 \alpha_L, \quad (3.4.9)$$

$$\Delta P_{r.i}^{(n)} = \Delta P_{r.i}^{(m)} \cdot \alpha_D^2 \quad (3.4.10)$$

а также релаксацию сопротивления силы  $\Delta P_{r.l.i}^{(n)} = \Delta P_{r.l.i}^{(m)} \cdot \alpha_D^2$ ,

где

$$\Delta P_{r.l.i}^{(m)} = \Delta P_{e.i}^{(m)} \left( \frac{\Delta S_{r.i}^{(m)}}{\Delta S_{e.i}^{(m)}} - \frac{\Delta P_{r.i}^{(m)}}{\Delta P_{e.i}^{(m)}} \right),$$

при условии, что

$$\Delta S_{ec.i}^{(n)} = \Delta S_{ec.i}^{(m)}, \quad (3.4.11)$$

$$\Delta S_{p.i}^{(n)} = \Delta S_{p.i}^{(m)} \alpha_{t.i}, \quad (3.4.12)$$

где  $\Delta S_{ec.i}^{(n)}$  и  $\Delta S_{p.i}^{(n)}$ ,  $\Delta P_{e.i}^{(n)}$  и  $\Delta P_{r.i}^{(n)}$  – соответственно приращения упругих и пластических деформаций грунтового основания в каждом  $i$ -ом цикле изменения скорости осадки проектируемой сваи, мм, и соответствующие им приращения вдавливающей силы, кН.

Полная упругая осадка в ЦД  $\Delta S_{ec.i}^{(m)}$  и пластическая часть осадки  $\Delta S_{p.i}^{(m)}$  вычисляются по формулам, полученным из схемы на рисунке 3.3.8:

$$\Delta S_{ec.i}^{(m)} = \Delta S_{e.i}^{(m)} \left( 1 + \frac{\Delta P_{r.i}^{(m)}}{\Delta P_{e.i}^{(m)}} \right), \quad (3.4.13)$$

$$\Delta S_{p.i}^{(m)} = \Delta S_{r.i}^{(m)} - \Delta S_{e.i}^{(m)} \cdot \Delta P_{r.i}^{(m)} / \Delta P_{e.i}^{(m)}. \quad (3.4.14)$$

На основании уравнений (3.4.6) и (3.4.8), введем масштабные коэффициенты – коэффициенты подобия проектируемой и испытываемой свай:

$$\alpha_D = D_P^{(n)} / D_P^{(m)}, \quad (3.4.15)$$

$$\alpha_L = L_P^{(n)} / L_P^{(m)}, \quad (3.4.16)$$

$$\alpha_{t.i} = \ln(1 + \alpha_{tr} \cdot \Delta t_{r.i}^{(m)} / T_{crp.i}) / \ln(1 + \Delta t_{crp.i}^{(m)} / T_{crp.i}), \quad (3.4.17)$$

где  $D_P^{(n)}$  и  $D_P^{(m)}$ ,  $L_P^{(n)}$  и  $L_P^{(m)}$  – соответственно диаметры и длины проектируемой и испытываемой свай, м;

а также 
$$\alpha_{tr} = B_P^{(m)} / B_P^{(n)}, \quad (3.4.18)$$

где  $B_P^{(m)}$  и  $B_P^{(n)}$  – соответственно скорость нагружения проектируемой и испытываемой свай, кН/ч;

$\Delta t_{r.i}^{(m)}$  – длительность восходящей части цикла изменения скорости осадки испытываемой свай, с;

$T_{crp.i}$ , с, и  $A_{crp}$ , мм, – параметры ползучести грунтового основания, определяемые при аппроксимации данных наблюдений уравнением (3.4.8).

Из уравнения (3.3.5) и формулы (3.4.18) получаем также формулу для предварительной оценки конечной осадки проектируемой свай при заданной длительности ее работы при конечной нагрузке:

$$s_p(t_{exl}) = A_{crp} \ln(1 + \alpha_{tr} \frac{t_{exl}}{T_{crp}}), \quad (3.4.19)$$

где  $s_p(t_{exl})$  – конечная осадка проектируемой свай при заданной длительности  $t_{exl}$  работы ее основания при конечной нагрузке  $P_{fin}$ . Оценка осадки производится по условию  $s_p(t_{exl}) \leq s_u$  [194].

Осадка проектируемой свай в заданный момент нагружения (при заданной нагрузке) определяется как сумма приращений осадки – по формуле

$$s_i^{(n)} = \sum_{k=1}^i (\Delta s_{ec.k}^{(n)} + \Delta s_{p.k}^{(n)}) \quad (3.4.20)$$

Полная осадка проектируемой свай за время строительства и эксплуатации составит

$$s_{ful} = s_i^{(n)} + s_p(t_{exl}). \quad (3.4.21)$$

Оценка полной осадки производится по условию [194]:

$$s_{ful} \leq s_u. \quad (3.4.22)$$

где  $s_u$  – предельное для данного сооружения значение осадки свай.

Полное сопротивление проектируемой одиночной сваи в заданный  $i$ -й момент нагружения определяется как сумма приращений сопротивления по формуле:

$$P_1^{(n)} = \sum_{k=1}^i (\Delta P_{e.k}^{(n)} + \Delta P_{r.k}^{(n)}). \quad (3.4.23)$$

Сопротивление проектируемых свай, жестко заземленных в плите-ростверке, уменьшается при нагружении фундамента вследствие релаксации усилий в грунтовом основании свай. В этом случае, полное сопротивление проектируемой сваи рассчитывается по формуле:

$$P_{gr}^{(n)} = \sum_{k=1}^i (\Delta P_{e.k}^{(n)} + \Delta P_{r.k}^{(n)} - \Delta P_{rl.k}^{(n)}), \quad (3.4.24)$$

где  $\Delta P_{rl.k}^{(n)}$  – релаксация силы сопротивления основания одиночной сваи в  $i$ -й момент нагружения, определяемая по формуле (3.4.10).

Соответствующее конкретному случаю значение  $P_i^{(n)}$  определяется как расчётное сопротивление основания сваи, если при нем выполняется условие (3.4.22).

Поскольку формула (3.4.21) дает прогноз осадки одиночной сваи, то выполнение условия (3.4.22) для нее не может быть перенесено на группу свай, объединенных в один фундамент, а служит для предварительной оценки выбора параметров сваи. Прогноз осадки группы свай рассмотрен в п. 3.7.

### **3.5. Разработка методов измерения сдвиговых деформаций грунта относительно боковой поверхности сваи**

Расстановка средств измерений должна производиться на фоне инженерно-геологического разреза с известным состоянием грунтов. Если испытываемая свая выполняется из того же материала, что и проектируемые сваи, и имеет ту же

геометрию, то условия их подобия позволяют перенести результаты расчёта основания испытываемой сваи на проектируемые в составе того же фундамента.

Измерения сдвиговых деформаций грунта относительно боковой поверхности сваи необходимы для оценки характера этих деформаций. Они могут мало отличаться от осадки сваи, и тогда это – упругие деформации грунта  $s_e^{(s)}$ , слипшегося с бетонной поверхностью ствола сваи. Они могут быть больше осадки сваи, и тогда это – деформации скольжения грунта относительно поверхности ствола сваи  $s_p^{(s)}$ .

В первом случае, сопротивление перемещению (осадке) сваи составляют упругие напряжения  $\tau_{zy}$ , во втором – напряжения трения грунта по бетону  $\tau^{(s/c)}$ . Определить характер сопротивления можно лишь прямым измерением величин  $s_e^{(s)}$  и  $s_p^{(s)}$ , например, с помощью датчиков сдвиговых деформаций грунта. В первом случае, значения сдвиговых деформаций близки к значениям упругой части осадки  $s_e^{(s)} \approx s_e^{(m)}$ , во втором – существенно больше осадки сваи  $s_p^{(s)} > s_e^{(m)}$ . Эти оценки требуют синхронной регистрации показаний датчиков с осадкой сваи.

К средствам измерения, в данном случае, относятся датчики сдвиговых деформаций грунта относительно боковой поверхности сваи и глубинные марки.

Относительно простой датчик сдвиговых деформаций грунта относительно поверхности бетонной поверхности сваи показан на рисунках 3.5.1 и 3.5.2. Он состоит из репера 1 в виде трубы с боковым продольным сквозным пазом 2, чувствительного элемента 3, передаточного стержня 4 и измерителя 5 линейных перемещений [154].

Датчик работает следующим образом. Его жёстко крепят к арматуре сваи в заданной точке, определённой по геологическому разрезу, и производят бетонирование сваи. В начальном положении передаточный стержень 4 поднимают и фиксируют в крайнем верхнем положении, при котором свободный конец чувствительного элемента 3 не выходит за наружную поверхность репера 1, и клеивают боковой продольный сквозной паз 2 легко прорываемым материалом, например, тонкой фольгой, для предотвращения попадания грунта и бетона в

полость репера 1. Длину репера 1 принимают в зависимости от положения точки измерения относительно заданной точки сваи.

После бетонирования строительной конструкции передаточный стержень 4 опускают до упора в дно 11. При этом чувствительный элемент 3 поворачивается относительно шарнира 7, а его свободный конец перемещается в боковом продольном сквозном пазе 2, прорезает защитную пленку, которой заклеен боковой продольный сквозной паз 2, проделывает в грунтовой стенке горной выработки канавку и занимает исходное положение, перпендикулярное оси передаточного стержня 4, выступая в грунт за наружную поверхность репера 1 не менее, чем на 15 мм.

На репере 1 устанавливают измеритель 5 линейных перемещений и подводят его до контакта с передаточным стержнем 4.

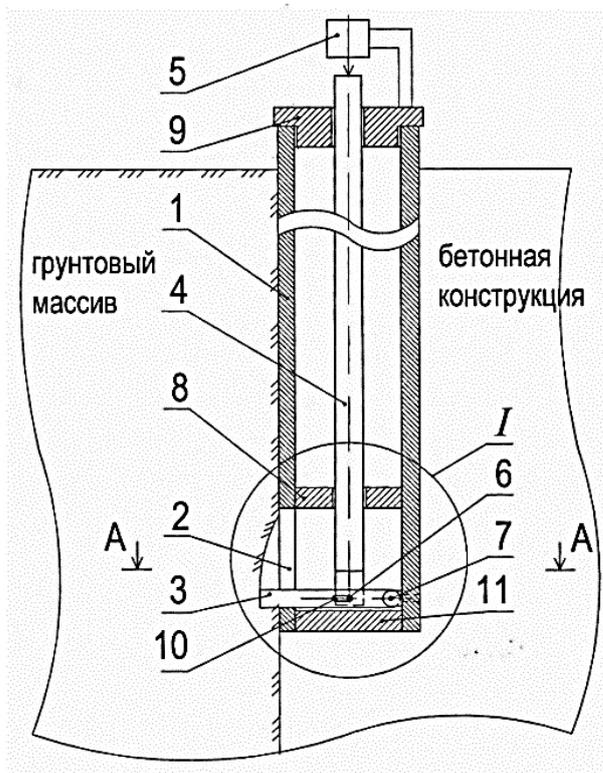


Рисунок 3.5.1 – Общий вид в разрезе устройства для измерения сдвиговых деформаций грунта относительно поверхности бетонной сваи

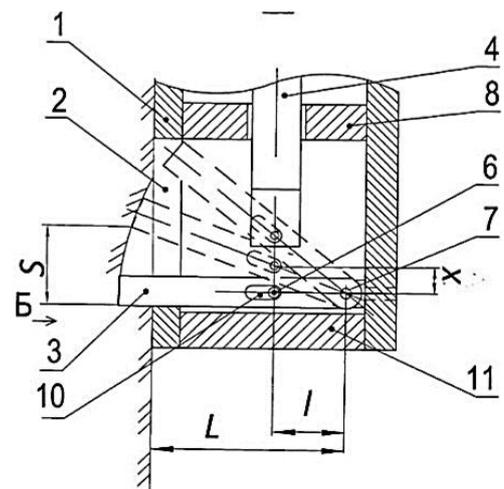


Рисунок 3.5.2 – Вид в разрезе устройства для измерения сдвиговых деформаций грунта относительно поверхности бетонной сваи, показанный во время скольжения грунта относительно поверхности ствола сваи

При перемещении грунта относительно бетонной сваи (или бетонной сваи относительно грунта) вдоль оси репера 1 свободный конец чувствительного элемента 3 остаётся в грунтовом массиве на прежнем месте. При этом чувствительный элемент 3 поворачивается относительно шарнира 7 и через шарнирное соединение 6 поднимает передаточный стержень 4 (рисунок 3.5.2). Перемещение передаточного стержня 4 относительно репера 1 отслеживается измерителем 5 линейных перемещений, а величина сдвиговой деформации грунта относительно поверхности бетонной сваи вдоль оси репера определяется по формуле:

$$S = \frac{x}{l} L, \quad (3.5.1)$$

где  $S$  и  $x$  – соответственно сдвиговая деформация грунта относительно боковой поверхности бетонной сваи и перемещение измерительного стержня, мм;

$L$  – расстояние от оси шарнирного соединения 7 чувствительного элемента 3 с репером 1 до наружной поверхности репера, мм;

$l$  – расстояние от оси шарнирного соединения 7 чувствительного элемента с репером до оси передаточного стержня 6, мм.

Более сложный в исполнении датчик предложен нами для использования в длинных сваях на больших глубинах от поверхности площадки строительства [159]. Он состоит из чувствительного элемента, выполненного в виде малого гидроцилиндра 1, и большого гидроцилиндра 2. Малый и большой гидроцилиндры 1 и 2 размещены в корпусе 3, с подвижно сопряженной крышкой 4, между траверсами 5 и 6, жёстко закреплёнными на двух арматурных стержнях 7 (рисунки 3.5.3 и 3.5.4).

Датчик работает следующим образом. Собранное устройство крепят на арматуре сваи так, чтобы его продольная ось проходила параллельно оси сваи, а большое основание конусной насадки 12 было прижато к стенке котлована. Его жёстко крепят траверсами 5 и 6 к арматуре железобетонной свае и производят её бетонирование.

При нагружении сваи происходит её сжатие, вызывающее сближение траверс 5 и 6 на величину  $\Delta M$ , определяемую по перемещению штока 8, и вытеснение жидкости (масла) из большого гидроцилиндра 2 по трубке 16 в малый гидроцилиндр 1. При этом из малого гидроцилиндра 1 выходит шток 10,

выталкивает конусную насадку 12 из бетонной массы и вдавливают ее в грунтовый массив на величину  $u$  (рисунок 3.5.5).

Величина  $\Delta M$  перемещения штока 8 большого гидроцилиндра 2 измеряется датчиком 13, а величина  $u$  перемещения штока 10 малого гидроцилиндра 1 измеряется датчиком 14. Для беспрепятственного отрыва конусной насадки 12 от бетонной массы её поверхность перед бетонированием смазывают консистентной смазкой или покрывают полиэтиленовой плёнкой.

Под действием приложенной нагрузки одновременно со сжатием сваи происходит её смещение относительно грунтового массива. При этом конусная насадка 12 вместе со штоком 10 и малым гидроцилиндром 1 поворачивается на шарнирном соединении 9 в плоскости оси устройства под действием реакции грунта. Величина перемещения  $x$  малого гидроцилиндра 1 вдоль оси устройства при повороте на шарнирном соединении 9 измеряется датчиком 15.

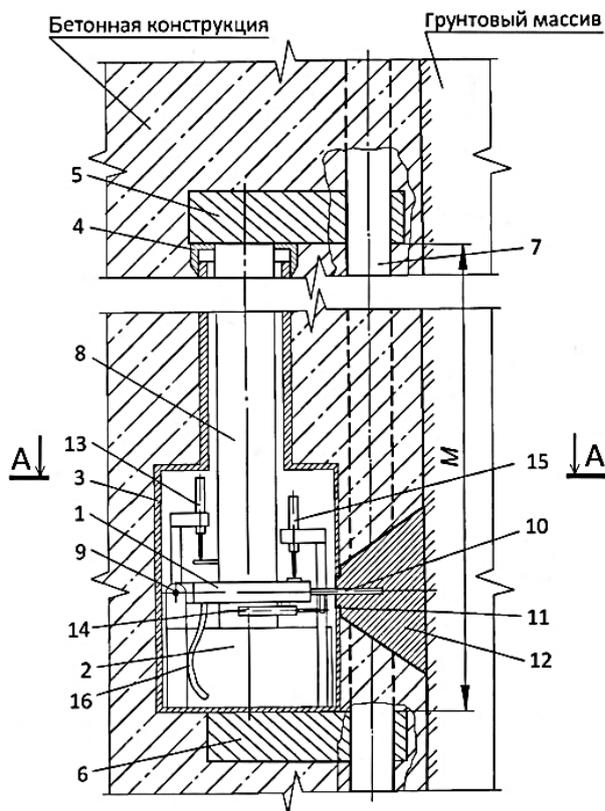


Рисунок 3.5.3 – Общий вид в разрезе датчика для измерения сдвиговых деформаций грунта относительно сваи в исходном положении перед началом измерений



Рисунок 3.5.4 – Вид сверху на устройство для измерения сдвиговых деформаций грунта относительно поверхности сваи в исходном положении перед началом работы

Показания всех датчиков 13, 14 и 15 передаются и синхронно регистрируются на дневной поверхности грунтового массива в блоке регистрации. Величина деформации сжатия сваи  $\Delta M$  определяется по показаниям датчика 13.

Этот датчик не содержит передаточного стержня от чувствительного элемента к датчику величины его поворота, что повышает точность и достоверность измерений; увеличивает число измеряемых параметров деформаций грунтов при взаимодействии со сваяй, используемых для её расчетов: относительной сдвиговой деформации грунта и деформации сжатия сваи; может использоваться на любых глубинах погружения в грунт свай; позволяет размещать необходимое количество устройств на одной свае на разных глубинах; предотвращает попадание бетона в корпус устройства при бетонировании сваи; не требует дополнительных трудозатрат и приспособлений для выведения чувствительного элемента в исходное горизонтальное положение и, тем самым, создает определенный технико-экономический эффект.

Преимуществом датчика является его относительная простота и высокая точность измерений, что дает возможность получить достоверные данные для детального описания механизма работы буровой висячей сваи в грунте на этапе проведения натурных испытаний, уточняя при этом расчетное сопротивление сваи для обоснования эффективных проектных решений.

### **3.6. Оценка деформационной однородности грунтов в пределах площадки строительства при помощи метода статического зондирования**

Выше применимость условий подobia была ограничена требованием однородности инженерно-геологических условий площадки строительства. В особых условиях строительства оценку однородности можно произвести на основе большого числа точек статического зондирования (СЗ) с применением статистической обработки результатов. Статическое зондирование является тем инструментом, который дает большое число данных о сопротивлении грунтов деформациям в большом диапазоне глубин с наименьшими трудозатратами.

Число точек  $CЗ$  должно быть достаточным для статистической обработки. По данным статического зондирования определяют вероятность  $p_v$  значения лобового сопротивления  $q_{\mu v}$  для каждой  $v$ -й глубины и для всех  $\Omega$  точек статического зондирования, если их не менее 6-ти:

$$p_v = q_{v\mu} / (\sum_{\mu=1}^{\Omega} q_{v\mu}), \quad (3.6.1)$$

а затем вычисляют математическое ожидание лобового сопротивления  $M_{\mu}$  для всей области статического зондирования:

$$M_{\mu} = \sum_v p_v q_{v\mu}, \quad (3.6.2)$$

где  $p_v$  – вероятность появления значения  $q_{v\mu}$  лобового сопротивления зонду на глубине  $h_v$ ,  $\Omega$  – число точек  $CЗ$  в пятне фундамента,  $\mu = 1 \dots \Omega$ .

Условия подобия оснований действительны для свай, попадающих в область статического зондирования с близкими значениями функций вероятностей лобового сопротивления  $M_{\mu}$ .

На площадке строительства в поле значений выделяют области, в которых  $M_{\mu}$  образуют группы значений с малыми коэффициентами вариации. Эти области можно считать однородными по лобовому сопротивлению зонду, следовательно, для свай, расположенных в них, выполняются условия подобия.

Применение статического зондирования ( $CЗ$ ) уширенным зондом позволяет увидеть изменение по глубине сопротивления грунта.

На рассмотренном примере (рисунок 3.6.1а) лобовое сопротивление в одной точке  $CЗ-1$  изменяется, следуя прочности грунтов массива, который характеризуется значительной неоднородностью литологического состава грунтов. В верхней части его залегают слабые грунты. Ниже, с глубины примерно 20 м, более прочные грунты перемежаются слабыми. Поэтому для высотного здания предполагался свайный фундамент из свай длиной 33–35 м. Изучение массива производилось с применением зондирования в 29-и точках  $CЗ$ . Среднее значение  $\overline{q_v}$  лобового сопротивления зонду для одного значения глубины точки измерения во всех 29-и точках зондирования ( $CЗ$ ) изменяется по глубине с той же общей закономерностью, что и описанное выше изменение  $q_v$  в точке  $CЗ-1И$  (рисунок 3.6.1б).

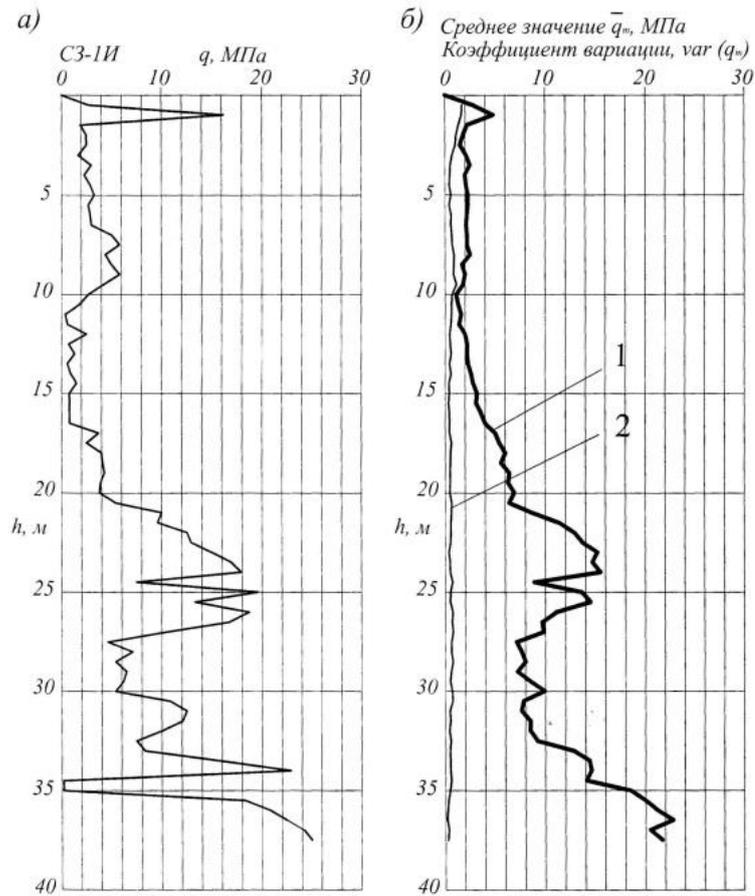


Рисунок 3.6.1 – Графики СЗ: а) в одной точке площадки строительства, б) среднего сопротивления 1 и коэффициента вариации 2 в 15-ти точках СЗ (на примере из [218])

Коэффициент вариации  $var(q_v)$  значений  $q_v$  колеблется от 0,17 до 0,77 с глубины 9,5 м. На меньших глубинах  $var(q_v) = 0,42-1,74$ , что обусловлено большей неоднородностью массива грунтов. Особенно выделяется участок глубин 0–2,5 м, сложенный насыпными грунтами, где  $var(q_v) = 1,02-1,74$ .

Изменение в широких пределах значений  $q$  как по глубине, так и по простиранию, ставит задачу оценки его влияния на несущую способность свай. Как было установлено ранее (см. п. 3.3), размеры боковой поверхности сваи ощутимо влияют на осадку сваи. Поэтому следует рассмотреть влияние прочности грунтов, прорезаемых свай, на ее несущую способность. Оценку прочности грунтов может дать статическое зондирование.

По данным статического зондирования определим вероятность  $p_v$  лобового сопротивления  $q_{v\mu}$  по формуле (3.4.24) для каждой  $i$ -й глубины и для каждой  $\mu$ -й

точки статического зондирования ( $\mu = 1 \dots 29$ ), и вычислим значения функций вероятностей лобового сопротивления  $M_\mu$  для всей области (пятна здания), в которой производилось статическое зондирование по формуле (3.4.25).

Точки зондирования геодезически привязаны к осям здания, поэтому по значениям  $M_\mu$  построена карта " $M_\mu$ " (рисунок 3.6.2). По карте выделены пять зон: *А*, *Б*, *В*, *Г* и *Д*, имеющих близкие значения в пределах зон, так как коэффициенты вариации в них не превышают 0,3. Это дает основание считать их зонами деформационной однородности (таблица 3.6.1).

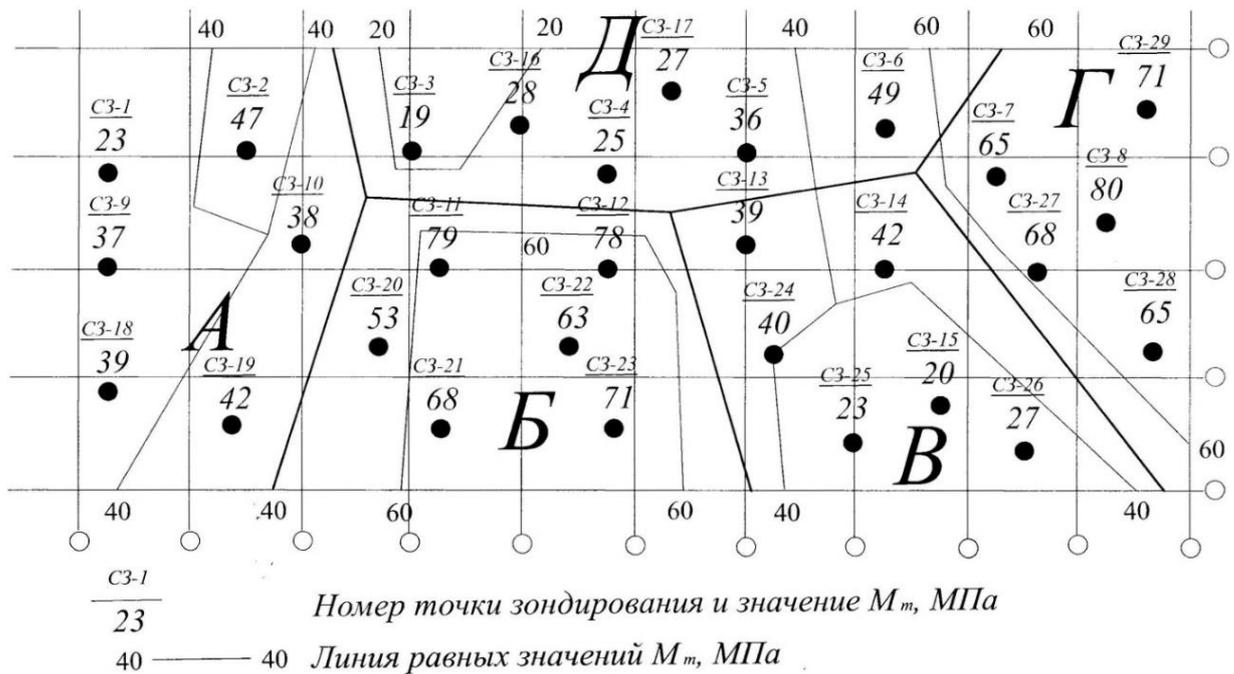


Рисунок 3.6.2 – Карта значений математического ожидания лобового сопротивления  $M_\mu$  грунтов зонду

Таблица 3.6.1 – Математическое ожидание и коэффициенты вариации в зонах деформационной однородности

Зона деформационной однородности массива	Математическое ожидание лобового сопротивления зонду	Коэффициенты вариации
<i>А</i>	37,7	0,21
<i>Б</i>	68,7	0,14
<i>В</i>	31,7	0,30
<i>Г</i>	66,5	0,15
<i>Д</i>	22,4	0,28

В каждой из выделенных зон производится испытание грунтов сваей. Если испытание производится с нагружением сваи постоянно возрастающей нагрузкой с непрерывным наблюдением за осадкой, то результаты распространяют на все сваи, входящие в данную зону, – по коэффициентам подобия (п. 3.4.1).

### **3.7. Прогноз осадки свайного фундамента с учетом выявленных коэффициентов, учитывающих групповой эффект**

#### ***3.7.1. Проявление кустового эффекта в группе свай***

Вопрос распределения нагрузки на фундамент между сваями рассматривается с разных сторон достаточно давно: на материалах наблюдений [7], полевых и лабораторных исследований [9, 276], путём построения теоретических моделей [20, 92] и физического моделирования [233], обобщения результатов исследований [300] и выработки рекомендаций для проектирования [163]. Устоявшиеся решения закреплены в нормах [295].

На примере экспериментального жилого здания на забивных сваях показано, что в ходе строительства и после него «происходит заметное перераспределение нагрузок на сваи и в некоторой степени их выравнивание» [7], точнее, коэффициент вариации осадок уменьшается с 0,40-0,45 после возведения 1-го этажа до 0,33-0,11 – после заселения и 2-х месяцев эксплуатации, причём в среднем из трёх рядов свай эта величина уменьшилась с 0,24 до 0,13.

В опытах с 6-метровыми забивными сваями «марки, расположенные между сваями и в плоскости острия, начинали давать осадки при первых ступенях нагрузки и в дальнейшем оседали вместе с фундаментом» [9]. Очевидно, это свидетельство неразрывной связи грунта со сваями: грунт «зажат между сваями» [9], что даёт повод считать массив грунта со сваями единым жёстким телом [276]. Это является основанием для допущения неразрывной связи свай с грунтом, обычно принимаемого в упругих математических моделях основания фундамента [20].

На самом деле, как уже отмечалось, есть различия в поведении одинаковых свай в одном фундаменте: сопротивление внешней нагрузке средних свай в группе меньше, чем крайних, а крайних – меньше, чем угловых [276], или центральных

меньше, чем периметральных, – при центрально симметричной расстановке [233]. Различия в сопротивлении одинаковых свай в одном фундаменте, известные как «кустовой эффект», велики в начале нагружения и уменьшаются, в общем, (графики сближаются) со временем при полной нагрузке [7, 276]. Механизм этого явления до конца не ясен. Оценка отношений осадки и сопротивления единичной сваи и группы, предложенная в работе [276], имеет феноменологический характер и основана на косвенных данных, взятых из измерений параметров бурения скважины для сваи, поэтому механизм различий остаётся невыясненным.

Различие сопротивлений учитывается при расчётах оснований введением геометрических параметров: длин свай, диаметров их сечений и расстояний между ними, площадей сечений и свайного фундамента, в целом [194]. Такой учёт основан на статистическом анализе большого числа свайных фундаментов, имеющих различные значения, как параметров, так и условий применения. Соответственно, это снижает надёжность рекомендаций для конкретного фундамента. Основой для её повышения справедливо считается изучение сопротивления одиночной сваи [276].

Математическое моделирование методом конечных элементов (МКЭ) влияния нагружаемой сваи на ненагруженную [20] даёт распределение напряжений в грунте вокруг сваи похожее, в общем, на измеренные в физических моделях [9], но отличное от расчётов по нормативным документам [194]. Модель упругого поведения основания под нагрузкой позволяет оптимизировать фундамент путем расстановки свай с разной жесткостью, т. е. повысить общую жесткость основания при сохранении материалоемкости.

### ***3.7.2. Применение условий подобия к оценке взаимодействия свай в фундаменте***

Разделение деформаций основания на упругую и пластическую открывает путь к обоснованному применению упругих решений для упругой части осадки и к более ясному пониманию вклада ползучести и релаксации усилий в сопротивлении основания свай.

В реальном фундаменте каждая свая окружена соседними, расположенными от неё на разных расстояниях (рисунок 3.7.1). Следовательно, её действие на них

будет разным, даже если все они одинаковы, разными будут и ответные действия соседних свай. Поэтому для расчёта долей сил, действующих на соседние сваи, необходимо учесть расстановку свай в фундаменте.

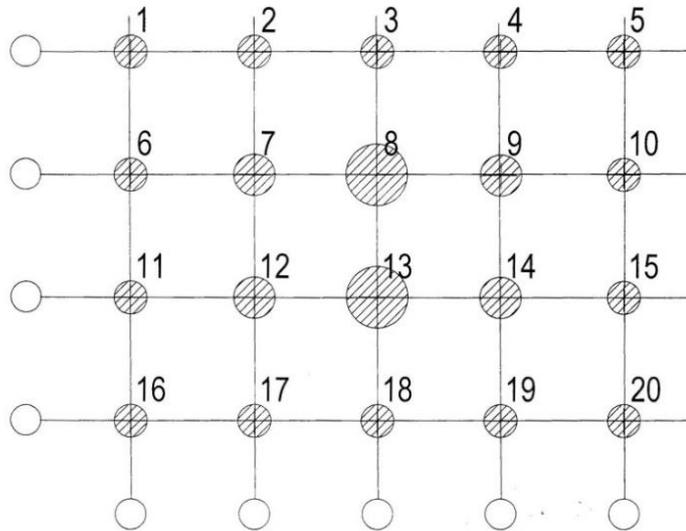


Рисунок 3.7.1 – Группа свай к примеру расчета

При выполнении условий подобия оснований свай, по результатам испытания постоянно возрастающей нагрузкой можно определить упругие и неупругие параметры осадки и сопротивления группы свай в однородном грунтовом поле (п. 3.4.1).

Упругая постоянная основания сваи. Рассчитываются значения во всем диапазоне сил, от нуля до расчетного сопротивления по приращениям упругих осадок и соответствующих им сил, определенных при испытании *ПВН*. Для этого производится расчет осадки сваи с использованием решения П.Ф. Папковича-Нейбера для сосредоточенной силы внутри упругого полупространства [73]:

$$w_{e,i}^{(m)} = \sum_{j=1}^U w_{e,ji}^{(m)} (F_{ji}^{(m)}; G_i), \quad (3.7.1)$$

где  $w_{e,i}^{(m)}$  – упругая осадка испытываемой сваи,  $w_{e,ji}^{(m)}$  – то же, ее  $j$ -го элемента, который действует на грунт силой  $F_{ji}^{(m)}$ ,  $G_i$  – упругая постоянная основания сваи  $i$ -й момент нагружения. Сила  $F_{ji}^{(m)}$  вычисляется по данным измерений усилий в стволе испытываемой сваи. Приблизительно ее можно вычислить, задаваясь трапецевидной эпюрой на участке ствола сваи от кровли первого несущего слоя грунтов до кровли опорного слоя, в который погружен нижний конец (рисунок 3.7.2):

$$F_{ji}^{(m)} = P_{e.i}^{(m)} - (P_{e.i}^{(m)} - R_{e.i}^{(m)}) \frac{z_j}{l_b}, \quad (3.7.2)$$

где  $P_{e.i}^{(m)}$  и  $R_{e.i}^{(m)}$  – упругие составляющие вдавливающей силы, и реакции опорного слоя, соответственно, принятые по данным измерений,  $z_j$  – глубина  $j$ -го элемента ствола сваи,  $l_b$  – длина рабочей части ствола.

В уравнении (3.7.1) одна неизвестная величина упругой постоянной  $G_i$ , которая определяется из него для  $i$ -го момента нагружения.

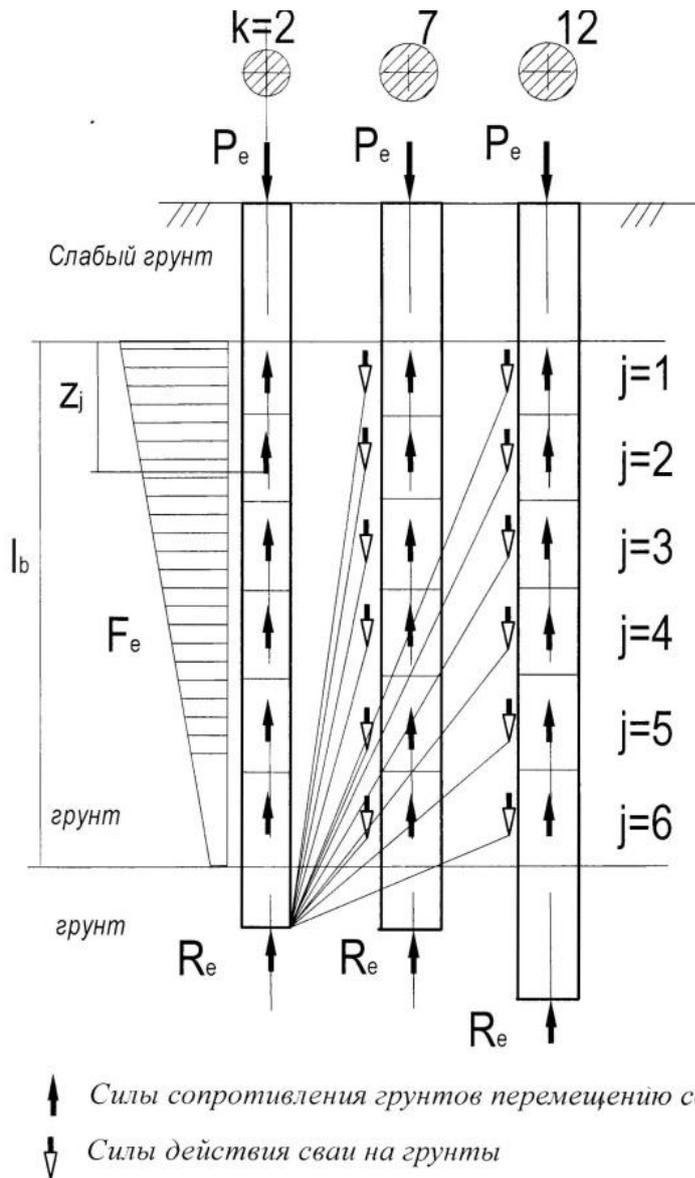


Рисунок 3.7.2 – Схема к примеру расчета влияния свай №№ 7 и 12 на сваю №2 на рисунке 3.7.1.

Расчет осадок свай, входящих в состав фундамента одного здания, но не связанных между собой ростверком, производится для каждой  $k$ -ой сваи отдельно, но с учетом влияния соседних свай:

$$w_{e.i}^{(U)} = \sum_{k=1}^U \sum_{j=1}^J w_{e.jki}(r_{kj}; F_{e.jki}; G_i) + s_{p.i}(t_{exl}), \quad (3.7.3)$$

где  $U$  – число свай, включая проектную и влияющих на нее свай,  $r_{kj}$  – расстояния от нижнего конца  $k$ -ой проектной сваи до  $j$ -го элемента влияющей сваи,  $F_{e.jki}$  – упругая сила действия  $j$ -го элемента на грунт под нижним концом  $k$ -й сваи в  $i$ -й момент нагружения сваи, вычисленная с применением коэффициентов подобия испытываемой свае,  $w_{e.jki}(r_{kj}; F_{e.jki}; G_i)$  – функция для расчета осадки сваи с использованием решения П.Ф. Папковича-Нейбера от действия сосредоточенной силы внутри упругого полупространства [73],  $s_{p.i}(t_{exl})$  – ползучесть основания сваи, рассчитанная по формуле (3.4.19).

В качестве сосредоточенной силы принимается равнодействующая касательных напряжений  $F_{e.jki}$  в грунтах на боковой поверхности сваи, вычисленная для расчетного  $j$ -го участка ствола  $k$ -й сваи (рисунок 3.7.2).

В п. 3.4.1 показано вычисление сопротивления сваи в  $i$ -й момент нагружения (формула 3.4.23). В соответствии с ней, полное сопротивление  $U$  свай фундамента  $N_{f.i}$  вычисляется по формуле:

$$N_i^{(U)} = \sum_{k=1}^U (\Delta P_{e.ik}^{(n)} + \Delta P_{r.ik}^{(n)}), \quad (3.7.4)$$

где  $N_i^{(U)}$  – полное сопротивление  $U$  свай фундамента в  $i$ -й момент нагружения,  $\Delta P_{e.ik}^{(n)}$  и  $\Delta P_{r.ik}^{(n)}$  – приращения вдавливающих сил  $k$ -ых проектных свай, вычисленные по формулам (3.4.9) и (3.4.10)

Расчет осадок свай, входящих в состав фундамента одного здания, объединенных ростверком, производится для всех  $U$  проектных свай. Принимаем, что основания всех их получают одинаковую осадку, при этом влияние соседних свай учитывается как релаксация сопротивления каждой из них.

Сопротивление проектной  $k$ -ой сваи в  $i$ -ый момент нагружения выразим формулой:

$$\Delta Q_{ik}^{(n)} = \Delta P_{ik}^{(n)} - \Delta P_{rl.ik}^{(n)}, \quad (3.7.5)$$

где  $\Delta Q_{ik}^{(n)}$  – приращение упругой силы сопротивления основания сваи после релаксации,  $\Delta P_{rl.ik}^{(n)}$  – релаксация сопротивления основания  $k$ -ой сваи грунта в  $i$ -ый момент нагружения,

$$\Delta P_{rl.ik}^{(n)} = \Delta P_{rl.i}^{(m)} \alpha_{D.k}^2 \quad (3.7.6)$$

– по условию подобия сил сопротивления оснований свай (см. п. 3.4.1).

Полное сопротивление основания фундамента в  $i$ -ый момент нагружения выражается формулой:

$$N_i^{(U)} = \sum_{k=1}^U \Delta Q_{ik}^{(n)}. \quad (3.7.7)$$

Прогнозируемая осадка определяется по формулам (3.4.20) и (3.4.21).

Для примера рассчитаны сопротивления свай №№ 1, 7 и 8 с диаметрами 0,8, 1,0 и 1,2 м, по мере роста осадки фундамента, как целого (рисунок 3.7.1). На рисунке 3.7.3 показаны графики изменения их сопротивления как одиночных, рассчитанные по коэффициентам подобия:  $P_i^{(0.8)}$ ,  $P_i^{(1.0)}$  и  $P_i^{(1.2)}$ , и объединенных ростверком – с учетом релаксации:  $Q_i^{(0.8)}$ ,  $Q_i^{(1.0)}$  и  $Q_i^{(1.2)}$ . Релаксация сопротивления свай рассчитана по данным испытания методом ПВН одиночной сваи диаметром 0,8 м. В расчете не учитывалось развитие осадки на большую длительность, что сблизило бы графики для свай разных диаметров.

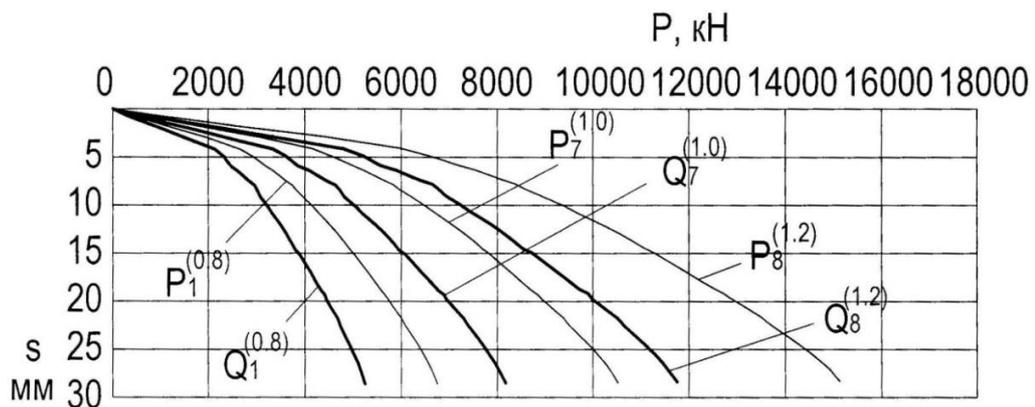


Рисунок 3.7.3 – Графики осадки свай по данным испытания (толстой линией) и с учетом релаксации (тонкой линией)

Общее сопротивление свай, объединенных ростверком, на 22% ниже суммы сопротивлений отдельно стоящих свай с теми же значениями диаметров и той же длины.

### ***3.7.3. Прогноз осадок свайных фундаментов с учетом группового взаимодействия свай***

Поскольку свайные и свайно-плитные фундаменты должны быть рассчитаны в первую очередь по деформациям, были проведены численные исследования, позволившие обосновать коэффициенты для прогноза осадки свайного фундамента по результатам испытания одиночной сваи.

Коэффициент  $\xi_s$  вычислен как отношение средней осадки всего фундамента  $s_{avr}$  к осадке одиночной сваи  $s_1$ , к которой приложено удельное вертикальное усилие, зависящее от общего количества свай в фундаменте.

Проанализировано более 100 расчетных схем с буровыми висячими сваями в глинистых грунтах с шагом  $3d-9d$  при переменной жесткости надземного строения и разных степенях приложения нагрузки (рисунок 3.7.4).

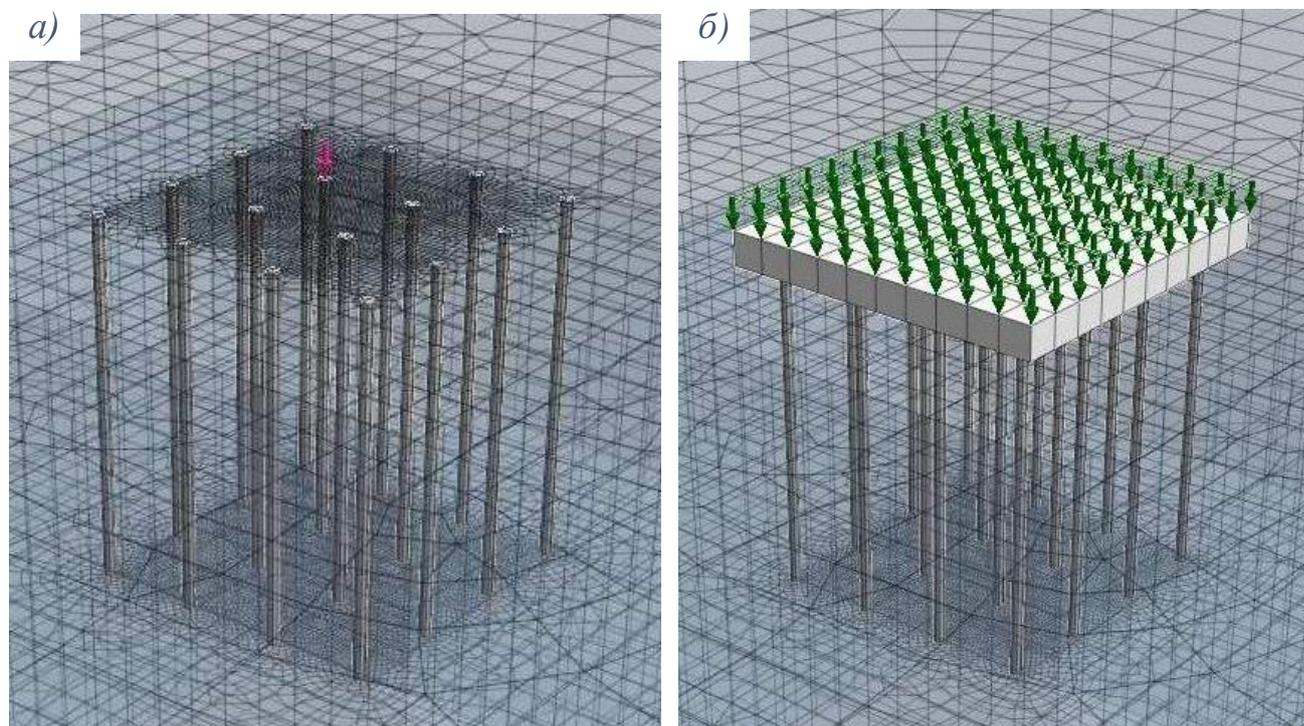


Рисунок 3.7.4 – Расчетные схемы для сопоставления осадок одиночной сваи (а) с осадками угловой, краевой и центральных свай в составе группы (б) при одинаковом значении сжимающей вертикальной нагрузки

Установлены значения коэффициента  $\xi_s$  в зависимости от жесткости фундаментной плиты и величины напряжения на подошве фундамента. Далее в табличном виде (таблица 3.7.1) приведены значения коэффициентов в зависимости от исходных данных решаемой задачи.

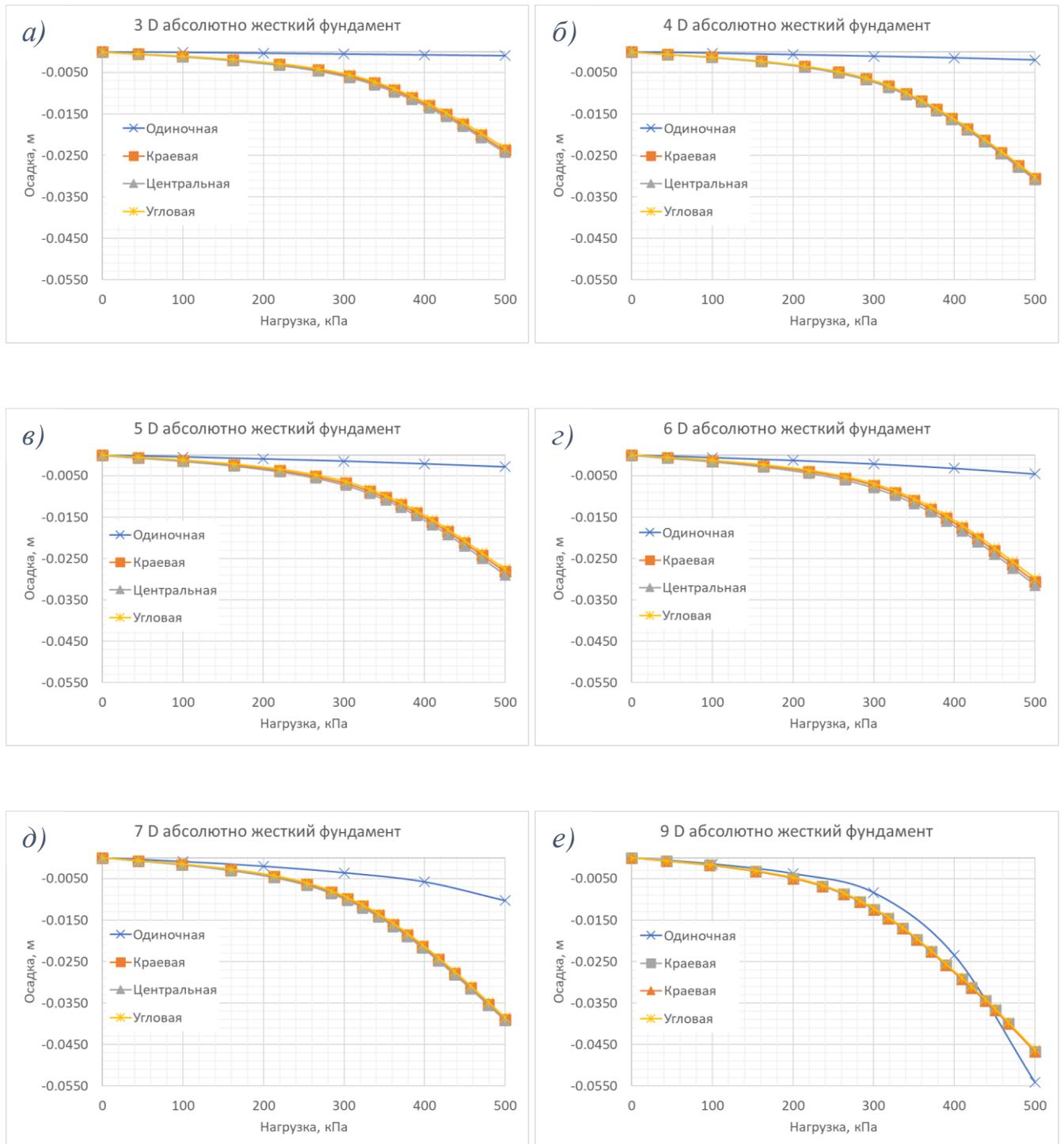


Рисунок 3.7.5 – Сопоставление осадки одиночной сваи с осадками угловой, краевой и центральных свай в составе группы при абсолютно жесткой фундаментной плите и шаге свай: а) 3d; б) 4d; в) 5d; г) 6d; д) 7d; е) 9d

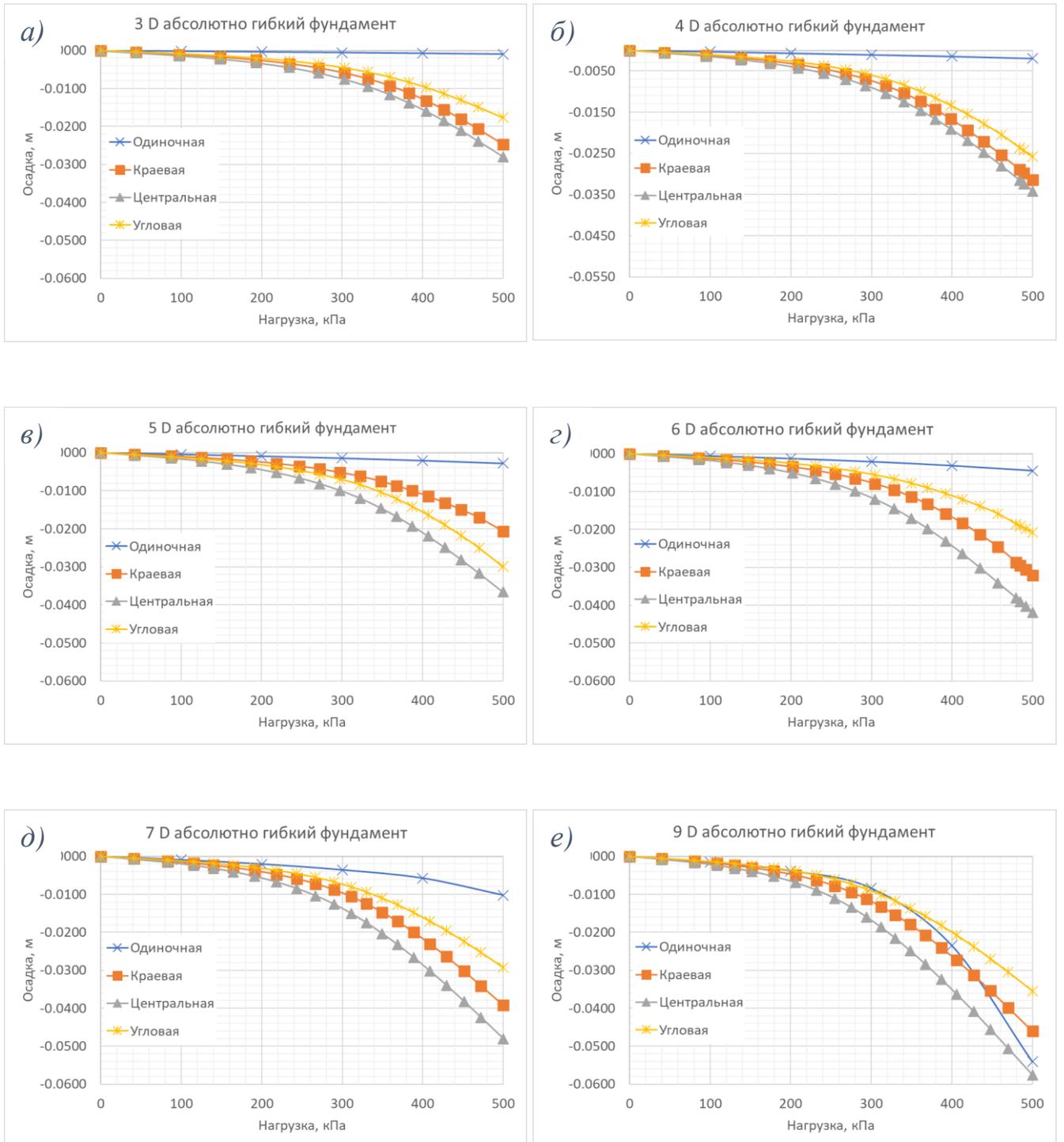


Рисунок 3.7.6 – Сопоставление осадки одиночной сваи с осадками угловой, краевой и центральных свай в составе группы при абсолютно гибкой фундаментной плите и шаге свай: а) 3d; б) 4d; в) 5d; г) 6d; д) 7d; е) 9d

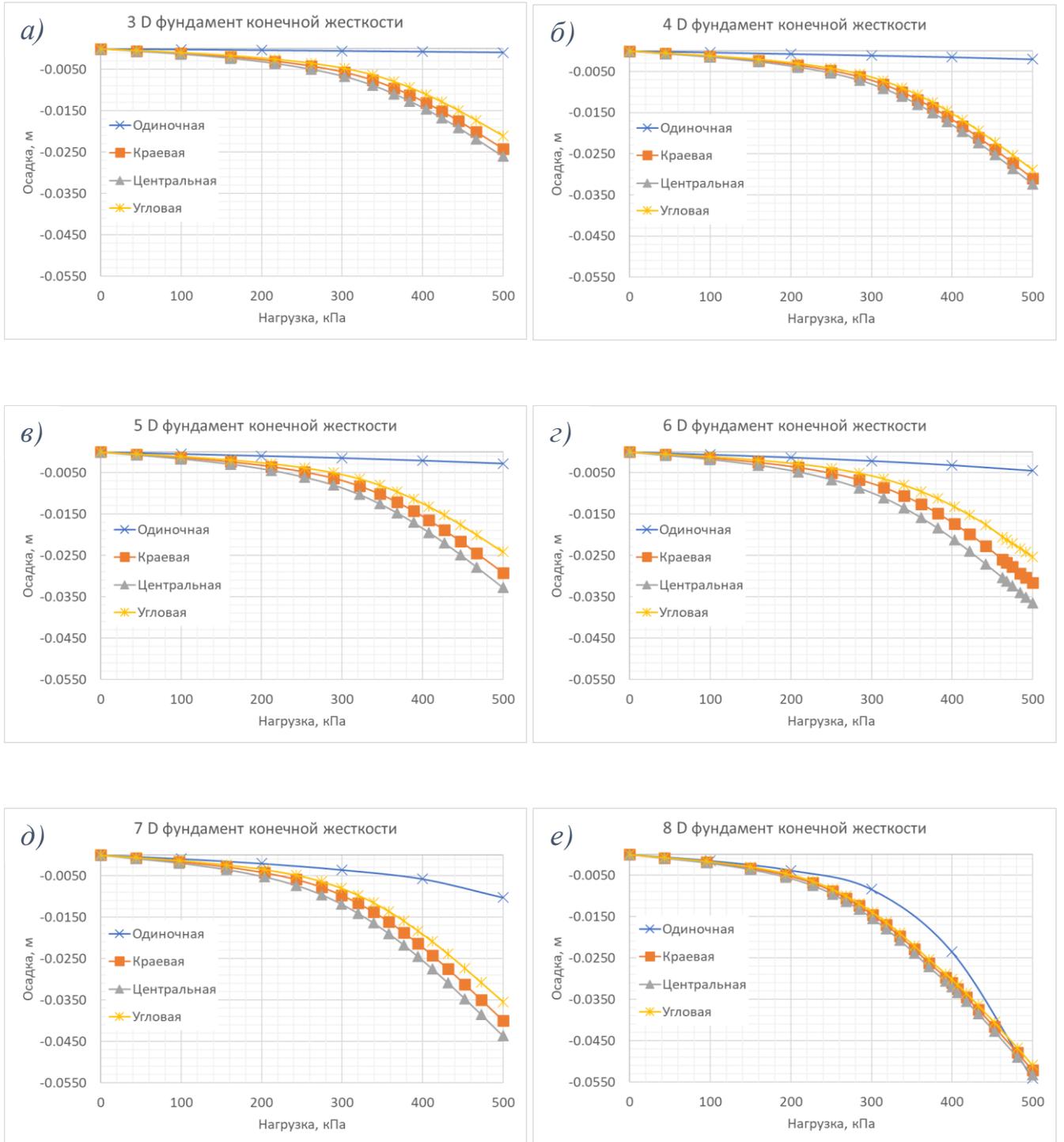


Рисунок 3.7.7 – Сопоставление осадки одиночной сваи с осадками угловой, краевой и центральных свай в составе группы при фундаментной плите переменной жесткости и шаге свай: а) 3d; б) 4d; в) 5d; г) 6d; д) 7d; е) 8d

Таблица 3.7.1 – Значения коэффициента  $\xi_s$  в зависимости от жесткости фундаментной плиты и величины напряжения на подошве фундамента

Жесткость	Нагрузка, кПа	3d	4d	5d	6d	7d	8d	9d
		$\xi_s(3d)$	$\xi_s(4d)$	$\xi_s(5d)$	$\xi_s(6d)$	$\xi_s(7d)$	$\xi_s(8d)$	$\xi_s(9d)$
Абсолютно гибкий	100	8.05	5.31	4.73	4.04	3.11	2.22	2.35
	200	10.60	7.30	6.65	5.75	4.55	2.93	3.17
	300	14.36	10.23	8.96	7.33	5.40	2.92	3.12
	400	21.57	14.84	11.57	9.30	6.19	1.90	2.00
	500	29.88	18.84	14.38	10.59	5.52	1.27	1.34
Конечной жесткости	100	6.64	4.12	3.38	2.77	2.10	1.49	1.55
	200	7.94	5.02	3.98	3.23	2.41	1.66	1.70
	300	10.93	7.30	5.68	4.38	3.30	1.87	1.84
	400	17.97	11.84	8.19	6.10	4.24	1.40	1.37
	500	26.03	16.05	10.93	7.60	4.09	1.00	0.97
Абсолютно жесткий	100	6.32	3.87	3.07	2.45	1.85	1.34	1.32
	200	7.44	4.69	3.55	2.79	2.09	1.51	1.34
	300	10.40	6.93	4.73	3.56	2.74	1.76	1.51
	400	17.17	11.41	7.45	5.38	3.88	1.34	1.20
	500	25.13	15.55	10.12	6.87	3.80	0.98	0.87

### **3.8. Разработка методики и выбор параметров свайного поля со сваями разного диаметра и длины, соответствующими действующим проектным нагрузкам от здания в особых условиях строительства**

Разработанный аналитический метод позволяет рассчитать несущую способность проектируемых свай с разной площадью боковой поверхности по результатам их испытаний постоянно возрастающей нагрузкой с непрерывным наблюдением за осадкой; учесть деформационную однородность площадки строительства при помощи обработки полученных результатов статического зондирования; назначить схему свайного поля со сваями разного диаметра и длины, соответствующими действующим проектным нагрузкам от здания в особых условиях строительства, а также дать прогноз осадки свайного фундамента с учетом выявленных коэффициентов, учитывающих групповой эффект.

Методика выбора параметров свайных фундаментов многоэтажных и высотных зданий в особых условиях строительства при выраженной

неравномерной сжимаемости оснований может быть представлена в нижеприведенной последовательности:

1. Получение исходных данных:
  - определение нагрузки от здания в пределах опорной площади фундамента;
  - ИГ разрезы, литологические колонки по скважинам;
  - графики статического зондирования;
  - предварительное задание размера, формы и расстановки свай;
  - изготовление испытываемой сваи – копии проектируемой (предполагаемой) сваи по размерам, форме, наружным поверхностям и технологии изготовления.
2. Оценка деформационной однородности основания здания по графикам статического зондирования (п. 3.6).
3. Нагружение испытываемой сваи постоянно возрастающей вдавливающей силой с регистрацией значений вдавливающей силы, осадки и времени, а также сжимающих сил в стволе сваи, – синхронно с регистрацией осадки (п. 3.3).
4. Измерение сдвиговых деформаций грунта относительно боковой поверхности сваи (п. 3.5).
5. Расчеты приращений упругой и пластической частей осадки и сопротивления основания сваи по данным испытания постоянно возрастающей нагрузкой (*ПВН*) (п. 3.4).
6. Определение коэффициентов подобия оснований проектных и испытываемой свай (п. 3.4).
7. Определение интегральной упругой постоянной грунтов основания испытываемой сваи (п. 3.7).
8. Для группы свай, не объединенных ростверком (п. 3.7):
  - расчеты сопротивления проектных свай с использованием коэффициентов подобия в зонах деформационной однородности (п. 3.4);
  - расчеты осадок проектируемых свай с учетом положения сваи в фундаменте и влияния соседних свай (п. 3.7);
  - расчеты ползучести оснований свай на заданную длительность нагружения (п. 3.4).

9. Прогноз осадки свайного фундамента с учетом выявленных коэффициентов, учитывающих групповой эффект (п. 3.7): с учетом заданной жесткости фундаментной плиты; с учетом расстояния между сваями; для заданного давления на подошве фундаментной плиты.

Описанная выше методика приведена на блок-схеме на рисунке 3.8.1

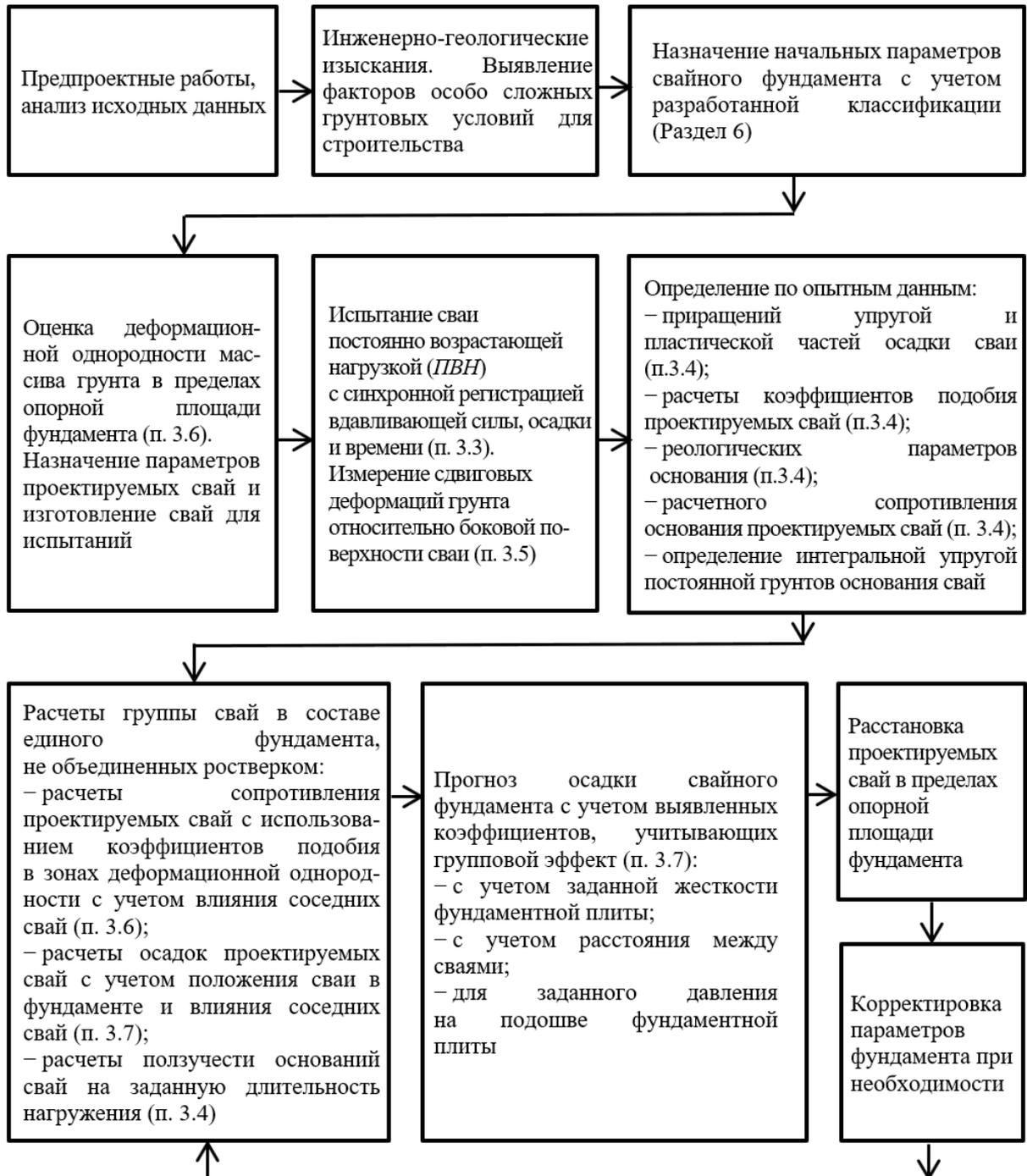


Рисунок 3.8.1 – Методика выбора параметров для расчета и конструирования свайных фундаментов многоэтажных и высотных зданий в условиях значительной неравномерной сжимаемости основания

### ***Выводы по Разделу 3***

1. Выполнено обобщение многолетних результатов полевых испытаний буровых натуральных свай в песчано-глинистых грунтах по выделенным критериям (несущая способность  $F_d$ , диаметр  $d$ , соотношение длины к диаметру  $l/d$ ), соответствующих практике проектирования и строительства свайных фундаментов в особых условиях Юга России.

2. Предложен способ оценки фактической несущей способности свай с использованием эмпирических поправочных коэффициентов при назначении параметров свайного фундамента; усовершенствована программа для ЭВМ «*CPRF-CFA*», позволяющая определять рациональное размещение буровых свай в пределах опорной площади фундамента.

3. Разработан метод испытания буровых висячих свай постоянно возрастающей нагрузкой с синхронной регистрацией вдавливающей силы, осадки и времени, что позволило выявить неравномерность роста осадки свай, вызванную перестройкой структуры грунта при нагружении.

4. Испытание сваи методом постоянно возрастающей нагрузки (*ПВН*) позволило выявить ступенчатое увеличение осадки и циклический характер скорости и ускорения осадки основания сваи.

5. Установлено, что, при достаточно малом шаге регистрации, параметры циклов деформации (*ЦД*) объективно отражают реакцию грунтов основания сваи: снижение скорости осадки – упругое сопротивление, увеличение скорости – неупругое сопротивление.

6. Предложен способ измерения упругой и пластической составляющих осадки в каждом *ЦД* основания сваи.

7. Разделение осадки основания сваи на упругую и пластическую составляющие позволило обосновать подобие деформаций оснований испытываемой и проектируемых свай в каждом цикле деформации.

8. Выведены коэффициенты подобия для геометрически подобных свай в одинаковых инженерно-геологических условиях в заданные моменты нагружения.

9. Предложен способ оценки деформационной однородности площадки строительства по данным статического зондирования.

10. Обоснован выбор положения свай для испытаний статической нагрузкой зондированием площадки по деформационной однородности по данным статического зондирования.

11. Разделение осадки основания сваи на упругую и пластическую составляющие позволило:

- определить упругую постоянную основания сваи в каждый момент его нагружения свай;

- рассчитать упругие осадки свай в группе от действия соседних свай, не связанных между собой ростверком;

- рассчитать сопротивление основания свай, связанных между собой ростверком, с учетом релаксации, определенной по данным испытания постоянно возрастающей нагрузкой.

12. В ходе численных исследований определены и представлены в табличном виде значения коэффициентов, учитывающие групповой эффект, в зависимости от межсвайного расстояния и жесткости фундаментной плиты.

13. В итоге, разработана методика расчета параметров свайного и свайно-плитного фундамента, основанная на более полном, чем обычно, использовании данных испытаний грунтов свай и зондом при статическом нагружении, использовании разделения осадки основания на упругую и неупругую составляющие и подобия оснований испытываемой и проектируемой свай.

## **4. ОБОСНОВАНИЕ ПАРАМЕТРОВ ДЛЯ КОНСТРУИРОВАНИЯ ФУНДАМЕНТОВ МНОГОЭТАЖНЫХ И ВЫСОТНЫХ ЗДАНИЙ НА СВАЙНОМ ОСНОВАНИИ С ПРОМЕЖУТОЧНЫМ РАСПРЕДЕЛИТЕЛЬНЫМ СЛОЕМ**

### **4.1. Численные исследования закономерностей взаимодействия свайного поля и фундаментной плиты, разделенных промежуточным распределительным слоем**

В настоящем разделе рассматривается обоснование параметров для конструирования фундаментов многоэтажных и высотных зданий на свайном основании с промежуточным распределительным слоем (*ППС*). К параметрам для конструирования фундаментов относятся: толщина и физико-механические характеристики *ППС*; длина и диаметр свай; межсвайное расстояние; объем материала на выполнение свай; жесткость фундаментов (надземного сооружения). Особенность рассматриваемого технического решения заключается в том, что между свайным полем и фундаментной плитой устраивается промежуточный распределительный слой (*ППС*), позволяющий регулировать напряженно-деформированное состояние всей системы «свайное основание-фундамент-сооружение», в том числе при действии сейсмических нагрузок. Исследования выполнены численно и аналитически (с разработкой аналитического метода расчета – п. 4.3, 4.4).

Одним из выбранных методов исследования поведения свай при действии вертикальных нагрузок в данной работе являются численные методы, базирующиеся на основополагающих моделях поведения грунтов. К моделям поведения (и разрушения) грунтовой среды, получившим наиболее широкое применение, относятся:

- модель Кулона-Мора;
- модель упрочняющегося грунта (Hardening Soil);
- модель упрочняющегося грунта при малых деформациях (Hardening Soil Small-strain).

#### ***4.1.1. Модель Кулона-Мора***

Данная модель является наиболее распространенной в использовании современной инженерной практики. Основное преимущество ее заключается в простоте получения исходных данных, которые всегда содержатся в стандартных инженерно-геологических отчетах:

$E$  – модуль деформации, МПа;

$\nu$  – коэффициент поперечной деформации (коэффициент Пуассона);

$\varphi$  – угол внутреннего трения, град.;

$C$  – удельное сцепление, кПа;

$\psi$  – угол дилатансии, град.

Модель Кулона-Мора отражает линейный характер разрушения и состоит из двух компонентов прочности:  $C$  – удельное сцепление и  $\varphi$  – угол внутреннего трения, – и описывает зависимость касательных напряжений (прочности на сдвиг) от действующих нормальных напряжений. В общем виде данная модель представлена в виде наклона линии разрушения к оси напряжений (абсциссе)  $\sigma$  под углом  $\varphi$  формула (4.1.1), (рисунок 4.1.1).

$$\tau_{lim} = \sigma \operatorname{tg} \varphi + C . \quad (4.1.1)$$

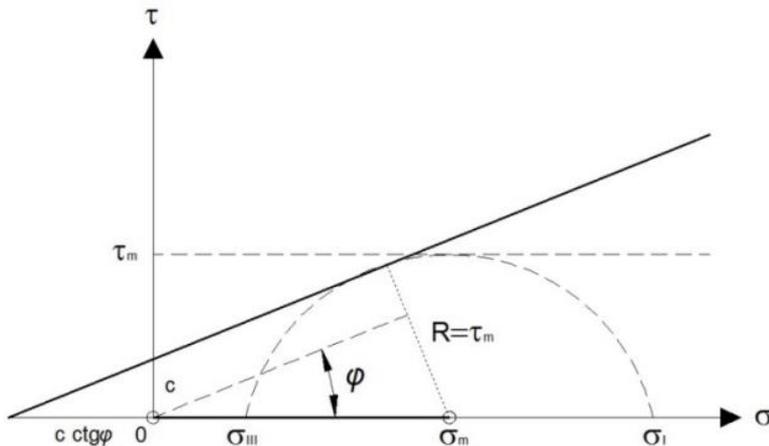


Рисунок 4.1.1 – Графическая интерпретация функции прочности Кулона-Мора

#### 4.1.2. Модель упрочняющегося грунта (Hardening Soil)

Это модель разновидности гиперболических моделей, учитывающая упрочнение грунта при сдвиге и изотропном нагружении [251].

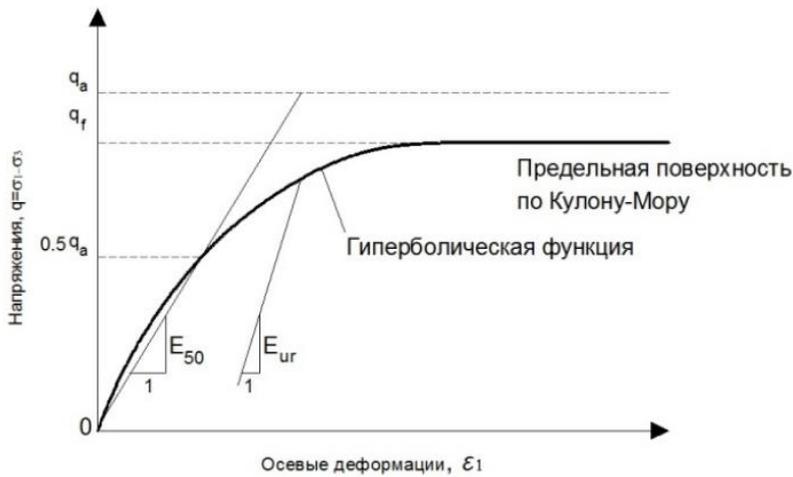


Рисунок 4.1.2 – Зависимость сдвиговых деформаций от девиаторных напряжений



Рисунок 4.1.3 – Механизм работы модели упрочняющегося грунта

Наличие критерия упрочнения при сдвиге (фрикционное упрочнение) является основным отличием от модели Кулона-Мора, т.е. когда поверхность разрушения не является постоянной величиной, а зависит от уровня пластических деформаций (сдвиговых) (рисунок 4.1.2 и 4.1.3).

К основным характеристикам данной модели можно отнести:

- жесткость грунта определяется уровнем напряжений в грунтовой среде и отражается показателем жесткости  $m$ ;
- учет пластических формообразующих деформаций при девиаторном напряжении, которые определяются модулем деформации при девиаторном нагружении ( $E_{50}$ );
- учет пластических линейных деформаций при объемном напряженном состоянии, которые определяются одометрическим модулем деформации ( $E_{oed}$ );
- механизм упругого поведения при разгрузке/повторном нагружении, определяемый модулем разгрузки ( $E_{ur}$ );
- механизм разрушения грунта, определяемый параметрами ( $\varphi, c, \psi$ ).

### 4.1.3. Модель упрочняющегося грунта при малых деформациях (Hardening Soil Small-strain)

В модели упрочняющегося грунта предполагается, что изменение жесткости происходит только при первичном нагружении. При разгрузке или повторном нагружении модель HS ведет себя по линейно-упругому закону. При необходимости учета нелинейности деформаций на ветви разгрузки/повторного нагружения используется модификация модели HS – модель упрочняющегося грунта при малых деформациях (Hardening Soil Small-strain – HSS), в которой устанавливается дополнительная гиперболическая зависимость между напряжениями и деформациями при малых относительных деформациях ( $\varepsilon_l < 10^{-3}$ ) (рисунок 4.1.4).

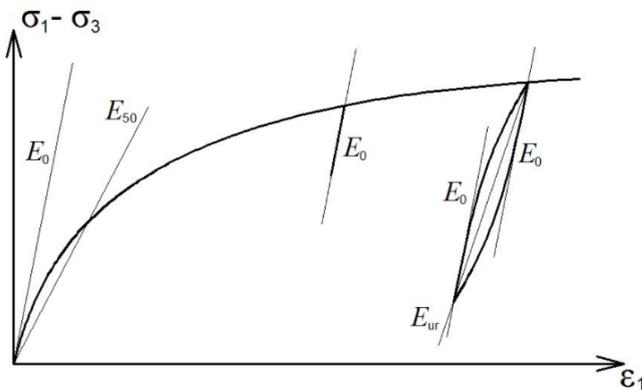


Рисунок 4.1.4 – Параметры жесткости и зависимость между девиатором напряжений и относительной деформацией для модели HSS

Модель HSS выражает изменение жесткости при малых деформациях через изменение секущего модуля сдвига  $G$  относительно его начальной величины  $G_0$ . Параметрами модели HSS являются начальный модуль сдвига  $G_0$  и величина угловых деформаций  $\gamma_{0.722}$ . В остальном она аналогична рассмотренной выше модели HS.

Определение параметров модели HSS затрудняется необходимостью измерения малых перемещений порядка  $10^{-4}$  мм. Такая точность не может быть обеспечена с помощью наиболее распространенных в испытательном оборудовании трансформаторных датчиков LVDT и требует применения датчиков других конструкций (оптических, датчиков Холла и пр.). Наилучшим способом является применение резонансной колонки любого типа. Вторым способом является применение прибора трехосного сжатия, дооборудованного системой датчиков для проведения измерений на локальной базе.

В данной работе в целях проведения численных исследований и обоснования применимости программных комплексов для решения поставленных задач результаты расчетов с использованием трех моделей были сравнены между собой для различных вариантов расчетных схем и диапазона нагрузок (рисунок 4.1.5).

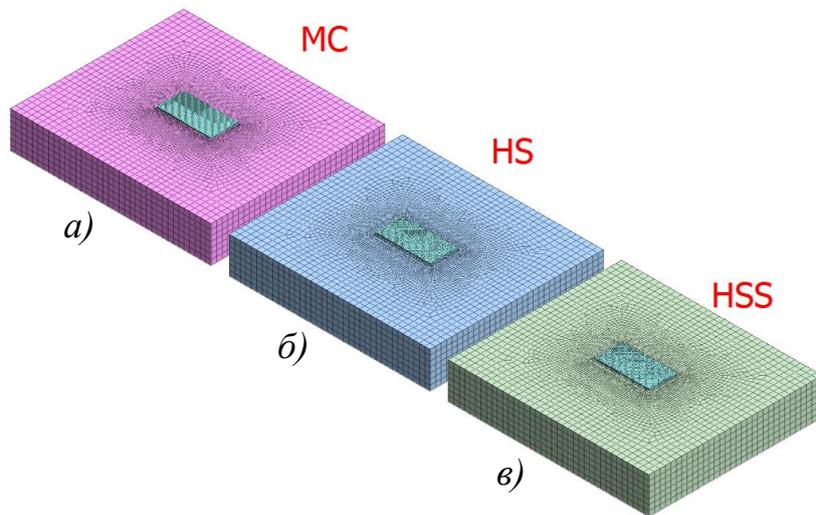


Рисунок 4.1.5 – Расчетные схемы с одинаковой геометрией и различными моделями грунта:  
 а) Мора-Кулона;  
 б) упрочняющегося грунта (Hardening soil);  
 в) упрочняющегося грунта при малых деформациях (Hardening Soil Small-strain)

Как было установлено из результатов расчетов, использование более сложных моделей грунта способно снижать влияние нижней границы модели на конечную осадку зданий и сооружений. Один из рассмотренных расчетных случаев приведен на рисунке 4.1.6.

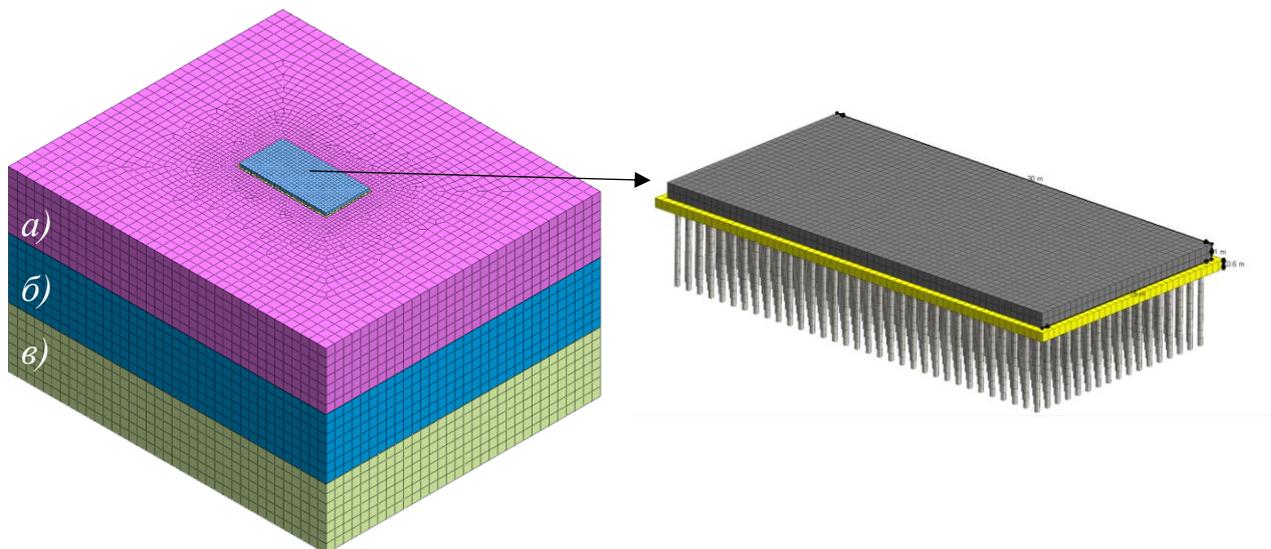


Рисунок 4.1.6 – Расчетная схема, включающая свайное основание под плитным фундаментом с различной глубиной нижней границы модели: а) 20 м; б) 40 м; в) 60 м

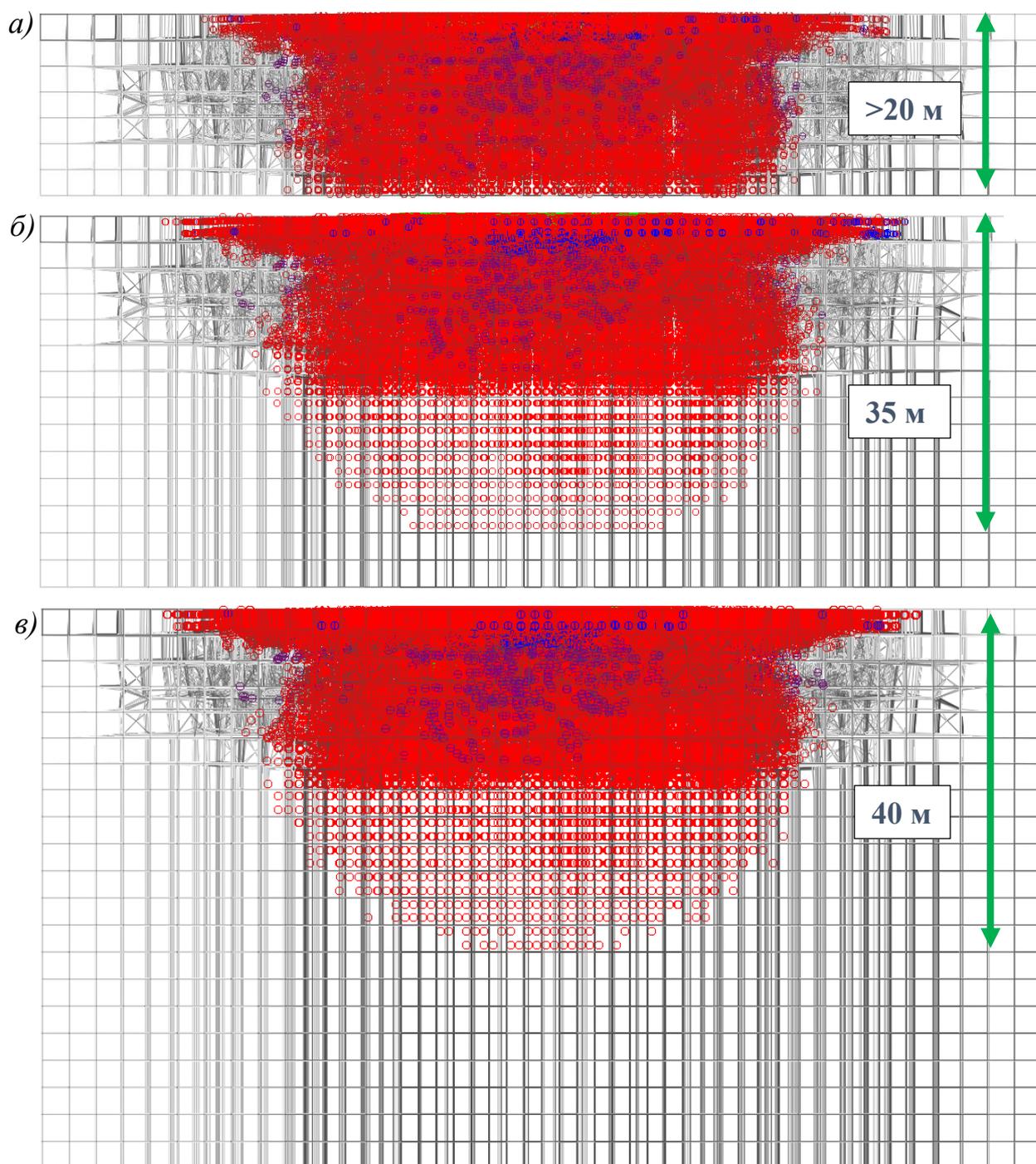


Рисунок 4.1.7 – Области пластических деформаций в грунтовом массиве при разном значении нижней границы расчетной схемы: а) 20 м; б) 40 м; в) 60 м

При проведении численных исследований было принято решение использовать модель упрочняющегося грунта при малых деформациях для описания поведения грунта под нагрузкой, т.к. недоучтенные особенности в других моделях могут исказить конечные результаты осадок при моделировании взаимодействия грунта со свайным основанием, ПРС и надземным строением.

#### 4.1.4. Анализ влияния шага, диаметра и длины свай на конечные осадки фундамента

Исходя из выбранной модели основания выполнен анализ влияния на осадку плиты следующих параметров: диаметров свай, шагов их расстановки и длины при заданном объеме. Важным нюансом является соблюдение единого объема материала для выполнения свай в каждом расчетном случае. Толщина промежуточного распределительного слоя (ПРС) для всех расчетных случаев принята равной толщине фундаментной плиты (1,0 м).

В ходе численных исследований рассмотрены следующие варьируемые параметры модели:

- Диаметр свай: 300 мм, 600 мм, 900 мм;
- Шаг свай:  $3d$ ,  $6d$ ,  $9d$ ;
- Длина свай: переменная при постоянном объеме введенного материала свай ( $V_{const} = 200 \text{ м}^3$ );
- Жесткость надземного строения: абсолютно гибкое, конечной жесткости, абсолютно жесткое;
- Давление, передаваемое на фундаментную плиту: от 100 до 500 кПа, что соответствует проведенной практике автора исследований по расчету и конструированию фундаментов многоэтажных и высотных зданий.

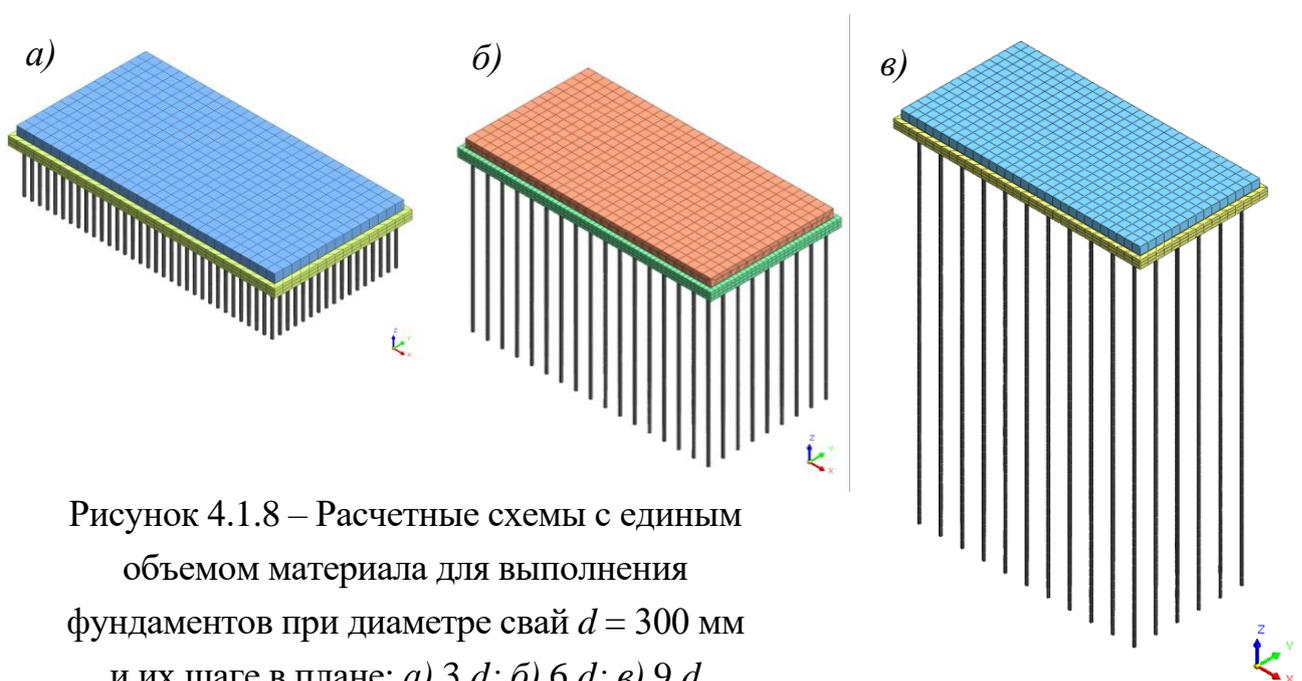


Рисунок 4.1.8 – Расчетные схемы с единым объемом материала для выполнения фундаментов при диаметре свай  $d = 300$  мм и их шаге в плане: а)  $3d$ ; б)  $6d$ ; в)  $9d$

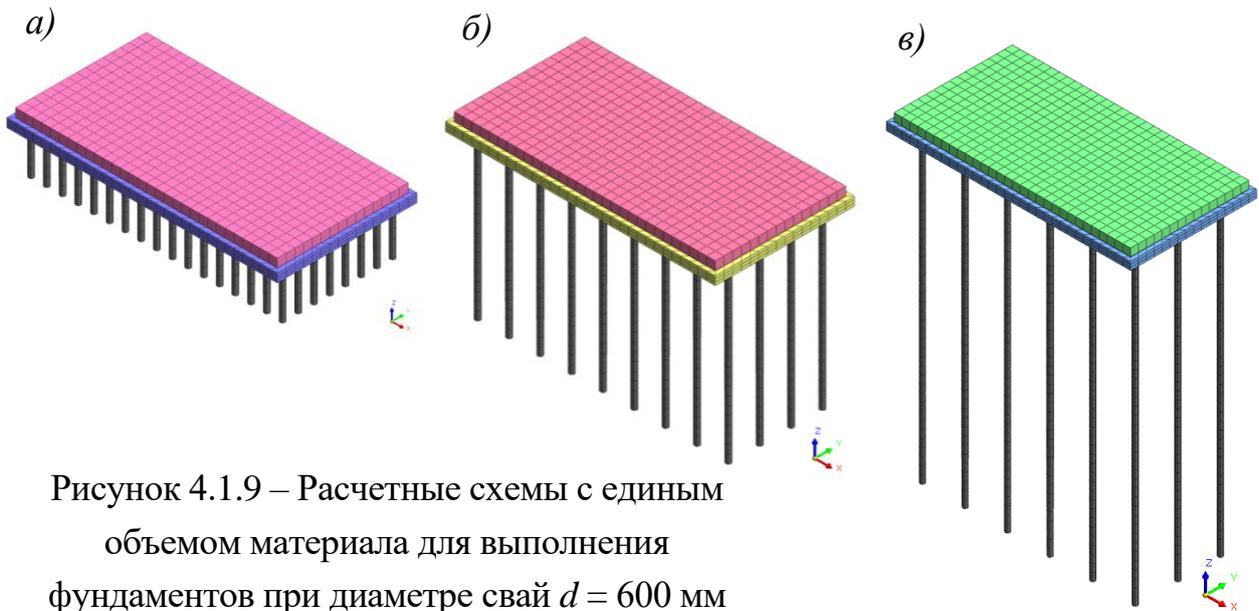


Рисунок 4.1.9 – Расчетные схемы с единым объемом материала для выполнения фундаментов при диаметре свай  $d = 600$  мм и их шаге в плане: а)  $3 d$ ; б)  $6 d$ ; в)  $9 d$

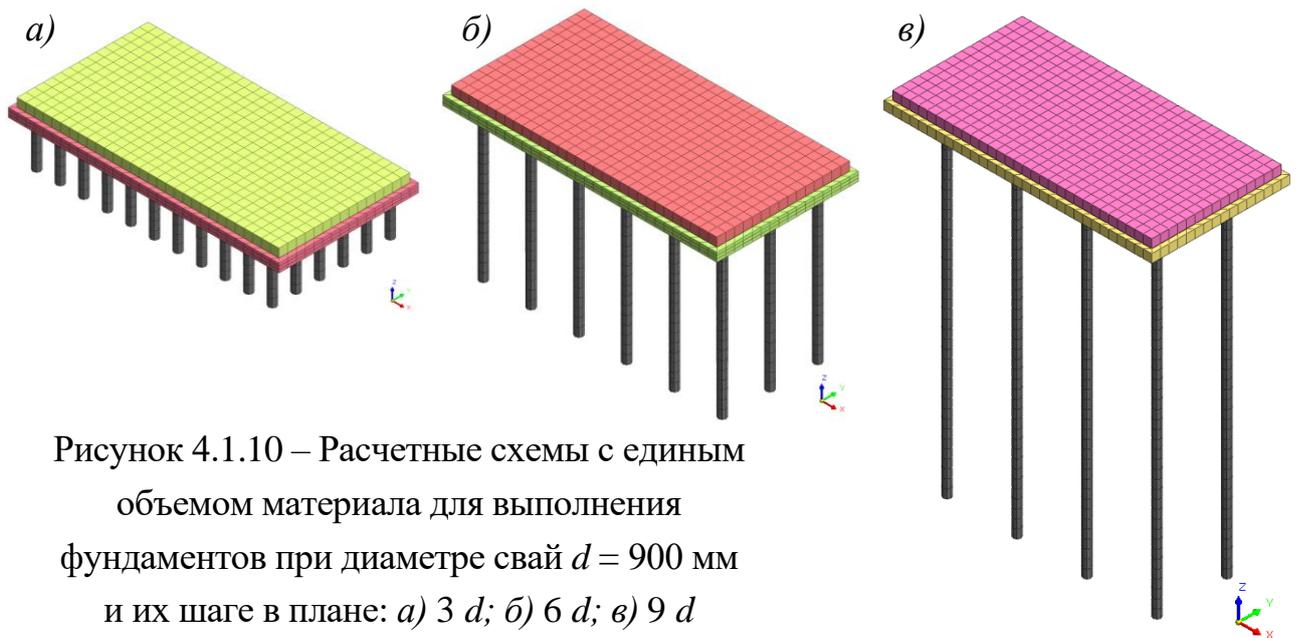


Рисунок 4.1.10 – Расчетные схемы с единым объемом материала для выполнения фундаментов при диаметре свай  $d = 900$  мм и их шаге в плане: а)  $3 d$ ; б)  $6 d$ ; в)  $9 d$

Ниже в табличном виде (таблицы 4.1.1 – 4.1.3) приведены основные результаты расчетов осадок фундаментных плит различной жесткости, расположенных на свайных основаниях с различным шагом, длиной и диаметром свай. Однако в каждом расчетном случае объема материала на выполнение фундамента оставался неизменным, что давало возможность оценить наиболее эффективный фундамент с точки зрения расхода материала при условии соблюдения допустимых значений максимальных и неравномерных осадок.

Таблица 4.1.1 – Основные результаты расчетов осадок абсолютно гибких фундаментных плит на свайных основаниях с ПРС

Кол-во свай, шт.	$L_P$ (шаг)/ $D$ (диаметр)	Диаметр свай, м	Длина свай, м	Объем свай, м <sup>3</sup>	$L$ (длина)/ $D$ (диаметр)	$L$ (длина)/ $L_P$ (шаг)	$S_{max}$ , М	$S_{min}$ , М	$P$ , кПа
Плитный фундамент на естественном основании							0,0375	0,0166	100
							0,1042	0,0642	200
							0,1625	0,1163	300
							0,2303	0,1754	400
							0,3294	0,2667	500
561	3	0,3	5,0	200	16,81	5,60	0,0186	0,0100	100
							0,0521	0,0282	200
							0,1037	0,0589	300
							0,1532	0,0900	400
							0,2124	0,1296	500
153	6	0,3	18,5	200	61,64	10,27	0,0148	0,0105	100
							0,0314	0,0242	200
							0,0546	0,0445	300
							0,0821	0,0688	400
							0,1139	0,0970	500
66	9	0,3	42,9	200	142,90	15,88	0,0196	0,0091	100
							0,0448	0,0221	200
							0,0705	0,0365	300
							0,0966	0,0521	400
							0,1233	0,0687	500
136	3	0,6	5,2	200	8,67	2,89	0,0221	0,0105	100
							0,0606	0,0296	200
							0,1181	0,0614	300
							0,1725	0,0938	400
							0,2310	0,1296	500
36	6	0,6	19,6	200	32,75	5,46	0,0196	0,0078	100
							0,0390	0,0163	200
							0,0716	0,0324	300
							0,1055	0,0499	400
							0,1429	0,0703	500
18	9	0,6	39,3	200	65,50	7,28	0,0241	0,0085	100
							0,0500	0,0177	200
							0,0954	0,0345	300
							0,1180	0,0431	400
							0,1495	0,0554	500
66	3	0,9	4,8	200	5,29	1,76	0,0247	0,0103	100
							0,0683	0,0300	200
							0,1306	0,0626	300
							0,1879	0,0952	400

Кол-во свай, шт.	$L_P$ (шаг)/ $D$ (диаметр)	Диаметр свай, м	Длина свай, м	Объем свай, м <sup>3</sup>	$L$ (длина)/ $D$ (диаметр)	$L$ (длина)/ $L_P$ (шаг)	$S_{max}$ , м	$S_{min}$ , м	$P$ , кПа
							0,2591	0,1368	500
18	6	0,9	17,5	200	19,41	3,23	0,0211	0,0082	100
							0,0554	0,0211	200
							0,0857	0,0324	300
							0,1318	0,0511	400
							0,1891	0,0764	500
8	9	0,9	39,3	200	43,66	4,85	0,0281	0,0089	100
							0,0625	0,0214	200
							0,0915	0,0327	300
							0,1453	0,0559	400
							0,1810	0,0717	500

Таблица 4.1.2 – Основные результаты расчетов осадок фундаментных плит конечной гибкости на свайных основаниях с ПРС

Кол-во свай, шт.	$L_P$ (шаг)/ $D$ (диаметр)	Диаметр свай, м	Длина свай, м	Объем свай, м <sup>3</sup>	$L$ (длина)/ $D$ (диаметр)	$L$ (длина)/ $L_P$ (шаг)	$S_{max}$ , м	$S_{min}$ , м	$P$ , кПа
Плитный фундамент на естественном основании							0,0242	0,0143	100
							0,0733	0,0478	200
							0,1494	0,116	300
							0,2082	0,1681	400
							0,303	0,2513	500
561	3	0,3	5,0	200	16,81	5,60	0,0153	0,0105	100
							0,0535	0,0388	200
							0,0977	0,0732	300
							0,1383	0,1059	400
							0,2005	0,1578	500
153	6	0,3	18,5	200	61,64	10,27	0,0140	0,0120	100
							0,0318	0,0284	200
							0,0500	0,0457	300
							0,0755	0,0697	400
							0,1124	0,1044	500
66	9	0,3	42,9	200	142,90	15,88	0,0190	0,0136	100
							0,0392	0,0294	200
							0,0646	0,0500	300
							0,0873	0,0690	400
							0,1122	0,0904	500
136	3	0,6	5,2	200	8,67	2,89	0,0189	0,0123	100
							0,0591	0,0396	200
							0,1087	0,0754	300
							0,1675	0,1198	400

Кол-во свай, шт.	$L_P$ (шаг)/ $D$ (диаметр)	Диаметр свай, м	Длина свай, м	Объем свай, м <sup>3</sup>	$L$ (длина)/ $D$ (диаметр)	$L$ (длина)/ $L_P$ (шаг)	$S_{max}$ , м	$S_{min}$ , м	$P$ , кПа
							0,2189	0,1594	500
36	6	0,6	19,6	200	32,75	5,46	0,0179	0,0111	100
							0,0367	0,0236	200
							0,0708	0,0465	300
							0,1020	0,0683	400
							0,1369	0,0927	500
18	9	0,6	39,3	200	65,50	7,28	0,0233	0,0141	100
							0,0541	0,0328	200
							0,0796	0,0483	300
							0,1084	0,0660	400
							0,1380	0,0842	500
66	3	0,9	4,8	200	5,29	1,76	0,0190	0,0116	100
							0,0701	0,0473	200
							0,1061	0,0741	300
							0,1760	0,1271	400
							0,2340	0,1750	500
18	6	0,9	17,5	200	19,41	3,23	0,0217	0,0138	100
							0,0482	0,0304	200
							0,0746	0,0463	300
							0,1259	0,0802	400
							0,1696	0,1087	500
8	9	0,9	39,3	200	43,66	4,85	0,0247	0,0149	100
							0,0545	0,0337	200
							0,0828	0,0520	300
							0,1198	0,0759	400
							0,1576	0,1007	500

Таблица 4.1.3 – Основные результаты расчетов осадок абсолютно жестких фундаментных плит на свайных основаниях с ПРС

Кол-во свай, шт.	$L_P$ (шаг)/ $D$ (диаметр)	Диаметр свай, м	Длина свай, м	Объем свай, м <sup>3</sup>	$L$ (длина)/ $D$ (диаметр)	$L$ (длина)/ $L_P$ (шаг)	$S_{max}$ , м	$S_{min}$ , м	$P$ , кПа
-	-	-	-	-	-	-	0,0203	0,0186	100
							0,0796	0,0748	200
							0,1314	0,1237	300
							0,1943	0,1827	400
							0,2913	0,2734	500
561	3	0,3	5,0	200	16,81	5,60	0,0163	0,0149	100
							0,0507	0,0473	200
							0,0904	0,0849	300
							0,1351	0,1276	400
							0,1873	0,1781	500

Кол-во свай, шт.	$L_p$ (шаг)/ $D$ (диаметр)	Диаметр свай, м	Длина свай, м	Объем свай, м <sup>3</sup>	$L$ (длина)/ $D$ (диаметр)	$L$ (длина)/ $L_p$ (шаг)	$S_{max}$ , м	$S_{min}$ , м	$P$ , кПа
153	6	0,3	18,5	200	61,64	10,27	0,0126	0,0122	100
							0,0291	0,0284	200
							0,0503	0,0492	300
							0,0743	0,0728	400
							0,1104	0,1080	500
66	9	0,3	42,9	200	142,90	15,88	0,0174	0,0163	100
							0,0370	0,0350	200
							0,0581	0,0549	300
							0,0848	0,0799	400
							0,1083	0,1016	500
136	3	0,6	5,2	200	8,67	2,89	0,0161	0,0144	100
							0,0528	0,0480	200
							0,0942	0,0863	300
							0,1521	0,1402	400
							0,2022	0,1872	500
36	6	0,6	19,6	200	32,75	5,46	0,0162	0,0138	100
							0,0344	0,0294	200
							0,0600	0,0511	300
							0,0953	0,0814	400
							0,1282	0,1098	500
18	9	0,6	39,3	200	65,50	7,28	0,0206	0,0174	100
							0,0461	0,0383	200
							0,0781	0,0638	300
							0,1058	0,0858	400
							0,1306	0,1055	500
66	3	0,9	4,8	200	5,29	1,76	0,0204	0,0184	100
							0,0566	0,0516	200
							0,1128	0,1036	300
							0,1510	0,1394	400
							0,2159	0,2005	500
18	6	0,9	17,5	200	19,41	3,23	0,0160	0,0146	100
							0,0390	0,0357	200
							0,0774	0,0707	300
							0,1019	0,0933	400
							0,1499	0,1378	500
8	9	0,9	39,3	200	43,66	4,85	0,0222	0,0202	100
							0,0463	0,0420	200
							0,0818	0,0736	300
							0,1128	0,1008	400
							0,1403	0,1249	500

Для учета комплексного влияния параметров математической модели введем величину относительного шага расстановки свай  $X = L_p/(LD)$  Эта величина имеет

наилучшую корреляцию с максимальной  $S_{max}$  и минимальной  $S_{min}$  значениями осадки фундамента в рассмотренных случаях (таблица 4.1.4).

Таблица 4.1.4 – Коэффициенты корреляции величины относительного шага расстановки свай со значениями осадки фундамента

$P$ кПа	$X = L_p/(LD)$	
	$S_{max}$	$S_{min}$
Абсолютно гибкая плита		
100	-0,051	0,585
200	0,477	0,859
300	0,740	0,936
400	0,772	0,941
500	0,837	0,963
Плита конечной жесткости		
100	-0,441	-0,690
200	0,615	0,788
300	0,779	0,915
400	0,822	0,946
500	0,891	0,978
Абсолютно жесткая плита		
100	-0,139	-0,128
200	0,683	0,749
300	0,748	0,810
400	0,833	0,892
500	0,921	0,954

Как видно из таблицы 4.1.4, хорошая корреляция ( $> 0,7$ ) достигается для всех трех условий жесткости фундаментной плиты, начиная с давления 200–300 кПа, что соответствует нагрузкам от многоэтажных и высотных зданий. Для значений давления 300–500 кПа построены графики зависимости осадки от относительного шага расстановки свай (рисунки 4.1.11–4.1.13).

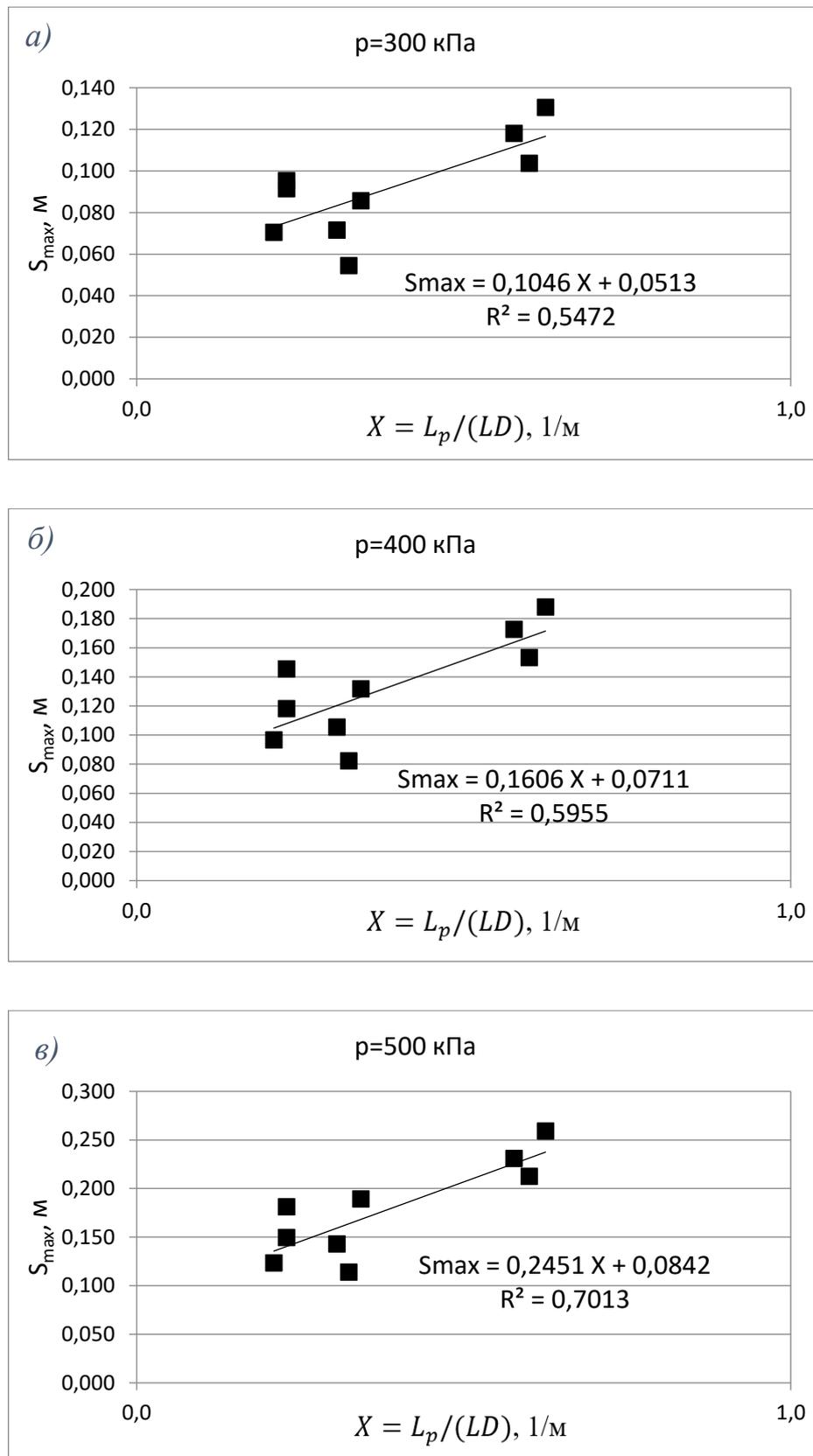


Рисунок 4.1.11 – Зависимость максимальной осадки абсолютно гибкого фундамента от относительного шага расстановки свай при давлении: *a)* 300 кПа; *б)* 400 кПа; *в)* 500 кПа

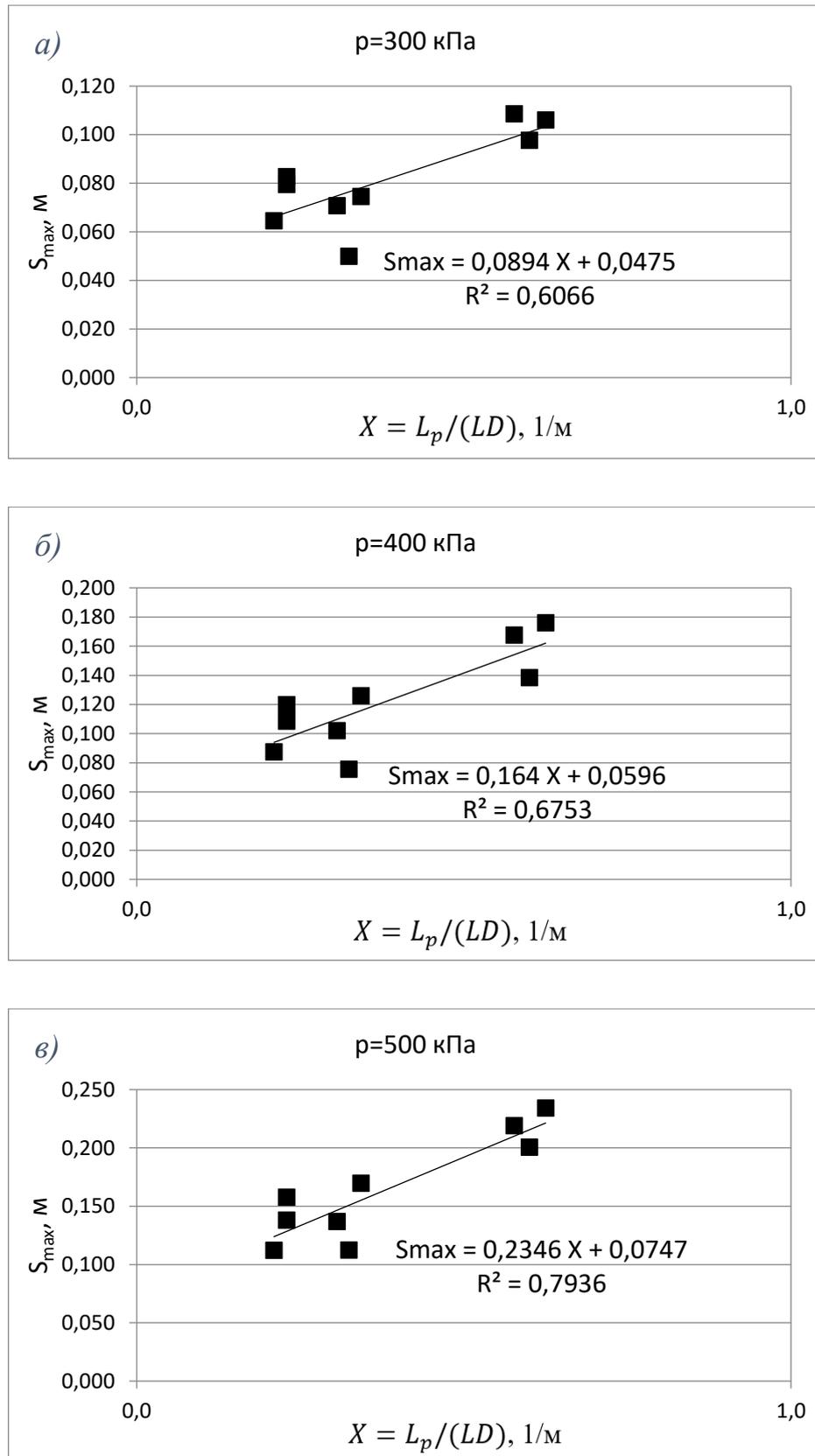


Рисунок 4.1.12 – Зависимость максимальной осадки фундамента промежуточной жесткости от относительного шага расстановки свай при давлении: *a)* 300 кПа; *б)* 400 кПа; *в)* 500 кПа

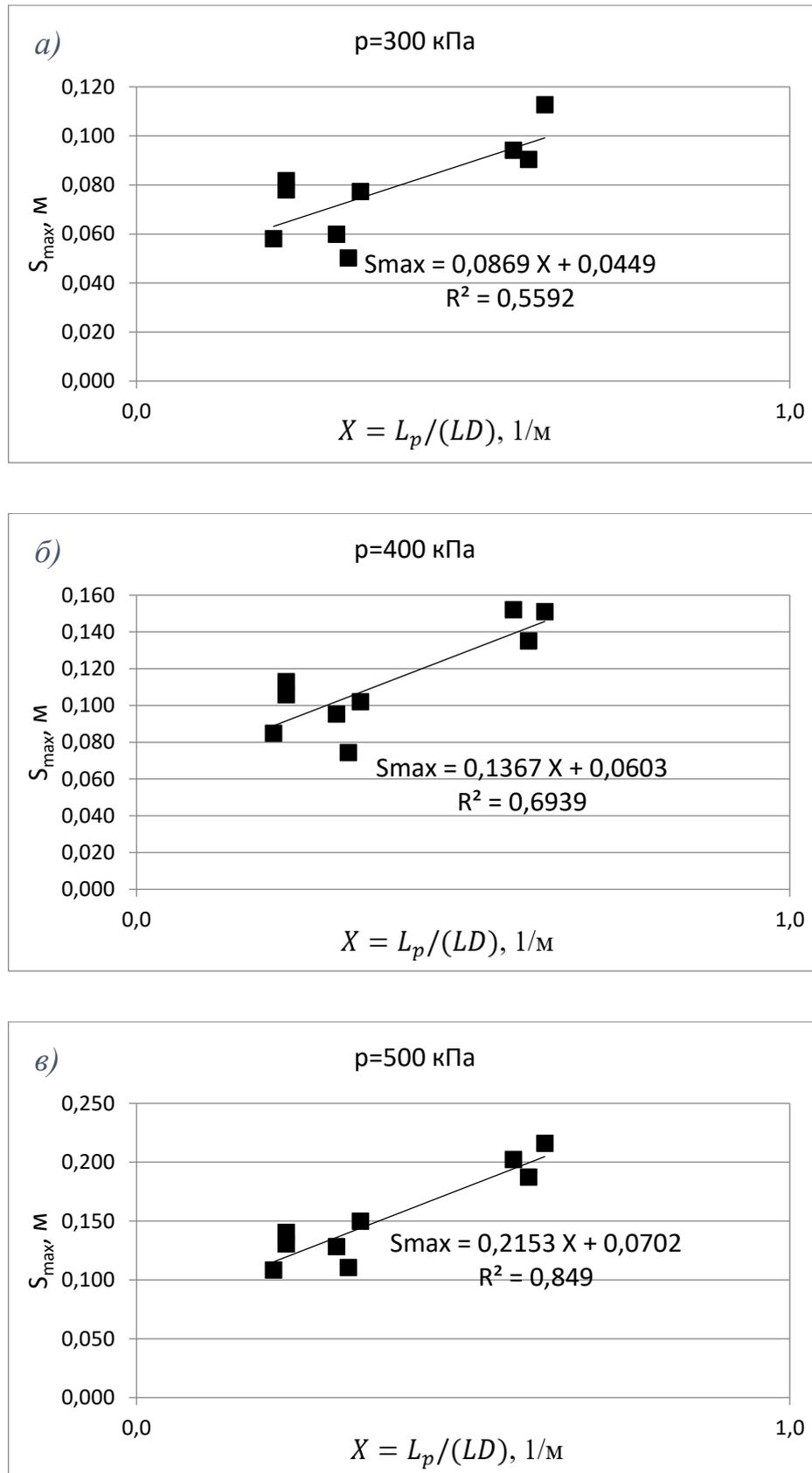


Рисунок 4.1.13 – Зависимость максимальной осадки абсолютно жесткого фундамента от относительного шага расстановки свай при давлении: а) 300 кПа; б) 400 кПа; в) 500 кПа

В графиках на рисунках 4.1.11–4.1.13 заметен бóльший разброс значений осадки при малых значениях величины  $X = L_p/(LD)$ , чем при больших  $X$ . Осадка фундамента увеличивается при увеличении относительного шага расстановки свай.

Важным результатом является установление доли нагрузки от надземного сооружения, приходящейся к фундаментной плите при введении промежуточного распределительного слоя с учетом переменных параметров свайного поля при ступенчато возрастающем давлении на подошве плиты (таблица 4.1.5).

Таблица 4.1.5 – Доля нагрузки, воспринимаемая плитой, при введении ПРС и сохранении единого объема на изготовление свай, %

Нагрузка, кПа	Шаг свай, $d$	$3d$			$6d$			$9d$		
	Диаметр свай, мм	300	600	900	300	600	900	300	600	900
	Тип фундамента									
200	Абсолютно гибкий	8.9	19.6	36.0	20.7	36.2	45.5	38.8	53.3	64.1
	Конечной жесткости	10.0	20.3	36.3	20.6	37.0	45.8	39.4	53.2	64.5
	Абсолютно жесткий	10.7	20.7	36.6	21.4	37.3	46.0	40.0	53.4	64.9
300	Абсолютно гибкий	10.5	22.5	38.9	19.2	34.9	46.9	34.9	51.2	61.5
	Конечной жесткости	11.4	22.7	38.7	19.4	35.2	46.9	35.6	50.9	61.9
	Абсолютно жесткий	11.9	22.8	38.8	19.8	35.6	47.1	35.9	51.2	62.2
400	Абсолютно гибкий	10.6	22.8	40.0	18.6	34.5	50.5	33.0	49.4	59.4
	Конечной жесткости	11.3	22.5	39.5	18.8	35.1	49.8	33.5	49.2	59.7
	Абсолютно жесткий	11.6	22.4	39.6	18.9	35.2	51.4	33.9	49.6	59.9
500	Абсолютно гибкий	10.4	22.6	40.7	18.1	35.2	51.3	32.1	48.0	58.0
	Конечной жесткости	10.8	22.5	40.1	18.4	35.1	51.6	32.6	47.9	58.3
	Абсолютно жесткий	11.3	22.4	40.1	18.3	35.2	53.0	32.8	48.3	58.8

В результате численных исследований установлено, что при введении ПРС доля нагрузки, передаваемая от надземного сооружения на грунтовое основание, при условии сохранения во всех расчетных случаях единого объема материала на изготовление свай, зависит от расстояния между ними, от их диаметров, а также от жесткости фундамента и составляют при шаге  $3d$  – от 9 до 41 %, при шаге  $6d$  – от 18 до 53 %, при шаге  $9d$  – от 32 до 65 %.

Выявлено, что при одинаковом расходе материала на изготовление свай при одинаковой толщине промежуточного распределительного слоя наиболее рациональный шаг свай составляет  $(5-7)d$ . Ограничения в применении технического

решения могут быть связаны со слишком большим шагом свай в плане, при котором разница осадок в пролете между сваями и в уровне их оголовков будет недопустимой.

Далее в ходе исследований получены коэффициенты  $k_{ef}$ , отражающие эффективность использования материала на изготовление свай. Коэффициент  $k_{ef}$  показывает отношение осадки свайного фундамента с ПРС к осадке фундаментной плиты на естественном основании при различной жесткости фундамента. Для значений давления на подошве в интервале от 100 до 500 кПа и различной жесткости фундаментной плиты определены зависимости изменения коэффициента эффективности  $k_{ef}$ , которые приведены на рисунках 4.1.14 – 4.1.16.

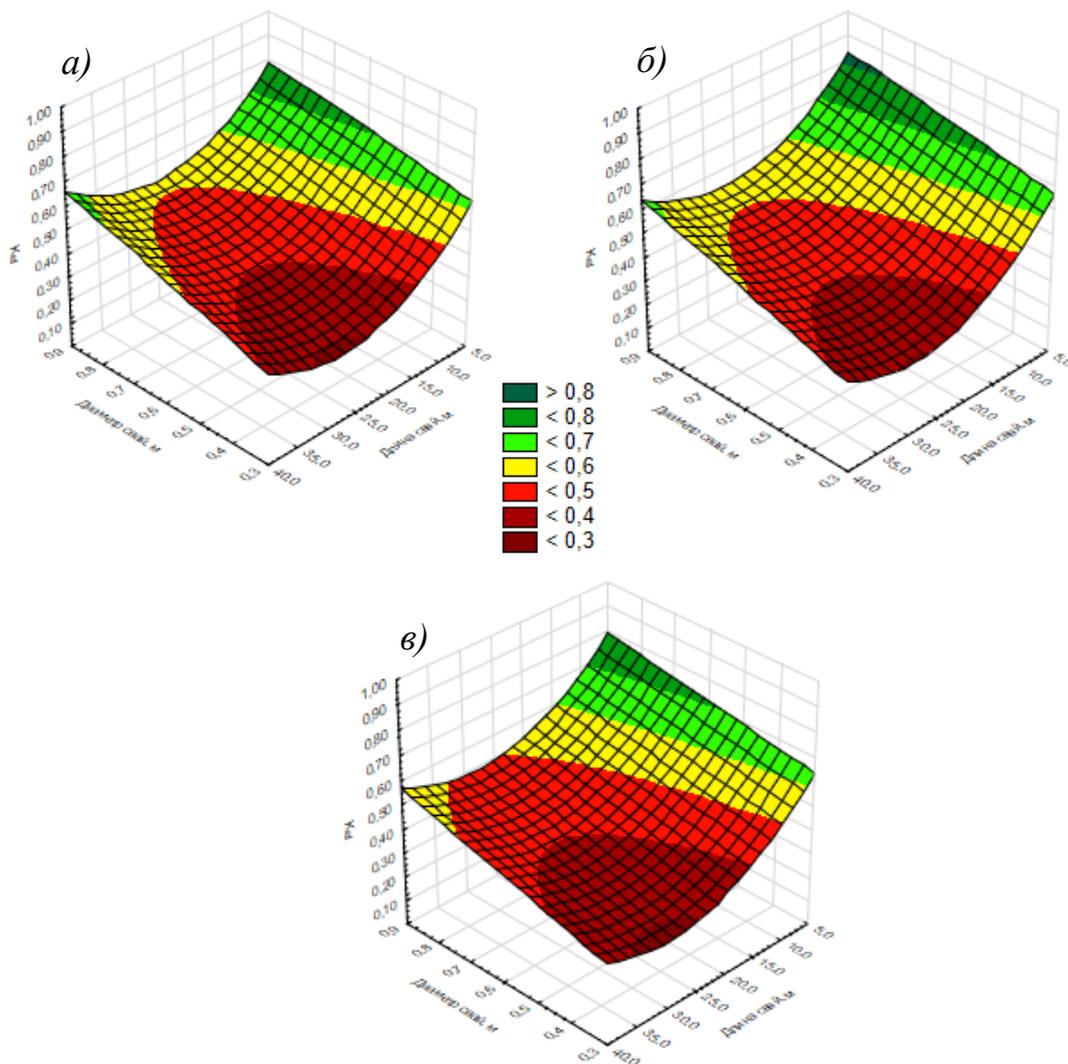
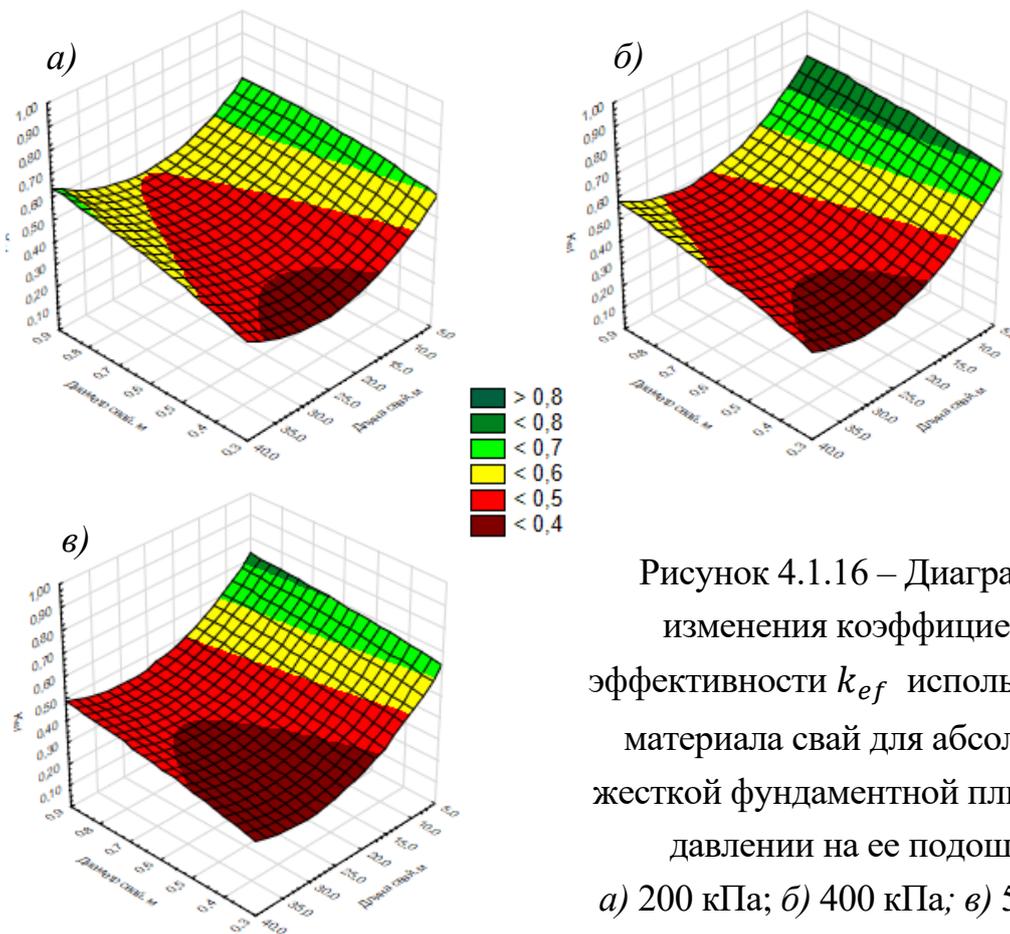
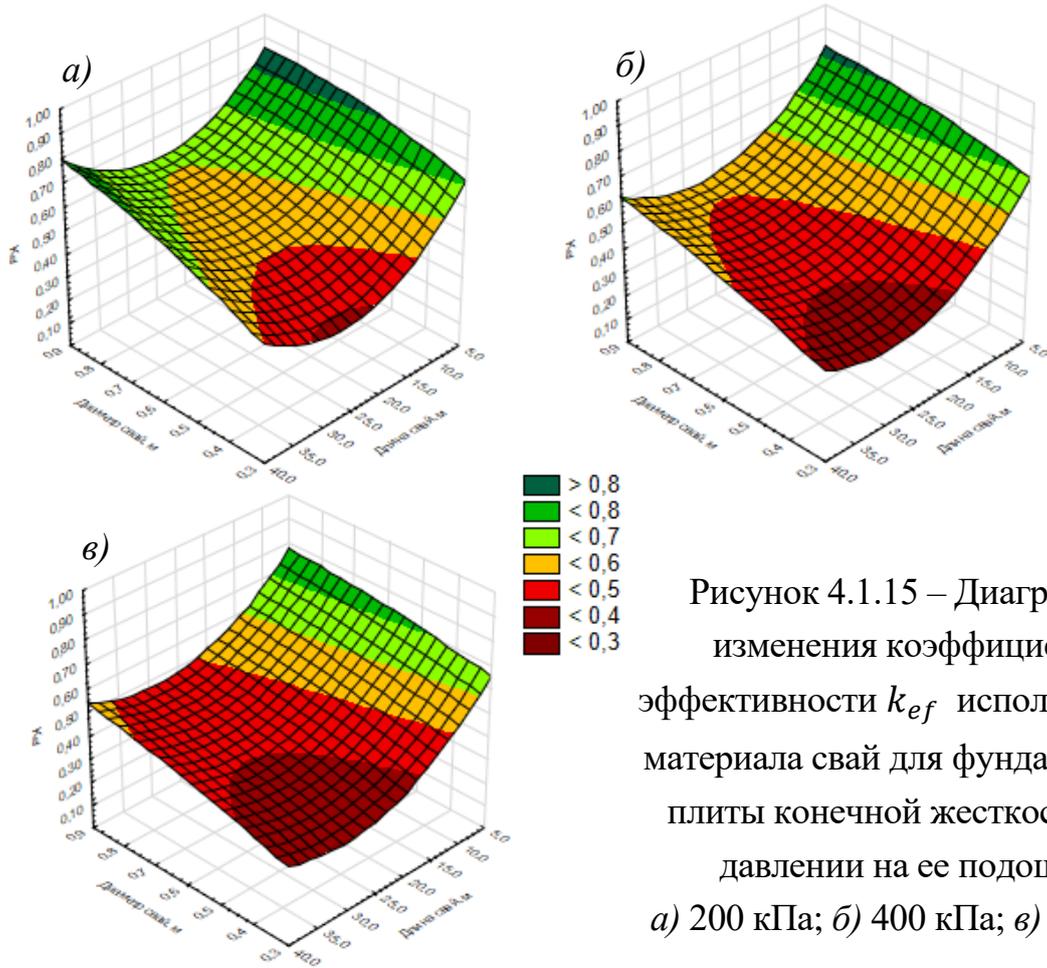


Рисунок 4.1.14 – Диаграммы изменения коэффициента эффективности  $k_{ef}$  использования материала свай для абсолютно гибкой фундаментной плиты при давлении на ее подошве: а) 300 кПа; б) 400 кПа; в) 500 кПа



#### **4.2. Численные исследование влияния шага свай и толщины промежуточного распределительного слоя на совместность перемещений его горизонтальной проектной плоскости и точек в уровне голов свай**

В литературных источниках [295] используется три основных метода рассмотрения промежуточных распределительных слоев для свайных оснований:

- Метод на основе механизма разрушения Прандтля;
- Метод сдвигового конуса;
- Метод Хьюлетта и Рэндольфа.

Согласно Прандтлю (1920), механизм разрушения возникает, когда поверх промежуточного слоя устраивается жесткий штамп или когда *ПРС* имеет достаточную высоту, чтобы избежать разрушения над головой сваи (что соответствует образованию конусов сдвига внутри толщины *ПРС*).

В рамках рекомендаций [295] исследования механизма разрушения Прандтля были проведены испытания в центрифуге с различной толщиной *ПРС*, заданными расстоянием между армозементами и коэффициентами армирования [289]. Испытания в центрифуге сравнили с предельными давлениями, вычисленными по теории Прандтля, и определили, что между измеренными и теоретическими значениями наблюдается достаточная корреляция.

Кроме рассмотренного в п 1.3 расчетного метода, основанного на механизме разрушения Прандтля, другим применимым расчетным подходом к проектированию *ПРС* является метод сдвигового конуса. Как показано на рисунке 4.2.1б, механизм разрушения можно смоделировать, представив вертикальный сдвиг по конусу в песчаном слое *ПРС*. Этот механизм разрушения проявляется только для тонких *ПРС*, с устройством поверх них жестких фундаментных плит и связан с предельным углом внутреннего трения материала *ПРС*.

В соответствии с [267] и исходя из геометрии конуса сдвига, предельное напряжение, передаваемое на голову сваи, определяется с использованием приложенной внешней нагрузки  $q_0$ , и распределительных свойств *ПРС*. Следует рассматривать два расчетных случая в зависимости от геометрии жестких вертикальных элементов и *ПРС*, как показано на рисунке 4.2.1.

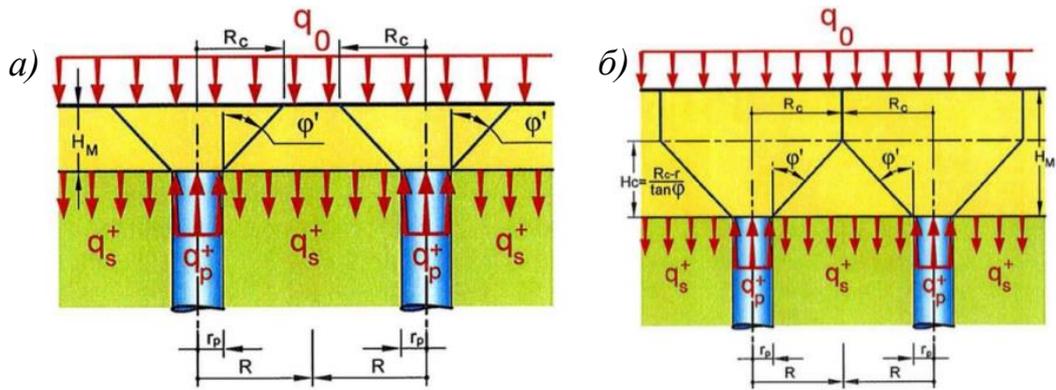


Рисунок 4.2.1. Расчетные случаи: а) неперекрывающиеся конусы сдвига; б) перекрывающиеся конусы сдвига [295]

В первой конфигурации, как показано на рисунке 4.2.1а, конусы сдвига, развивающиеся над жесткими элементами, не сомкнулись. Это условие встречается, когда  $H_M < H_c$ , где  $H_c$  определяется как:

$$H_c = \frac{R+r_p}{\tan \varphi'} \quad (4.2.1)$$

где  $H_c$  – высота ПРС, где происходит совмещение конусов сдвига, м,

$r_p$  – радиус армоэлементов в плане, м,

$R$  – половина расстояния между армоэлементами, м.

$R$  определяется как:

$$R = \frac{s}{\sqrt{\pi}} \quad (4.2.2)$$

Если конусы сдвига не перекрываются (т.е. когда  $H_M < H_c$ ),  $q_p^+$  определяется как вес конуса плюс внешняя нагрузка, приложенная на верхнее основание конуса:

$$q_p^+ = \frac{H_M}{3} \left( \frac{R_c^2}{r_p^2} + 1 + \frac{R_c}{r_p} \right) \gamma_{\gamma} + \frac{R_c^2}{r_p^2} q_0 + \frac{1}{\tan \varphi'} \left( \frac{R_c^2}{r_p^2} - 1 \right) \frac{c'}{\gamma_{c'}} \quad (4.2.3)$$

где

$$R_c = r_p + H_M \tan \left( \frac{\varphi'}{\gamma_{\varphi'}} \right) \quad (4.2.4)$$

$\gamma_{c'}$ ,  $\gamma_{\varphi'}$  и  $\gamma_{\gamma}$  – коэффициенты запаса, равные 1.

Тогда часть внешней нагрузки передается на грунт основания между сваями.

Во втором расчетном случае, как показано на рисунке 4.2.1б, конусы сдвига, развивающиеся над вертикальными элементами, перекрываются. Это условие встречается, когда  $H_M > H_c$ . Если конусы сдвига перекрываются,  $q_p^+$  находится как сумма веса конуса и вес грунтового цилиндра над ним плюс внешняя нагрузка, умноженная на площадь элементарной ячейки:

$$q_p^+ = \left[ \frac{H_c}{3} \left( \frac{R^2}{r_p^2} + 1 + \frac{R}{r_p} \right) + (H_M - H_c) \frac{R^2}{r_p^2} \right] \frac{\gamma}{\gamma_{\gamma}} + \frac{R^2}{r_p^2} q_0 + \left[ \frac{1}{\tan \gamma_{\phi'}} \left( \frac{R^2}{r_p^2} - 1 \right) \right] \frac{c'}{\gamma_{c'}} \quad (4.2.5)$$

коэффициенты  $\gamma_{c'}$  и  $\gamma_{\gamma}$  равны 1.

В этом случае, грунт основания не работает.

Также одним из используемых методов по определению параметров ПРС является метод Хьюлетта-Рэндольфа, описывающий подход, разработанный для дорожного строительства.

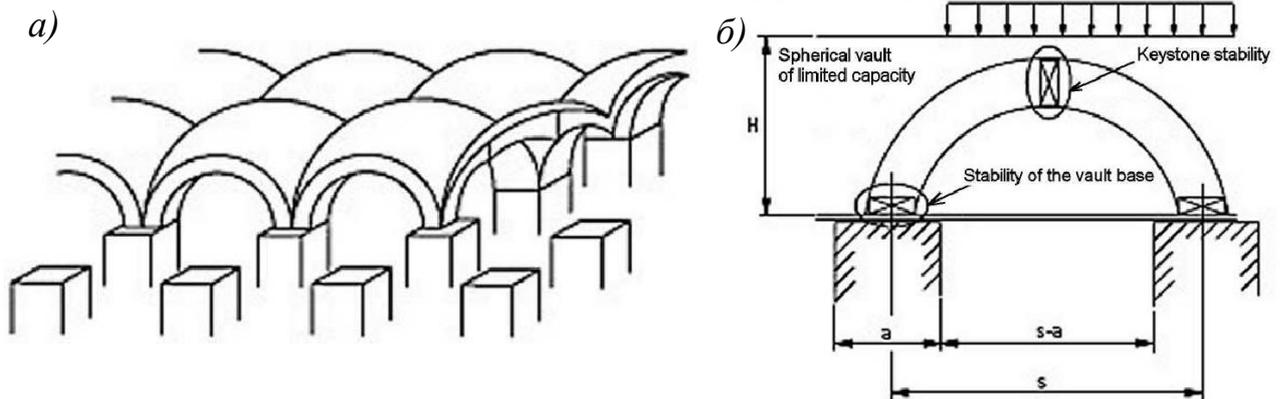


Рисунок 4.2.2 – Принципиальная схема метода Хьюлетта и Рэндольфа [264]:

а) замыкание «сводов» над жесткими элементами; б) поперечное сечение ячейки

Этот метод рассматривает полусферические поверхности с целью расчета эффективной нагрузки при достижения предельного состояния в области верхней точки полусферы или в уровне головы сваи (рисунок 4.2.2). Для тонких ПРС (относительно расстояния шага между сваями), как правило, прочность в уровне ключа арки является определяющей, тогда как для более толстых ПРС прочность в голове сваи является преобладающей.

Этим методом рассчитывают среднее вертикальное напряжение, приложенное к геосинтетическому материалу, путем оценки эффективности передачи нагрузки

на включения с учетом разрушения системы – либо в ключе арки (эффективность  $E_v$ ), либо в уровне голов свай (эффективность  $E_T$ ).

Выбирается наименьшая из двух эффективностей, что позволяет максимально увеличить нагрузку, передаваемую на геосинтетическое армирование ПРС.

Эффективность  $E_v$ :

$$E_v = 1 - \left[ 1 - \left( \frac{a}{s} \right)^2 \right] (A - AB + C) \quad (4.2.6)$$

$$A = \left[ 1 - \frac{a}{s} \right]^{2(K_p-1)} \quad (4.2.7)$$

$$B = \frac{s}{\sqrt{2}H} \left[ \frac{2K_p-2}{2K_p-3} \right] \quad (4.2.8)$$

$$C = \frac{s-a}{\sqrt{2}H} \left[ \frac{2K_p-2}{2K_p-3} \right] \quad (4.2.9)$$

Эффективность  $E_T$ :

$$E_T = \frac{\beta}{1+\beta} \quad (4.2.10)$$

$$\beta = \frac{2K_p}{(K_p+1)\left(1+\frac{a}{s}\right)} \left[ \left(1 - \frac{a}{s}\right)^{-K_p} - \left(1 + K_p \frac{a}{s}\right) \right] \quad (4.2.11)$$

Вертикальная нагрузка, воспринимаемая геосинтетическим материалом в промежутке между двумя соседними сваями, равна:

$$\sigma_{v,geo} = s^2 / (s^2 - a^2) \sigma_v (1 - E_{min}) \quad (4.2.12)$$

где,  $\sigma_v = \gamma_r \gamma_r H + \gamma_G g + \gamma_Q q$

$H$  - высота насыпи над геосинтетическим материалом;

$\gamma_r$  - удельный вес насыпи;

$g$  - постоянная вертикальная нагрузка;

$q$  - переменная вертикальная нагрузка;

$\gamma_r$  - коэффициент запаса по весу грунта;

$\gamma_G$  - коэффициент запаса по постоянной нагрузке;

$\gamma_Q$  - коэффициент запаса по переменной нагрузке.

Одним из главных критериев корректной работы *ПРС* в единой системе со свайным основанием является совместность перемещений горизонтальной проектной плоскости *ПРС* и точек в уровне голов свай, заведенных в тело *ПРС*. Недостижение совместности перемещений может быть вызвано различными факторами и в итоге приводит к неработоспособному или аварийному состоянию объекта (рисунок 4.2.3).



Рисунок 4.2.3 – Пример продавливания сваями тела *ПРС*

Простейшим вариантом будет *ПРС* для передачи нагрузки, состоящий из сыпучего материала, уложенного непосредственно под подошвой фундамента. Этот случай был изучен в упрощенной форме с учетом равномерной нагрузки, передаваемой на *ПРС*. При использовании для этой платформы передачи трехмерной модели результаты показывают, что эффективность  $E$  увеличивается с нагрузкой до достижения предельного значения. Более того, расчеты указывают на наличие конических и сравнительно стабильных зон внутри *ПРС* поверх оголовков, где сдвиг концентрируется на краю (рисунок 4.2.4) [265]. При сдвиге нагрузка переносится из периферийных зон в сторону оголовков с незначительным смещением. Формирование конусов коррелирует с предельным значением угла внутреннего трения материала *ПРС*.

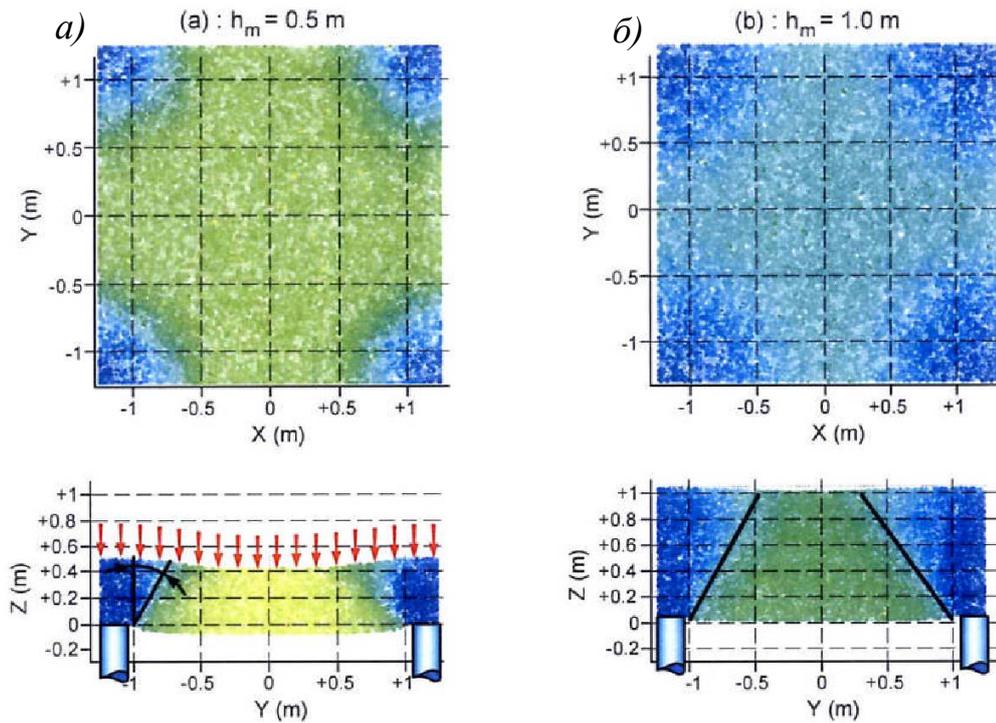


Рисунок 4.2.4 – Поля осадок (вид сверху и вертикальное поперечное сечение между сваями) для различных толщин ПРС:

а)  $h_m = 0,5$  м; б)  $h_m = 1,0$  м

Максимальная эффективность нагрузки увеличивается с толщиной ПРС  $h_m$  до достижения значения, определяющего критическую толщину. Значение толщины можно интерпретировать как высоту, при которой пересекаются поверхности конусов сдвига. Это также соответствует развитию объемных напряжений, которые образуют дуги внутри тела ПРС (рисунок 4.2.5) [265].

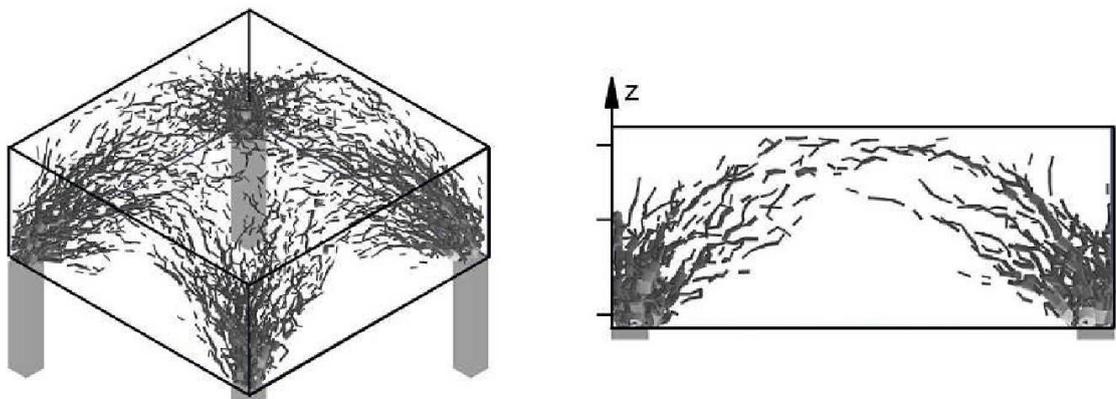


Рисунок 4.2.5 – Распределение локальных напряжений в объеме промежуточного распределительного слоя ( $h_m = 1,0$  м)

Критическая толщина зависит как от расстояния между сваями, так и от механических характеристик (модуля деформации и угла внутреннего трения) *ПРС*. Серия экспериментов с центрифугами [263] позволяет оценить эту толщину.

На основании проведенного численного моделирования установлено, что это соответствует повороту направления главных напряжений в верхней части *ПРС* на середине пролета между сваями.

Расчеты в плоской постановке [272] выявили, что увеличение толщины *ПРС* позволяет минимизировать неравномерные деформации поверхности. Это проиллюстрировано на рисунке 4.2.6, где строится график развития осадок внутри тела *ПРС* в двух соседних точках: над головой сваи и в середине пролета между ними.

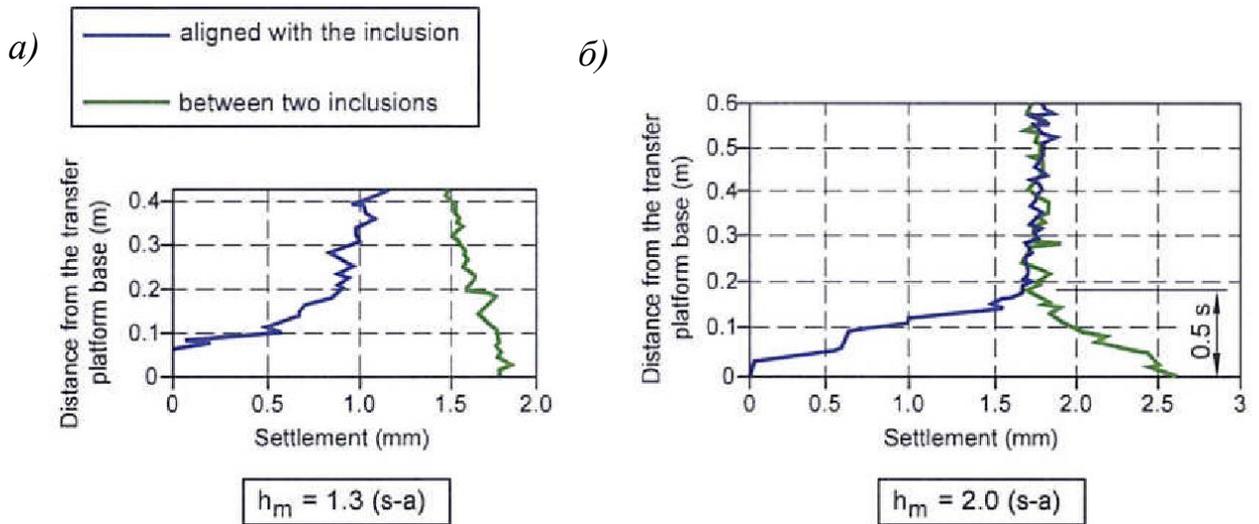


Рисунок 4.2.6 – Графики развития осадок внутри тела *ПРС* в двух соседних точках – над головой сваи и в середине пролета между ними, при толщине *ПРС*: а) 1,3 ( $s - a$ ); б) 2,0 ( $s - a$ )

Исследования [272] и результаты физического моделирования [295] предполагают, что сжимаемость окружающего грунта не оказывает существенного влияния на эффективность  $E$ , если грунт обладает достаточной несущей способностью вокруг оголовка вертикального элемента. Когда это требование не выдерживается, решение может быть найдено за счет использования геосинтетических материалов для дополнительного горизонтального армирования *ПРС*.

Рассмотренные выше методы не предполагают применение опытных работ по испытанию грунтовой подушки в каждом конкретном случае её использования. Ни в рекомендациях [178], ни в рекомендациях [295] не заложено испытание *ППС* штампом в качестве надёжного источника данных для проектирования.

Теория деформации и сопротивления грунтовой подушки построена на известных решениях теории пластичности. Механизм разрушения на рисунке 4.2.1, *а* разработан Прандтлем (1920) для случая действия плоского гладкого штампа на полубесконечную область, поэтому применение этого решения к полосе некорректно.

Случаю промежуточного распределительного слоя (*ППС*) под фундаментной плитой более соответствует решение задачи о пробое полосы (также предложенное Прандтлем (1928)). На нем основан метод сдвигового конуса (рисунок 4.2.1, *б*). Он применим лишь для близкорасположенных свай, когда сдвиговые конусы соприкасаются или перекрываются. При большем расстоянии между сваями материал *ППС* между сдвиговыми конусами передает часть нагрузки на грунт основания (*ГО*).

Концепция армированного сваями грунта (метод Хьюлетта-Рэндольфа) неоднозначна, поскольку «арочный» эффект, на котором она основана, возникает в ограниченном объёме грунта, в тонкой «арке», опирающейся своими «концами» на сваи. В остальных частях «сфероподобной» области нет условий всестороннего сжатия, необходимых для консолидации сыпучего материала подушки и сопротивления его сжимающим напряжениям в «арке».

Сводчатая область образуется из грунта, перешедшего в предельное состояние по прочности при сжатии всех элементов свода, от основания до верхней точки (ключа). Материал подушки под сводом нагрузки не несет и, соответственно, не передает внешнюю нагрузку на *ГО*. Однако податливость естественного грунта основания лишает грунт области условий всестороннего сжатия и может привести к обрушению «свода». Поэтому приходится армировать *ГО* синтетическими материалами.

Задачей применения *ППС* при проектировании в многоэтажном и высотном строительстве является передача части нагрузки от здания на *ГО*. Она

противоположна задаче разгрузки  $ГО$ , которую решает применение концепции «арочного свода», с одной стороны, и не может быть решена на основе представления  $ППС$  в виде полубесконечной области. Это ставит ограничение снизу для относительного расстояния между сваями. Ограничение сверху определяется давлением, которое может выдержать  $ГО$ .

Как отмечено выше, одним из главных критериев корректного взаимодействия промежуточного слоя со свайным основанием является совместность перемещений горизонтальной проектной плоскости  $ППС$  и точек в уровне голов свай.

Недостижение совместности перемещений может быть вызвано различными факторами и в итоге приводит к неработоспособному или аварийному состоянию объекта. Добиться полной совместности осадок сваи и  $ГО$  бывает крайне трудно. Тогда необходимо оценка их разности. При этом разность осадок не должна превышать определенной доли осадки фундаментной плиты.

Рассмотренные в [295] плоские модели не учитывают большое количество факторов, поэтому в настоящей работе при помощи трехмерного численного моделирования были проведены исследования влияния шага свай и толщины промежуточного слоя на совместность перемещений горизонтальной проектной плоскости  $ППС$  и точек в уровне голов свай.

Для анализа влияния параметров промежуточного распределительного слоя на деформации свайного основания была выбрана расчетная схема, включающая группу свай с различным шагом их расстановки:  $3d$ ,  $6d$ ,  $9d$ . На свайное основание, отделенное от плиты промежуточным распределительным слоем различной толщины, передается возрастающее от 100 кПа до 500 кПа давление. При этом плитная часть имеет различную жесткость в разных расчетных случаях. Для разных расчетных случаев принималась различная высота  $ППС$ :  $0,5(s-d)$ ,  $1,0(s-d)$ ,  $2,0(s-d)$ .

На графиках (рисунок 4.2.9 – 4.2.12) представлены результаты исследования параметров свайного поля, фундаментной плиты и промежуточного распределительного слоя, обосновывающие мероприятия по выравниванию перемещений горизонтальной проектной плоскости  $ППС$  и точек в уровне голов свай.

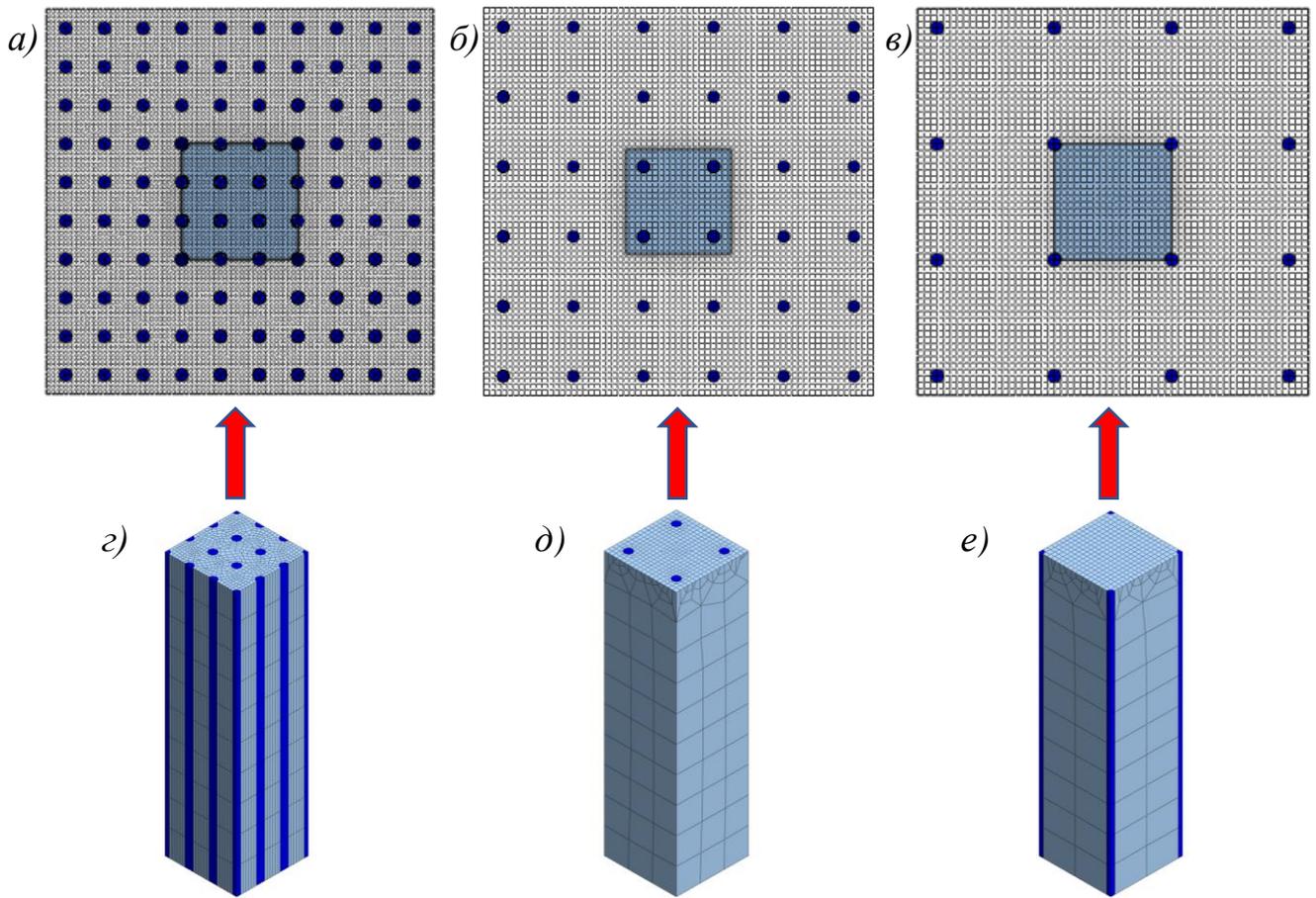


Рисунок 4.2.7 – Расчетные схемы свайного основания с различным шагом свай: *a)*  $3d$ ; *б)*  $6d$ , *в)*  $9d$ . Фрагменты расчетных схем (*z*, *д*, *е*), соответствующие выделенным ячейкам

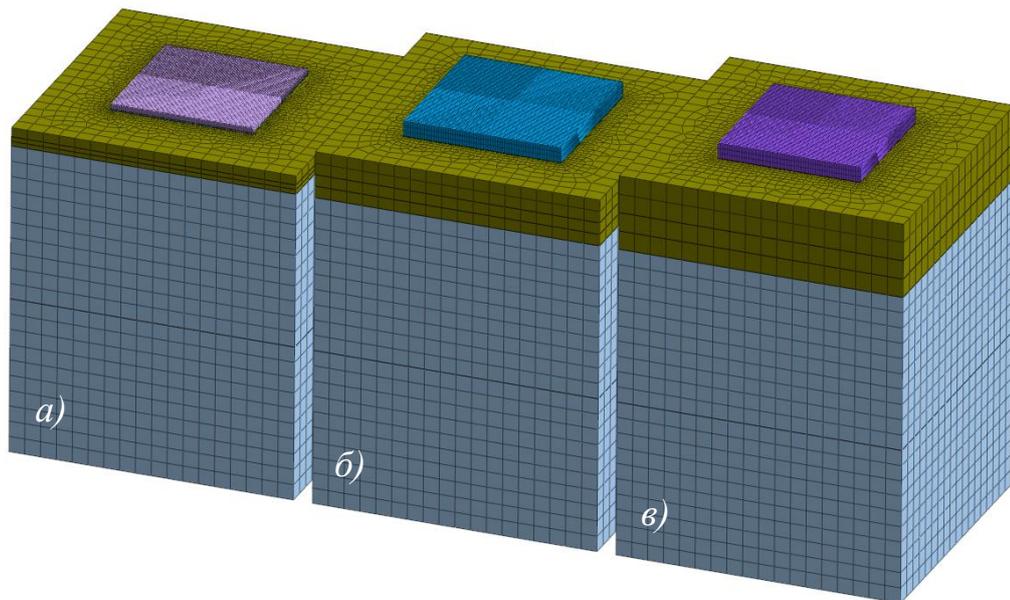


Рисунок 4.2.8 – Расчетные схемы с толщиной ПРС =  $0,5(s-d)$  при шаге свай: *a)*  $3d$ ; *б)*  $6d$ , *в)*  $9d$

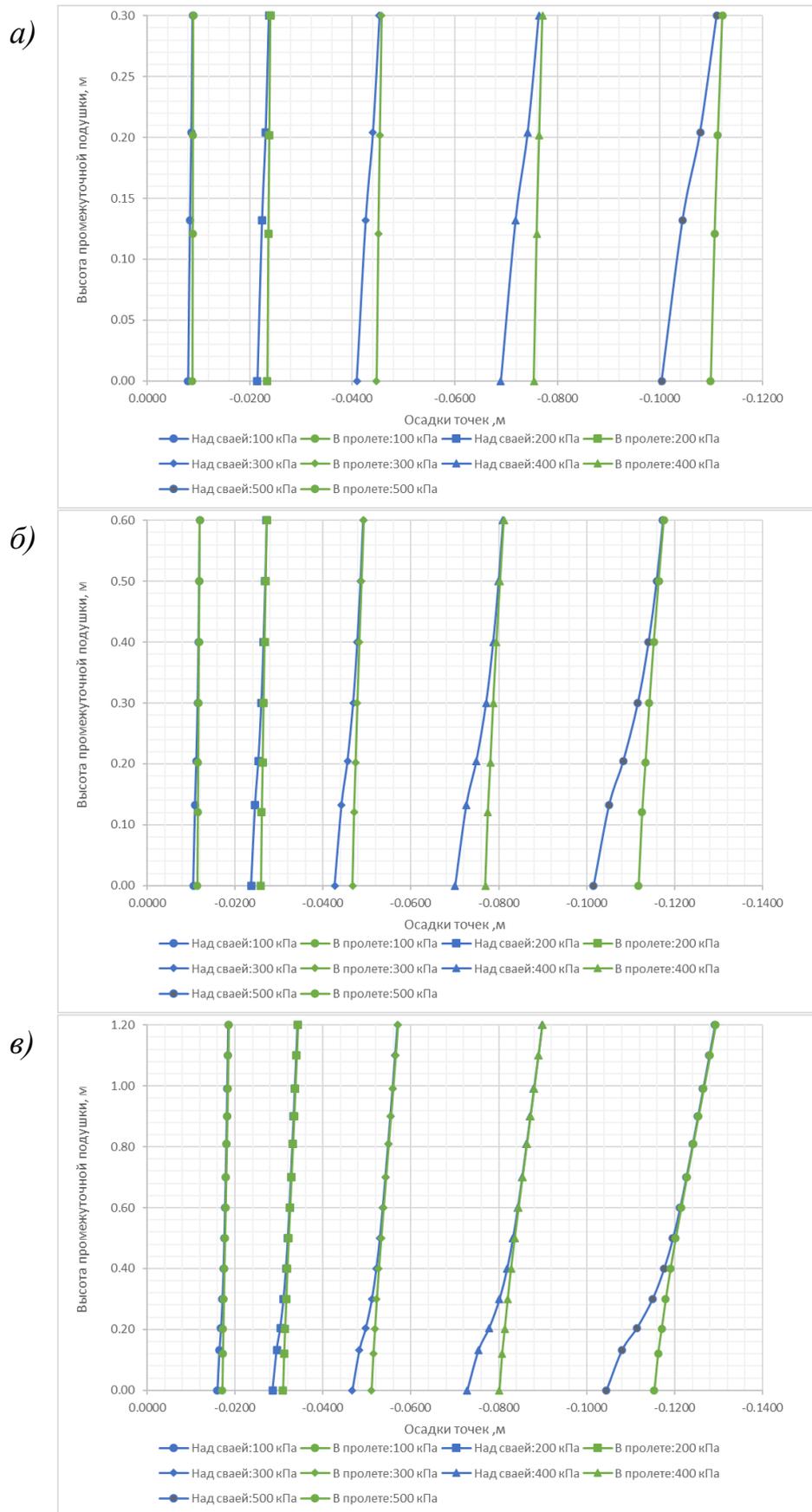


Рисунок 4.2.9 – Перемещения соседних (над сваей и в пролете) точек ячейки абсолютно гибкого фундамента при шаге вертикальных элементов  $3d$  и переменной высоте ПРС, равной: а)  $0,5(s-d)$ ; б)  $1,0(s-d)$ , в)  $2,0(s-d)$

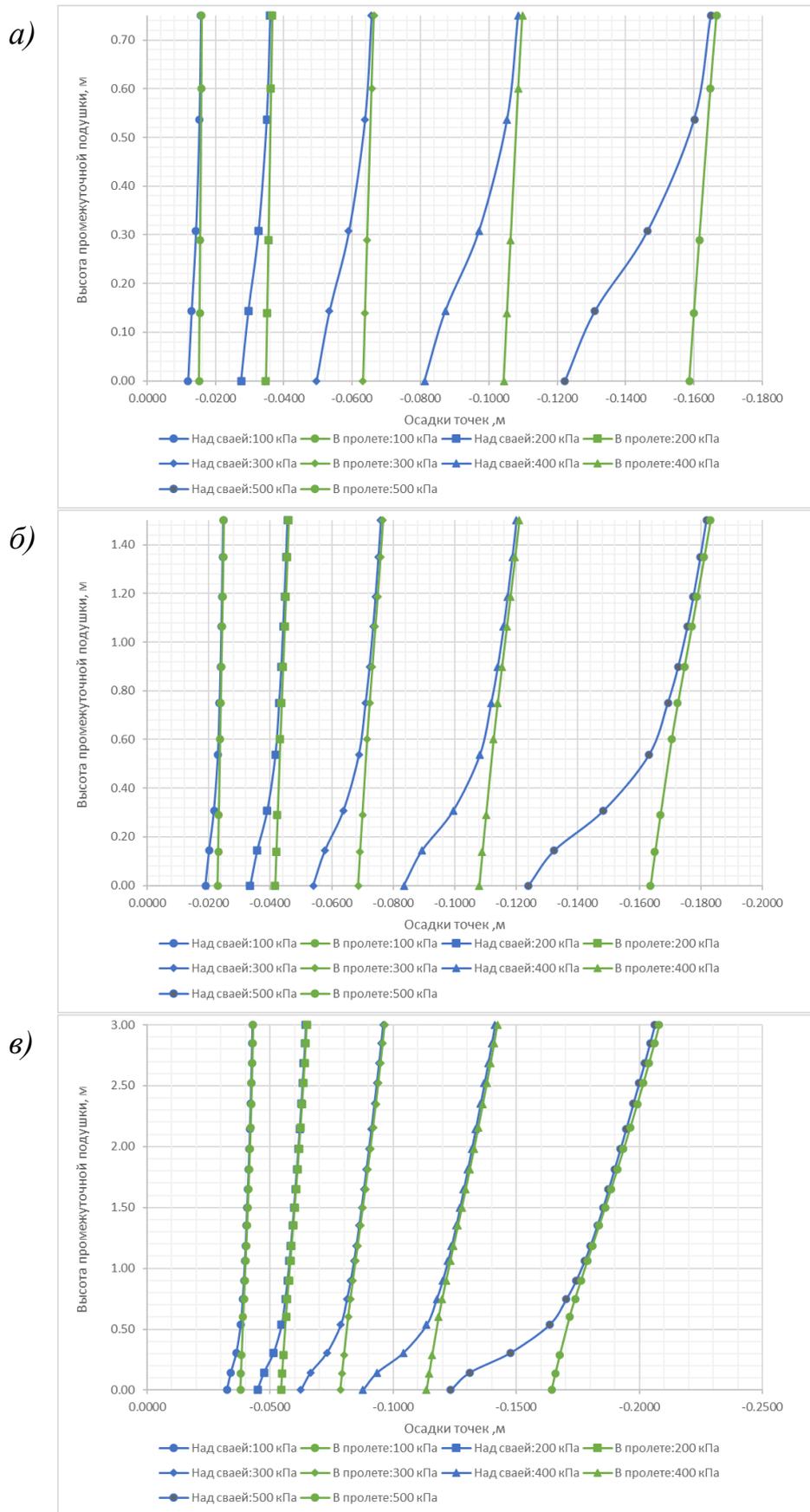


Рисунок 4.2.10 – Перемещения соседних (над сваей и в пролете) точек ячейки абсолютно гибкого фундамента при шаге вертикальных элементов  $bd$  и переменной высоте ПРС, равной: а)  $0,5(s-d)$ ; б)  $1,0(s-d)$ , в)  $2,0(s-d)$

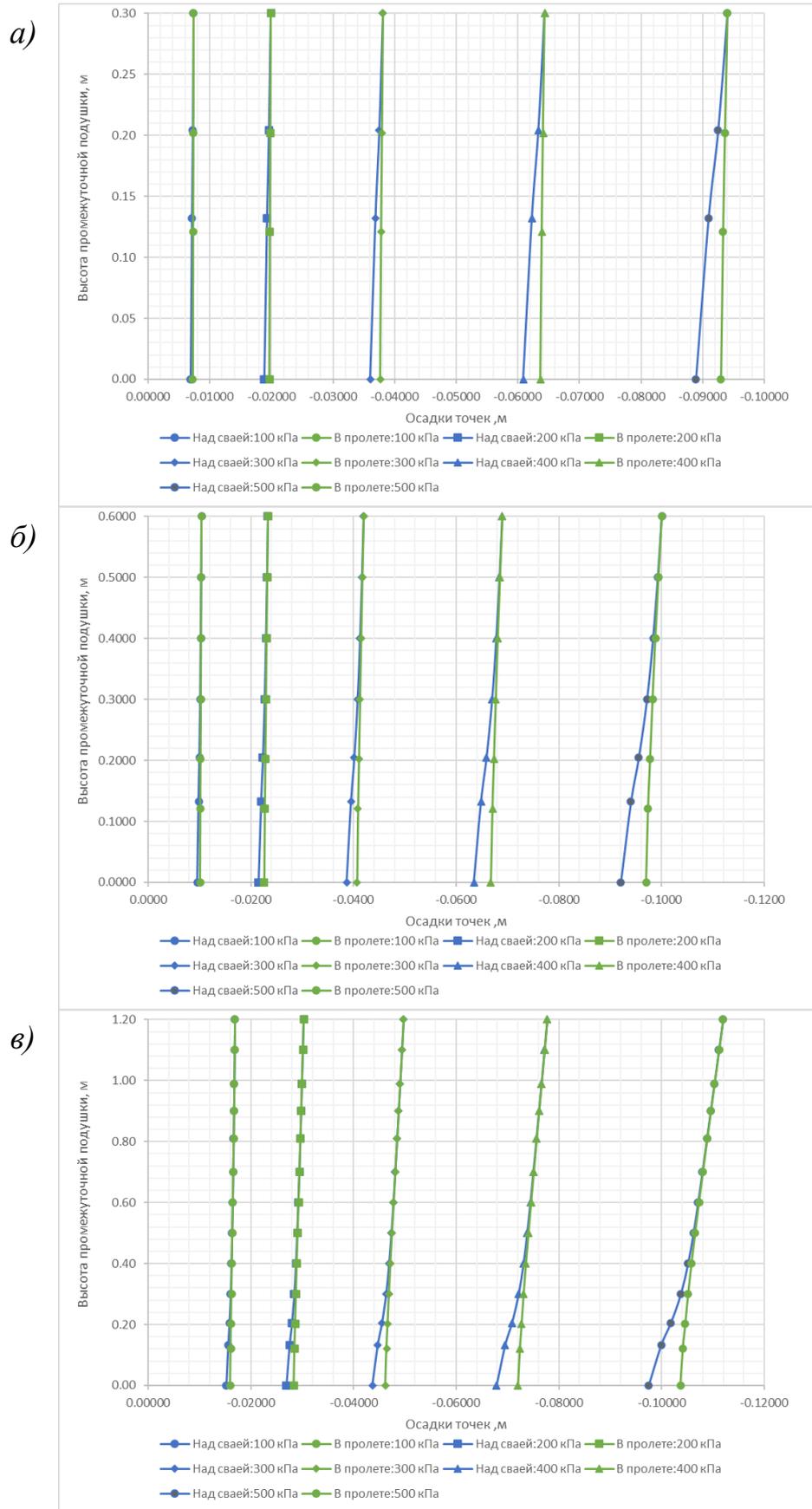


Рисунок 4.2.11 – Перемещения соседних (над сваей и в пролете) точек ячейки абсолютно жесткого фундамента при шаге вертикальных элементов  $3d$  и переменной высоте ПРС, равной: а)  $0,5(s-d)$ ; б)  $1,0(s-d)$ , в)  $2,0(s-d)$

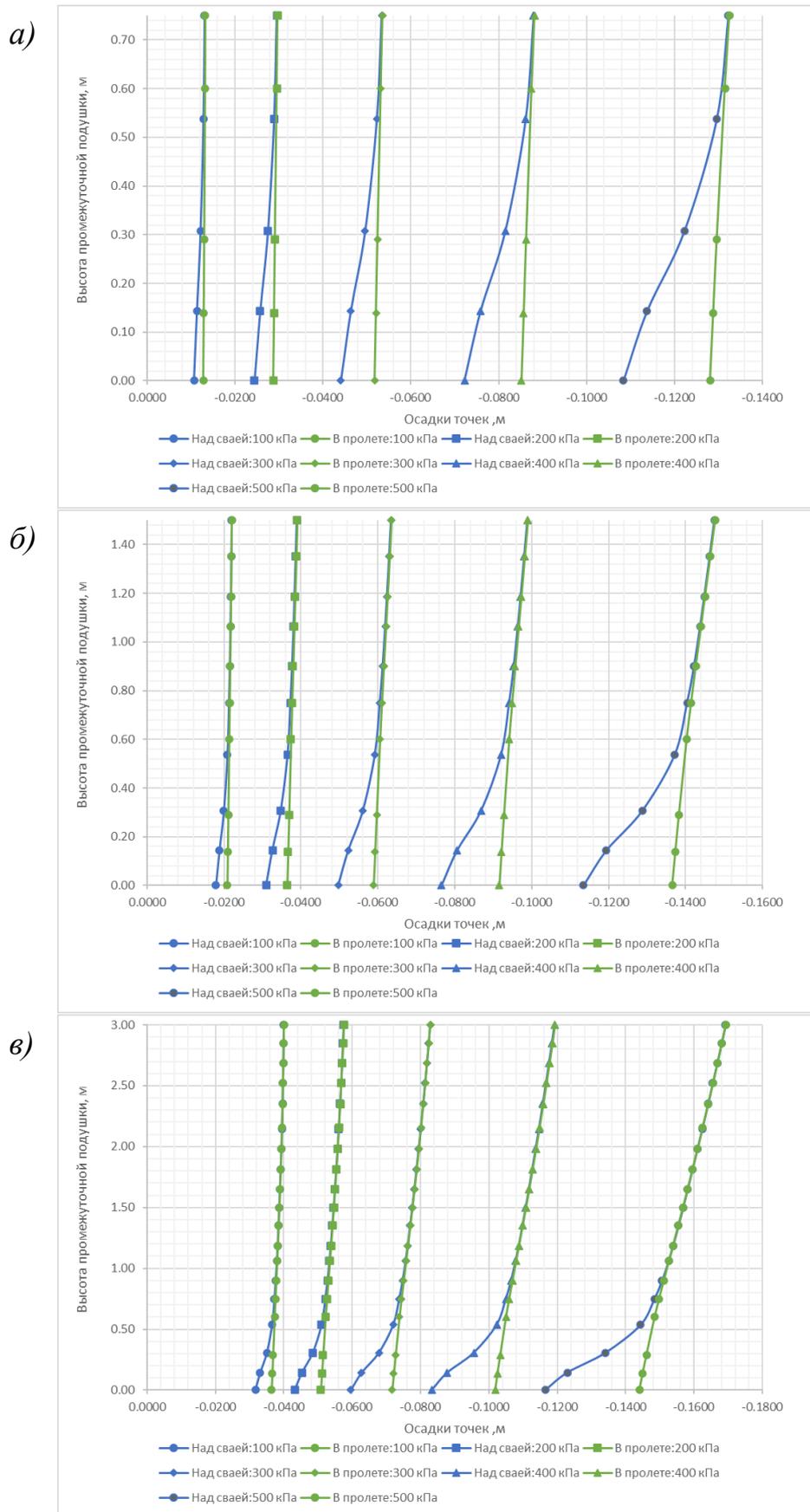


Рисунок 4.2.12 – Перемещения соседних (над сваей и в пролете) точек ячейки абсолютно жесткого фундамента при шаге вертикальных элементов  $bd$  и переменной высоте ПРС, равной: а)  $0,5(s-d)$ ; б)  $1,0(s-d)$ , в)  $2,0(s-d)$

Таблица 4.2.1 – Исследование параметров *ПРС* при абсолютно гибком фундаменте

Напряжение на подошве, кПа	Межосевое расстояние	$h_{gc}$	$S_{max}$ , м	$S_{min}$ , м	$x = \frac{h_{min}}{s-d}$	Примечание
100	$3d$	$0,5 \times (s-d)$	0.0093	0.0043	0.517	нет объединения
200			0.0249	0.0139	0.500	нет объединения
300			0.0475	0.0275	0.497	
400			0.0801	0.0468	0.497	
500			0.1164	0.0659	0.498	
100	$3d$	$1,0 \times (s-d)$	0.0124	0.0077	0.663	
200			0.0282	0.0173	0.654	
300			0.0511	0.0312	0.657	
400			0.0842	0.0507	0.662	
500			0.1220	0.0708	0.672	
100	$3d$	$2,0 \times (s-d)$	0.0188	0.0149	0.621	
200			0.0352	0.0252	0.647	
300			0.0588	0.0401	0.663	
400			0.0929	0.0612	0.676	
500			0.1337	0.0850	0.694	
100	$6d$	$0,5 \times (s-d)$	0.0164	0.0077	0.545	нет объединения
200			0.0378	0.0186	0.524	нет объединения
300			0.0687	0.0339	0.514	нет объединения
400			0.1135	0.0551	0.507	нет объединения
500			0.1720	0.0785	0.498	
100	$6d$	$1,0 \times (s-d)$	0.0253	0.0168	0.686	
200			0.0472	0.0281	0.688	
300			0.0788	0.0442	0.674	
400			0.1247	0.0666	0.660	
500			0.1887	0.0937	0.629	
100	$6d$	$2,0 \times (s-d)$	0.0434	0.0336	0.549	
200			0.0660	0.0455	0.592	
300			0.0987	0.0622	0.619	
400			0.1460	0.0858	0.633	
500			0.2137	0.1168	0.626	

Напряжение на подошве, кПа	Межосевое расстояние	$h_{gc}$	$S_{max}$ , м	$S_{min}$ , м	$x = \frac{h_{min}}{s-d}$	Примечание
100	9d	$0,5 \times (s-d)$	0.0205	0.0097	0.578	нет объединения
200			0.0429	0.0210	0.610	нет объединения
300			0.0753	0.0371	0.627	нет объединения
400			0.1222	0.0595	0.637	нет объединения
500			0.1842	0.0858	0.630	нет объединения
100	9d	$1,0 \times (s-d)$	0.0361	0.0255	0.750	
200			0.0584	0.0373	0.783	
300			0.0907	0.0540	0.776	
400			0.1372	0.0778	0.760	
500			0.2013	0.1081	0.729	
100	9d	$2,0 \times (s-d)$	0.0646	0.0512	0.653	
200			0.0862	0.0632	0.694	
300			0.1177	0.0802	0.710	
400			0.1631	0.1044	0.709	
500			0.2279	0.1381	0.728	

Таблица 4.2.2 – Исследование параметров ПРС при абсолютно жестком фундаменте

Напряжение на подошве, кПа	Межосевое расстояние	$h_{gc}$	$S_{max}$ , м	$S_{min}$ , м	$x = \frac{h_{min}}{s-d}$	Примечание
100	3d	$0,5 \times (s-d)$	0.0074	0.0060	0.409	
200			0.0199	0.0182	0.370	
300			0.0381	0.0359	0.361	
400			0.0644	0.0615	0.360	
500			0.0940	0.0905	0.365	
100	3d	$1,0 \times (s-d)$	0.0104	0.0092	0.548	
200			0.0233	0.0218	0.513	
300			0.0420	0.0401	0.509	
400			0.0690	0.0665	0.514	
500			0.1001	0.0971	0.526	

Напряжение на подошве, кПа	Межосевое расстояние	$h_{gc}$	$S_{max}$ , м	$S_{min}$ , м	$x = \frac{h_{min}}{s-d}$	Примечание
100	$3d$	$2,0 \times (s-d)$	0.0170	0.0160	0.532	
200			0.0303	0.0292	0.544	
300			0.0497	0.0484	0.556	
400			0.0777	0.0761	0.568	
500			0.1120	0.1101	0.581	
100	$6d$	$0,5 \times (s-d)$	0.0133	0.0110	0.503	нет объединения
200			0.0298	0.0270	0.466	
300			0.0537	0.0501	0.450	
400			0.0883	0.0836	0.441	
500			0.1327	0.1270	0.434	
100	$6d$	$1,0 \times (s-d)$	0.0221	0.0203	0.505	
200			0.0391	0.0367	0.496	
300			0.0636	0.0605	0.490	
400			0.0991	0.0949	0.487	
500			0.1478	0.1426	0.482	
100	$6d$	$2,0 \times (s-d)$	0.0401	0.0371	0.486	
200			0.0577	0.0540	0.490	
300			0.0830	0.0785	0.493	
400			0.1194	0.1138	0.494	
500			0.1695	0.1629	0.492	
100	$9d$	$0,5 \times (s-d)$	0.0170	0.0133	0.495	
200			0.0340	0.0299	0.467	
300			0.0586	0.0539	0.440	
400			0.0942	0.0887	0.421	
500			0.1432	0.1368	0.406	
100	$9d$	$1,0 \times (s-d)$	0.0327	0.0289	0.556	
200			0.0499	0.0456	0.516	
300			0.0746	0.0697	0.486	
400			0.1102	0.1045	0.468	
500			0.1600	0.1535	0.449	

Напряжение на подошве, кПа	Межосевое расстояние	$h_{gc}$	$S_{max}$ , м	$S_{min}$ , м	$x = \frac{h_{min}}{s-d}$	Примечание
100	9d	$2,0 \times (s - d)$	0.0616	0.0542	0.576	
200			0.0786	0.0708	0.556	
300			0.1031	0.0946	0.525	
400			0.1383	0.1290	0.516	
500			0.1902	0.1802	0.505	

В результате проведенных численных исследований установлено, что рекомендуемая толщина промежуточного распределительного слоя может быть назначена в соответствии с выражением  $h_{gc} = x(s - d)$ , где  $h_{gc}$  – толщина ПРС,  $s$  – расстояние в плане между сваями,  $d$  – диаметр сваи,  $x = 0,36-0,78$  – эмпирический коэффициент, который назначается по результатам численных исследований в зависимости от межсвайного расстояния, давления на подошве плиты, а также жесткости фундамента.

Чем большую пространственную жесткость имеет фундаментная конструкция, тем быстрее удастся добиться совместности перемещения соседних точек в пределах плиты и добиться равномерного распределения напряжения на подошве. В случаях, когда формирование жесткого фундамента затруднительно (например, для днищ крупных резервуаров), проведенные исследования позволяют подобрать проектный шаг вертикальных элементов, при котором может быть обеспечено равенство деформаций верхней плоскости ПРС за счет подбора его параметров. При этом общие осадки фундамента должны быть определены по результатам расчета системы основание – фундамент – надземное сооружение.

Рациональная толщина промежуточного слоя использована при составлении рекомендаций по конструированию фундаментов с применением ПРС (п. 4.6).

### 4.3. Разработка аналитического метода расчета промежуточного распределительного слоя из условий равенства сил и равенства работ упругих деформаций фундаментной плиты, промежуточного распределительного слоя, свай и грунта основания при их совместной работе под нагрузкой от здания

Промежуточный распределительный слой (ПРС) устраивают по выравненному поверх свай грунту основания (ГО), которым является природный грунт – верхний слой массива грунтов, который служит опорой ПРС и с которого выполняются буровые сваи. В простейшем случае, верхняя площадка голов свай лежит в плоскости основания ПРС (линия АВ<sub>1</sub> на рисунке 4.3.1).

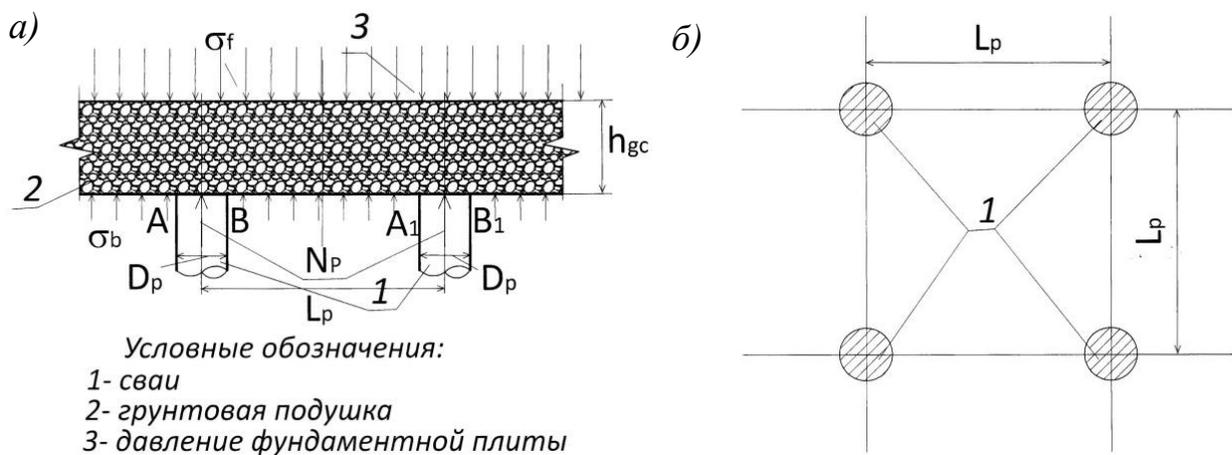


Рисунок 4.3.1 – Схема грунтовой подушки на свайном основании:  
 а) в вертикальном разрезе; б) в плане

ПРС выполняется из сыпучего крупнозернистого материала (гравия, щебня, песчано-гравийной смеси, мелкого галечника) с уплотнением его до максимальной плотности. Нагружение ПРС производится через жёсткую фундаментную плиту увеличением веса здания. Нагрузка на ПРС уравнивается реакцией ГО и сопротивлением свай. Фундаментная плита перемещается при этом поступательно, без крена, и получает сжатие на величину  $s_f$ , ПРС получает осадку  $s_{gc}$ , а ГО получает осадку  $s_b$ .

Задачами изучения работы ПРС являются определение:

1. Доли нагрузки от фундаментной плиты, приходящаяся на сваи и на ГО между ними.

2. Зависимости осадки фундаментной плиты, свай и *ГО* между ними от расстояния между осями свай.

3. Давления на *ГО*, в зависимости от давления здания на фундаментную плиту.

Устройству фундаментной плиты предшествует испытание *ПРС* штампом, которое частично моделирует действие фундаментной плиты на *ПРС*, *ГО* и на сваи. Испытание штампом даёт представление о деформациях *ПРС* под действием нагрузки, заданной на ограниченной площади, сопоставимой с площадью сечения сваи, тогда как фундаментная плита нагружает *ПРС* на значительно большей площади и перекрывает несколько свай. Испытание штампом даёт числовые данные, анализ которых позволяет судить о деформациях *ПРС* под действием фундаментной плиты, с одной стороны, и сопротивления свай и *ГО*, с другой, в реальных условиях строительства.

#### 4.3.1. Испытание штампом промежуточного распределительного слоя

Испытание *ПРС* производится нагружением штампа ступенями вертикально приложенной силы с измерением на каждой ступени осадки после её стабилизации. Штамп диаметром  $D_{pb}$  устанавливают соосно свае (рисунок 4.3.2).

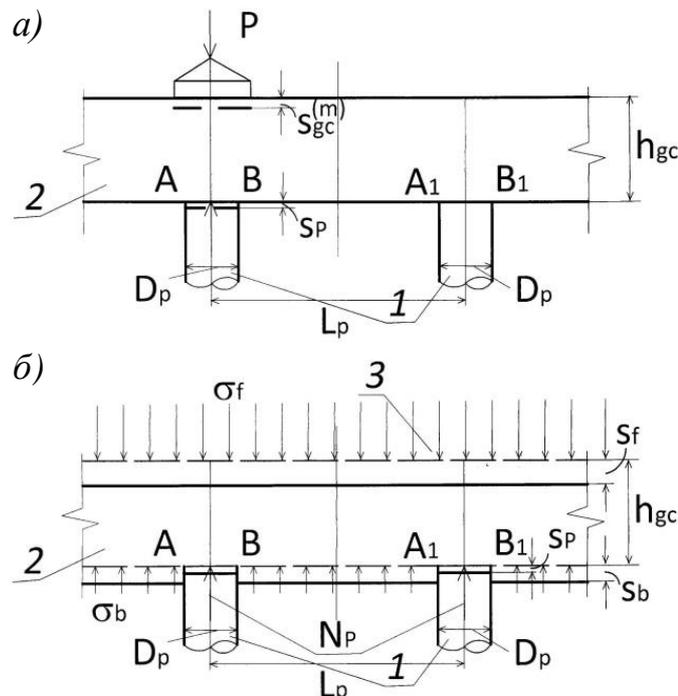


Рисунок 4.3.2 – Схемы испытания промежуточного распределительного слоя (а) и нагружения его фундаментной плитой (б)

Результаты испытания представляют в виде пар значений вдавливающего давления  $p_n^{(m)}$  и осадки штампа  $s_n^{(m)}$  на каждой  $n$ -й ступени. График, построенный по этим данным  $(p_n^{(m)}; s_n^{(m)})$ , представляет собой кривую осадки, изгибающуюся к оси осадок: осадка штампа опережает вдавливающую силу (рисунок 4.3.3).

Результат испытания можно представить в аналитической форме, аппроксимировав экспериментально измеренную осадку функцией давления на подошве штампа:

$$s_{gc}^{(m)} = 4 \cdot 10^{-5} \sigma_f^2 + 0,0106 \sigma_f + 0,6718, \quad (4.3.1)$$

где  $s_{gc}^{(m)}$  – осадка штампа,  $\sigma_f$  – давление на подошве штампа,

или в сжатом виде  $s_{gc}^{(m)} = f_{gc}(\sigma_f)$ , где  $f_{gc}(\sigma_f)$  – функция в правой части (4.3.1).



Рисунок 4.3.3 – Данные испытания штампом промежуточного распределительного слоя

#### 4.3.2. Испытание штампом грунта основания

Испытание грунта основания производится методом постоянно возрастающей нагрузкой (ПВН) с непрерывным измерением осадки штампа, как функции нагрузки [150]:

$$s = f_b(\sigma), \quad (4.3.2)$$

Давление на подошве штампа увеличивается с постоянной скоростью:  $\sigma = Bt$ , где  $\sigma$  – давление на подошве штампа, кПа,  $B$  – скорость увеличения давления, кПа/с,  $t$  – время с начала приложения давления, с.

Скорость нагружения задавалась так, чтобы осадка ползучести основания штампа после достижения конечного значения давления была не более 5% от осадки за время нагружения. Тем самым обеспечивалась почти полная консолидация грунтов основания за время его нагружения или, во всяком случае, оценка степени консолидации в конкретном случае. Штамп нагружался от нуля до заданного значения давления  $\sigma_{fin}$ , кПа; при нем осадка достигает значения  $S_{fin}$ , мм. При этом давлении велось наблюдение за осадкой ползучести до её стабилизации.

Осадку и давление регистрируется с шагом 0,005 мм осадки, что делает метод *ПВН* более информативным, по сравнению с методом ступенчатого нагружения заранее заданными ступенями давления.

Полученные данные  $(p_I, s_I, t_I)$ ,  $I = 1 \dots N$  используются для расчётов скорости  $f$  осадки штампа:

$$f_I = (s_I - s_{I-1}) / (\sigma_I - \sigma_{I-1}), \quad (4.3.3)$$

где  $f_I$  – скорость осадки штампа на  $I$ -ом шаге регистрации осадки основания, мм/кПа,  $s_I$  и  $s_{I-1}$  – значения осадки штампа при текущем и предыдущем значениях давления  $\sigma_I$  и  $\sigma_{I-1}$ , соответственно, мм.

Скорость осадки даёт дополнительный (к осадке и давлению) аргумент для анализа данных испытания. Необходимо выбрать достаточно малый шаг измерения и регистрации данных, чтобы данные испытания можно было бы считать достоверными. Постепенное нагружение штампом с постоянной скоростью увеличения вдавливающей силы в опыте показало, что осадка штампа развивается скачкообразно (рисунок 4.3.4а). График скорости осадки, вычисленной с шагом 0,005 мм, позволил оценить эту скачкообразность: скорость осадки изменяется циклически (рисунок 4.3.4б).

Вычисления скорости осадки производятся по формуле (4.3.3). Они показали, что в каждом  $i$ -ом цикле деформаций можно выделить интервал напряжений  $\Delta\sigma_{e,i}$ ,

на котором осадка  $\Delta s_{e.i}$  меньше, чем на следующем интервале  $\Delta \sigma_{r.i}$ , при том, что напряжение увеличивается с одинаковой скоростью. Значение  $f_{e.i} = \Delta s_{e.i} / \Delta \sigma_{e.i}$ , меньше, чем  $f_{r.i} = \Delta s_{r.i} / \Delta \sigma_{r.i}$ , или  $f_{e.i} < f_{r.i}$ .

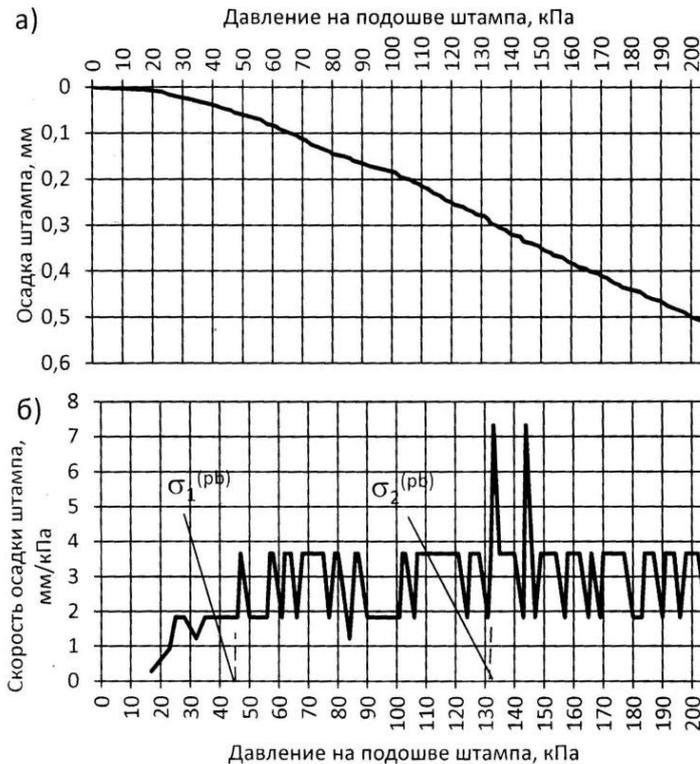


Рисунок 4.3.4 – Изменение осадки (а) и скорости осадки (б) штампа при постоянной скорости увеличения давления

При дальнейшем увеличении давления циклы деформации (ЦД) повторяются:  $f_{e.i+1} < f_{r.i+1}$ , и так далее. Длины циклов  $\Delta \sigma_i$  и приращения осадки в ЦД  $\Delta s_i$  не заданы оператором испытания, а продиктованы деформационными свойствами грунта, если шаг их регистрации не больше интервалов изменения осадки штампа, т. е.  $\Delta s_l = s_l - s_{l-1} \leq 0,005$  мм. Тогда каждый ЦД включает несколько (не менее 2-х) точек измерения осадки, давления и времени, регистрируемых синхронно. Это обеспечивает объективность параметров естественной деформации грунтового тела (основания штампа, в данном случае).

Уменьшение скорости осадки в ЦД указывает на то, что сопротивление грунта носит упругий характер, увеличение – на упруго-пластический, т. е. с разрушением грунта в местах концентрации напряжений, – и упругий всюду, кроме указанных мест. Согласно этому предположению:

– упругую деформацию основания штампа  $\Delta s_{be}$  описывает нисходящая ветвь ЦД (скорость падает до  $f_{min}$  вследствие упругого торможения деформации всего основания),

– пластическую деформацию  $\Delta s_{bp}$  описывает часть восходящей ветви ЦД (скорость возрастает до  $f_{max}$  вследствие разрушений грунта одновременно в группе концентраторов напряжений). Различие скоростей осадки позволяет выделить достаточно чётко упругую и неупругую части осадки основания штампа и определить соответствующие им приращения осадки: упругое  $\Delta s_{e,i}$  и неупругое  $\Delta s_{r,i}$  (рисунок 4.3.5) [74]

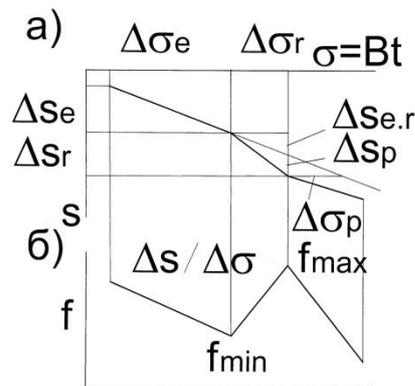


Рисунок 4.3.5 – Схемы: а) единичного цикла осадки  $s$  и б) скорости осадки  $f$  штампа

Полное приращение осадки в  $i$ -ом ЦД:

$$\Delta s_i = \Delta s_{e,i} + \Delta s_{r,i}, \quad (4.3.4)$$

С другой стороны, полное приращение осадки штампа в  $i$ -ом ЦД можно представить в виде суммы упругой и пластической составляющих:

$$\Delta s_i = \Delta s_{e,i} + \Delta s_{er,i} + \Delta s_{pl,i}, \quad (4.3.5)$$

где  $\Delta s_i$ ,  $(\Delta s_{e,i} + \Delta s_{er,i})$  и  $\Delta s_{pl,i}$  – полное приращение осадки штампа, упругая и пластическая составляющие полного приращения осадки в ЦД. Согласно схеме на рисунке 4.3.5, величины в правой части (4.3.5) вычисляются по формулам:

$$\Delta s_{er,i} = \Delta s_{e,i} \frac{\Delta \sigma_{r,i}}{\Delta \sigma_{e,i}} \quad (4.3.6)$$

$$\Delta s_{pl,i} = \Delta s_{r,i} - \Delta s_{e,i} \frac{\Delta \sigma_{r,i}}{\Delta \sigma_{e,i}} \quad (4.3.7)$$

### 4.3.3. Определение работы упругой деформации грунта

Разделение осадки на упругую и пластическую позволило разделить работу деформации основания на соответствующие составляющие: работу упругой деформации  $A_e$  и работу пластической деформации  $A_p$ . Как известно, полная работа деформации [10; 28]:

$$A = A_e + A_{pl}. \quad (4.3.8)$$

При нагружении основания штампа постоянно возрастающей силой работа пластической деформации переходит со временем в тепловую энергию [28]. Работа упругой деформации накапливается в основании и определяет сопротивление ей. Поэтому для обоснованной оценки конечного значения сопротивления необходимо выделить упругую часть работы деформации. Это можно сделать, используя разделение осадки штампа на упругую и пластическую составляющие.

Приращения работы деформации в  $i$ -ом ЦД вычислены по формулам:

– упругой деформации

$$\Delta A_{e,i} = F_b [(\sigma_{i-1} + \Delta \sigma_{e..i}/2) \Delta s_{e,i}/2 + (\sigma_{i-1} + \Delta \sigma_{e,i} + \Delta \sigma_{r,i}/2) \Delta s_{er,i}/2], \quad (4.3.9)$$

– пластической деформации

$$\Delta A_{pl,i} = F_b (\sigma_{i-1} + \Delta \sigma_{e,i} + \Delta \sigma_{r,i}/2) \Delta s_{pl,i}/2 \quad (4.3.10)$$

Суммируя эти приращения до произвольного  $i$ -го ЦД, получаем изменение работ деформаций с ростом нагрузки на штамп:

$$A_{e,k} = \sum_{i=1}^k \Delta A_{e,i} \quad (4.3.11)$$

$$A_{pl,k} = \sum_{i=1}^k \Delta A_{pl,i}, \quad (4.3.12)$$

Обе части работы увеличиваются в допредельном состоянии основания, но упругая увеличивается быстрее, при увеличении давления на подошве штампа, и имеет большую долю в полной работе деформации, чем пластическая (рисунок 4.3.6).

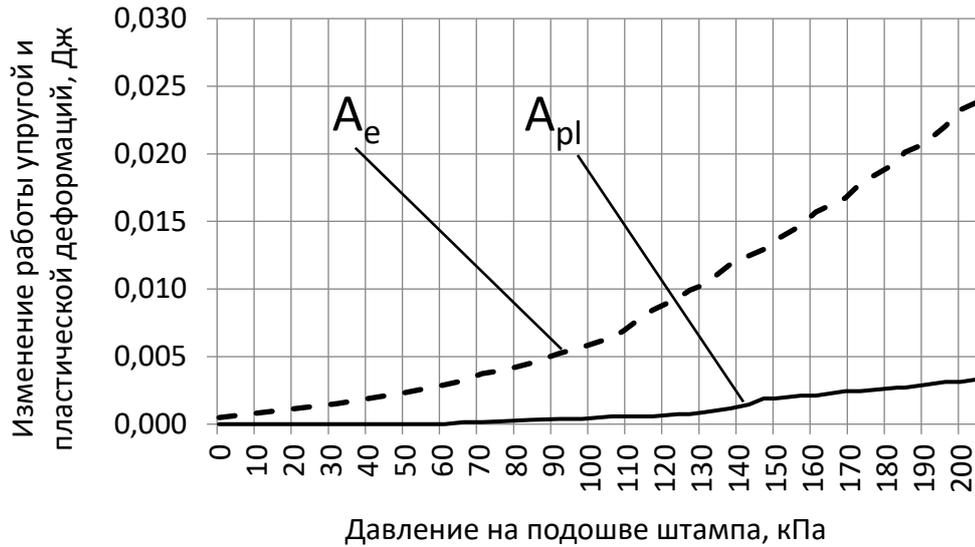


Рисунок 4.3.6 – Графики увеличения работ упругой и пластической деформаций основания с ростом нагрузки на штамп

Отношение работ упругой и пластической деформаций выразим через долю работы упругой деформации в общей работе:

$$k_{e.k} = A_{e.k} / (A_{e.k} + A_{pl.k}) \quad (4.3.13)$$

Изменение доли упругой работы имеет более контрастный вид (рисунок 4.3.7), что позволяет выделить три стадии деформации:

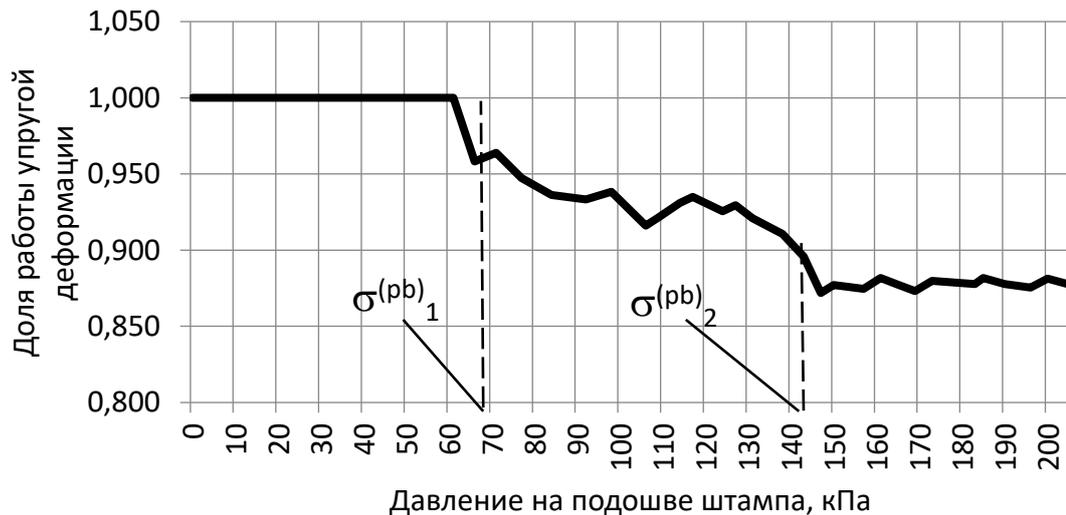


Рисунок 4.3.7 – График изменения доли работы упругой деформации в общей работе деформации основания штампа

В 1-й стадии при  $p \in [0; \sigma_1^{(pb)}]$  работа упругой деформации преобладает, во 2-й стадии при  $p \in [\sigma_1^{(pb)}; \sigma_2^{(pb)}]$  доля работы упругой деформации уменьшается неравномерно, по мере развития пластической деформации, в 3-й стадии при  $p \in [\sigma_2^{(pb)}; \sigma_3^{(pb)}]$  доля работы упругой деформации выравнивается после завершения формирования областей пластических деформаций [33, 237].

Определим средние значения  $k_e$  для каждой стадии.

Работа деформации основания штампа в диапазоне значений давления  $p \in [0; \sigma_1^{(pb)}]$  вычисляется по данным испытания постоянно возрастающей нагрузкой:

– для сопротивления упругой деформации по формуле: (4.3.9)

$$A_e^{(k1)} = F_b [\sum_{i=1}^{k1} (p_{i-1} + \Delta p_{e.i}/2) \Delta s_{e.i} / 2 + \sum_{i=1}^{k1} (p_{i-1} + \Delta p_{e.i} + \Delta p_{r.i}/2) \Delta s_{er.i} / 2], \quad (4.3.14)$$

– для сопротивления пластической деформации по формуле (4.3.10)

$$A_{pl}^{(k1)} = F_b \sum_{i=1}^{k1} (p_{i-1} + \Delta p_{e.i} + \Delta p_{pl.i}/2) \Delta s_{pl.i} / 2, \quad (4.3.15)$$

где  $F_b$  – площадь штампа;  $k1$  – номер ЦД, при котором в ходе испытания достигается значение давления  $\sigma_1^{(pb)}$ .

В диапазонах значений давления  $p \in [\sigma_1^{(pb)}; \sigma_2^{(pb)}]$  и  $p \in [\sigma_2^{(pb)}; \sigma_3^{(pb)}]$  работа деформации  $A^{(k2)}$  и  $A^{(k3)}$  вычисляется по формулам (4.3.14) и (4.3.15) суммированием от  $k1$  до  $k2$  и от  $k2$  до  $k3$ , соответственно, где  $k2$  и  $k3$  – номера ЦД, при которых в ходе испытания достигаются значения давления  $\sigma_2^{(pb)}$  и  $\sigma_3^{(pb)}$ , соответственно, где  $\sigma_3^{(pb)}$  – конечное в испытании значение давления.

Доля упругой работы деформации в 1-й стадии, в диапазоне значений давления  $p \in [0; \sigma_1^{(pb)}]$ , определяется коэффициентом:

$$k_{A.e}^{(k1)} = A_e^{(k1)} / (A_e^{(k1)} + A_{pl}^{(k1)}) \quad (4.3.16)$$

Коэффициенты долей упругой работы деформации во 2-й и в 3-й стадиях, в диапазонах давления  $p \in [\sigma_1^{(pb)}; \sigma_2^{(pb)}]$  и  $p \in [\sigma_2^{(pb)}; \sigma_3^{(pb)}]$ , рассчитываются по формуле (4.3.16), содержащей индексы  $k2$  и  $k3$ , соответственно, (таблица 4.3.1):

$$k_{A.e}^{(k2)} = A_e^{(k2)} / (A_e^{(k2)} + A_{pl}^{(k2)}), \quad (4.3.17)$$

$$k_{A.e}^{(k3)} = A_e^{(k3)} / (A_e^{(k3)} + A_{pl}^{(k3)}) \quad (4.3.18)$$

Таблица 4.3.1– Определение работы упругой деформации промежуточного распределительного слоя по данным испытания штампом

i	$\sigma$	$s^{(pb)}$	A	$k_{A,e}$	$A_e$
	кПа	мм	Дж	–	Дж
1	61	0,3	74	0,937	69
2	147	9,2	925	0,885	799
3	200	14,9	2793	0,864	2472

Таким образом, испытание грунта штампом с постоянной скоростью увеличения нагрузки позволяет выделить упругую и неупругую части осадки, вычислить упругую и пластическую деформации основания, а затем вычислить отдельно работу упругой и пластической деформаций.

#### 4.3.4. Испытание сваи статической нагрузкой

Кривая осадки сваи известна из испытания сваи статической нагрузкой (рисунок 4.3.8). Её аналитическое выражение имеет вид функции вдавливающей силы  $s_p = f_p(N_p)$ , где  $s_p$  – осадка сваи, мм,  $f_p(N_p)$  – функция вдавливающей силы  $N_p$ , кН (4.3.19):

$$s_p = -6,73 \cdot 10^{-14} N_p^4 + 5,11 \cdot 10^{-11} N_p^3 + 2,51 \cdot 10^{-6} N_p^2 - 1,09 \cdot 10^{-3} N_p + 0,00519 \quad (4.3.19)$$



Рисунок 4.3.8 – Кривая осадки сваи

#### 4.3.5. Условия равновесия промежуточного распределительного слоя (ПРС)

Рассмотрим сопротивление комбинированного свайно-плитного фундамента с промежуточным распределительным слоем (ПРС) толщиной  $h_{gc}$ . Сваи диаметром  $D_p$  расставлены по квадратной сетке с размером ячейки  $L_p$  (рисунок 4.3.1). Выделенная ячейка ПРС испытывает нагрузку от здания через фундаментную плиту в виде силы  $N_f$ . Силу уравнивает реакция основания в виде суммы сопротивлений сваи  $N_p$  и грунта основания  $P_b$ .

Уравнение равенства сил имеет вид:

$$N_f = N_p + P_b \quad (4.3.20)$$

где  $N_p$  – сила, кН, приложенная к свае и вызвавшая осадку  $s_p = f_p(N_p)$ ,  $P_b$  – сопротивление грунта основания (ГО), кН, подстилающего ПРС.

В уравнении (4.3.20) все усилия должны быть сжимающими. Примем сжимающие величины положительными, т. е.  $N_f, N_p, P_b > 0$ .

Работа перемещения фундаментной плиты равна сумме работ сжатия ПРС, перемещения (осадки) сваи и осадки грунта основания:

$$A_f = A_{gc} + A_p + A_b, \quad (4.3.21)$$

где  $A_f, A_p$  – работы перемещений фундаментной плиты и сваи, а также сжатия ПРС  $A_{gc}$  и ГО  $A_b$ , соответственно, Дж.

Выразим силы через напряжения:

$$N_f = \sigma_f L_p^2, \quad (4.3.22)$$

где  $\sigma_f$  – давление от здания на подошве фундаментной плиты, кПа.

$$P_b = \sigma_b F_b, \quad (4.3.23)$$

где  $\sigma_b$  – давление на грунт основания, кПа;  $F_b$  – площадь основания в пределах расчетной ячейки,  $m^2$ ,  $F_b = L_p^2 - \pi D_p^2/4$ .

Рассчитаем величины работы деформаций в уравнении (4.3.21).

Работа осадки фундаментной плиты на  $n$  ступенях нагрузки на испытательный штамп, Дж:

$$A_f = \sum_{i=1}^n (s_{f.i} - s_{f.i-1}) \frac{N_{f.i} + N_{f.i-1}}{2} \quad (4.3.24)$$

где  $s_{f.i}$  и  $s_{f.i-1}$  – осадка фундаментной плиты на текущей и предыдущей ступенях нагрузки, мм.

Работа сжатия материала ПРС на тех же  $n$  ступенях нагрузки на фундаментную плиту, Дж:

$$A_{gc} = (1 + 2\xi_{gc}) / 3L_P^2 \sum_{i=1}^n (\varepsilon_{gc.i} - \varepsilon_{gc.i-1}) \frac{\sigma_{f.i} + \sigma_{f.i-1}}{2}, \quad (4.3.25)$$

где  $\xi_{gc}$  – коэффициент бокового давления материала ПРС;  $\varepsilon_{gc.i} = s_{gc.i} / h_{gc}$  – относительная деформация сжатия ПРС;

$$s_{gc.i} = s_{f.i}, \quad (4.3.26)$$

где  $s_{gc.i} = f_{gc}(\sigma_{gc.i})$ ,  $s_{f.i}$  – осадка фундаментной плиты на  $i$ -ой ступени нагрузки.

Работа перемещения сваи на  $n$  ступенях нагрузки на сваю, Дж:

$$A_P = \sum_{i=1}^n (s_{P.i} - s_{P.i-1}) \frac{N_{P.i} + N_{P.i-1}}{2} \quad (4.3.27)$$

Представим результат испытания (рисунок 4.3.4) в виде функции нагрузки на штамп  $s_b = f_b(\sigma_b)$ :

$$s_b = 6,88 \cdot 10^{-9} \sigma_b^4 - 2,97 \cdot 10^{-6} \sigma_b^3 + 5,25 \cdot 10^{-4} \sigma_b^2 + 7,33 \cdot 10^{-2} \sigma_b - 0,011 \quad (4.3.28)$$

где  $s_b$  – осадка штампа, мм,  $f_b(\sigma_b)$  – функция в правой части (4.4.28):

Работа сопротивления грунта основания на  $n$  ступенях нагрузки на испытательный штамп, Дж:

$$A_b = (1 + 2\xi_b) / 3F_b \sum_{i=1}^n (\varepsilon_{b.i} - \varepsilon_{b.i-1}) \frac{\sigma_{b.i} + \sigma_{b.i-1}}{2}, \quad (4.3.29)$$

где  $\xi_b$  – коэффициент бокового давления грунта основания;  $\varepsilon_{b.i} = s_{b.i} / h_b$  – относительная деформация сжатия ПРС;  $s_{b.i}$  – осадка грунта основания на  $i$ -ой ступени нагрузки.

При нагружении основания работа пластической деформации переходит со временем в тепловую энергию [28]. Работа упругой деформации накапливается в основании и определяет сопротивление ей. Поэтому для обоснованной оценки конечного значения сопротивления необходимо выделить упругую часть работы

деформации. Упругие части работы деформации материала *ПРС* и грунта основания определяются с помощью коэффициентов (4.3.16) – (4.3.18) (таблица 4.3.1):

$$A_{gc.e} = A_{gc} k_{A.e}^{(2)} \quad (4.3.30)$$

$$A_{b.e} = A_b k_{A.e}^{(1)} \quad (4.3.31)$$

Полагая работы перемещений фундаментной плиты и сваи полностью упругими, перепишем уравнение (4.3.21) в виде:

$$A_f = A_{gc.e} + A_P + A_{b.e} \quad (4.3.32)$$

Уравнения (4.3.32) и (4.3.20) суть условия равновесия промежуточного распределительного слоя. При учете аналитических связей сил и перемещений формулами (4.3.24), (4.3.25), (4.3.27), (4.3.29), а также (4.3.22), (4.3.23) и (4.3.26) условия равновесия удовлетворяются подбором величин  $N_f$  и  $N_P$ , при условии, что  $P_b = N_f - N_P > 0$  на каждой ступени нагрузки.

Таким образом, приведенный метод расчета фундаментов с *ПРС* основывается на данных испытаний сваи, *ПРС* и *ГО* и использует уравнения равенства сил и равенства работ. Испытание штампом *ГО* методом *ПВН* с непрерывным наблюдением за осадкой позволяет разделить осадку штампа на упругую и неупругую части, что необходимо для расчетов соответствующих видов механических работ частей фундамента.

Полученные результаты расчетов ограничены снизу условием, что напряжение на поверхности *ГО* должно быть сжимающим, и сверху условием, что осадка фундаментной плиты не должны превышать предельной осадки здания.

#### **4.3.6. Влияние толщины *ПРС* на осадку фундамента**

Расчеты в п. 4.3 производились в предположении, что грунт основания и материал *ПРС* деформировались под нагрузкой компрессионно, т. е. в условиях невозможности бокового расширения при осевом сжатии. Это справедливо для относительно тонких слоев, когда  $L_P/h_{gc} > 3,5$ . При этом осадка слоя не зависит от его толщины, так как увеличение деформации сжатия компенсируется уменьшением толщины слоя при расчете приращения работы деформации.

При меньшем значении отношения  $L_p/h_{gc}$  неравномерность распределения деформаций *ППС* вблизи сваи может повлиять на осадку фундаментной плиты. Рассмотрим деформации *ППС*, когда в нем над сваей образуется сдвиговой конус, причем конусы смежных свай не пересекаются, и расстояние между ними по верхнему обрезу принято  $L_c$  (рисунок 4.3.9). Допустим, что материал основания, и в этом случае, сжимается компрессионно: в сдвиговом конусе до состояния, характеризующегося коэффициентом  $k_{A.e}^{(3)}$ , в материале *ППС* вне конуса в пределах квадратной расчетной ячейки – коэффициентом  $k_{A.e}^{(2)}$ , в грунте основания – коэффициентом  $k_{A.e}^{(1)}$ .

Расчеты осадки произведем по схеме п. 4.3. Отличие заключается в том, что объем материала *ППС* в расчетной ячейке фундамента состоит из двух объемов: объема сдвигового конуса и объема вне конуса. Для этого введем:

– объем сдвигового конуса,  $m^3$ , по формуле:

$$V_{con} = \pi/3[(D_p/2 + a)^2 h_c - (D_p/2)^2 h_{gc}], \quad (4.3.33)$$

где 
$$a = h_{gc} \operatorname{tg}(\pi/4 - \phi_{gc}/2), \quad (4.3.34)$$

$$h_c = h_{gc} + D_p/(2 \operatorname{tg}(\pi/4 - \phi_{gc}/2)) \quad (4.3.35)$$

– объем материала *ППС* вне сдвигового конуса,  $m^3$ , в пределах квадратной расчетной ячейки, по формуле:

$$V_{ac} = L_p^2 h_{gc} - V_{con} \quad (4.3.36)$$

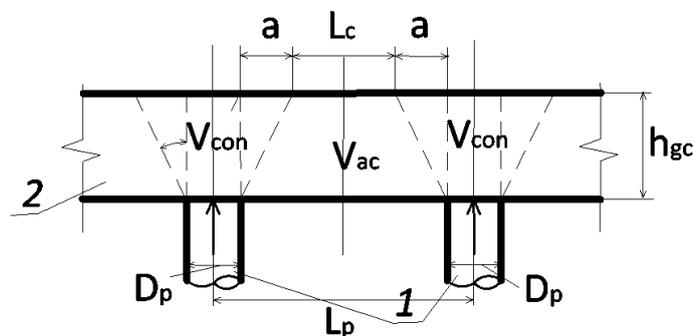


Рисунок 4.3.9 – Схема к расчету *ППС* при близком расположении свай

Упругие части работы деформации материала *ППС* и *ГО* определяются с помощью коэффициентов (4.3.16) – (4.3.18) (таблица 4.3.1) по формулам:

$$A_{gc.e}^{(con)} = A_{gc} V_{con} k_{A.e}^{(3)} / (V_{con} + V_{ac}) \quad (4.3.37)$$

$$A_{gc.e}^{(ac)} = A_{gc} V_{ac} k_{A.e}^{(2)} / (V_{con} + V_{ac}) \quad (4.3.38)$$

$$A_{b.e} = A_b k_{A.e}^{(1)} \quad (4.3.39)$$

Полагая работы перемещений фундаментной плиты и сваи полностью упругими, перепишем уравнение работ упругих деформаций (4.3.32) в виде:

$$A_f = A_{gc.e}^{(con)} + A_{gc.e}^{(ac)} + A_p + A_{b.e} \quad (4.3.40)$$

Уравнения (4.3.20) и (4.3.40) суть условия равновесия промежуточного распределительного слоя при малом шаге расстановки свай. При учете аналитических связей сил и перемещений формулами (4.3.24), (4.3.25), (4.3.27), (4.3.29), а также (4.3.22), (4.3.23) и (4.3.26) условия равновесия удовлетворяются подбором величин  $N_f$  и  $N_p$ , при условии, что  $P_b = N_f - N_p > 0$  на каждой ступени нагрузки.

В продолжение примера в п. 4.3 приведем результаты расчета деформаций фундамента с ПРС при расстановке свай диаметром 0,80 м по квадратной сетке со стороной ячейки 3,4 м. На графиках зависимости осадки фундаментной плиты от толщины ПРС (рисунок 4.3.10) видно, что осадка не зависит от толщины ПРС при значениях  $h_{gc} > 0,8$  м. При меньших значениях  $h_{gc}$  осадка снижается вследствие передачи на сваи большей части нагрузки. Таким образом, границей применимости двух схем расчета можно принять толщину ПРС, соизмеримую с расстоянием, равным  $(1-1,5) d$  свай, что соответствует результатам численных исследований.

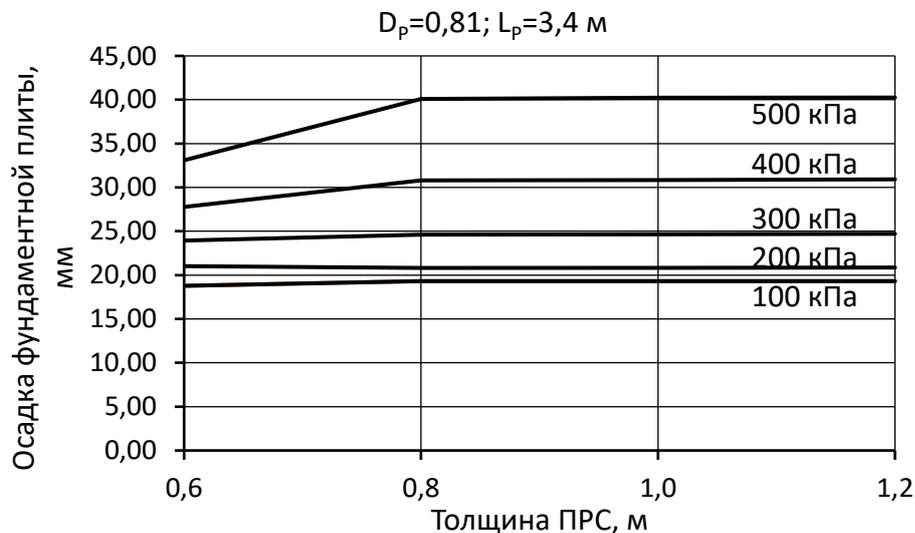


Рисунок 4.3.10 – Зависимость осадки фундаментной плиты от толщины ПРС

#### 4.3.7. Алгоритм расчета параметров промежуточного распределительного слоя

Расчет производится по блок-схеме, изложенной на рисунке 4.3.11. В ней можно обозначить три блока:

##### 1. Исходные данные для расчетов:

- размещение свай в фундаменте, размеры свай, шаг свай по одной оси;
- толщина *ПРС*, характеристики материала (плотность, угол внутреннего трения);
- данные испытания *ПРС* штампом, установленным над сваей;
- данные испытания сваи статической нагрузкой;
- данные испытания грунта основания (*ГО*) постоянно возрастающей нагрузкой (*ПВН*) с непрерывным наблюдением за осадкой штампа.

##### 2. Обработка результатов испытаний:

- аппроксимация аналитической функцией данных испытания *ПРС* штампом;
- аппроксимация аналитической функцией данных испытания сваи статической нагрузкой;
- выделение упругой и пластической деформаций *ГО* по данным испытания штампом с *ПВН*.

##### 3. Расчеты на основе уравнений равенства сил и равенства работ при заданных давлении на подошве фундаментной плиты и шага свай:

- осадки фундаментной плиты;
- давления на *ГО* и осадки его поверхности;
- сопротивления сваи и ее осадки;
- доли нагрузки от здания, приходящейся на *ГО*.

В результате расчётов получены функции искомых величин от независимых параметров, которые позволяют задавать параметры конструкций фундамента, не нарушая функциональных связей, но в то же время, удовлетворяя условиям ограничения основных искомых величин: осадки фундамента и относительной деформации *ГО* по окончании нагружения фундамента.

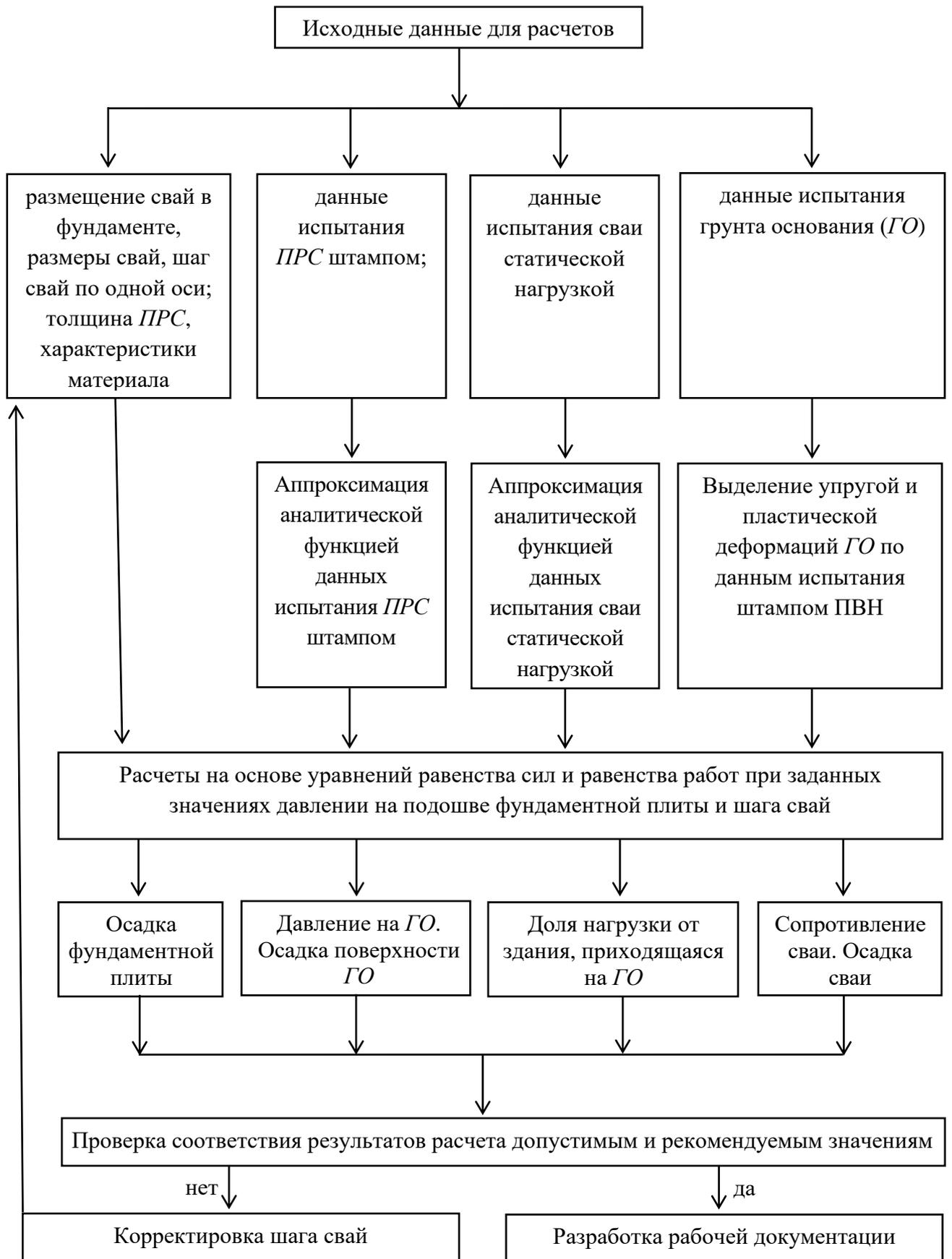


Рисунок 4.3.11 – Блок-схема аналитического расчета параметров свайно-плитного фундамента с промежуточным распределительным слоем

Для промежуточного распределительного слоя толщиной  $h_{gc} = 0,6$  м и свай диаметрами  $D_p = 0,52; 0,60; 0,80$  м получена зависимость давления на грунт основания от расстояния между сваями (рисунок 4.3.12). Давление на ГО  $\sigma_b$  увеличивается с увеличением расстояния между осями свай  $L_p$ . Предположение о компрессионном сжатии ГО не ограничивает значение  $\sigma_b$ . Предел увеличения  $\sigma_b$  вытекает из ограничения осадки фундаментной плиты.

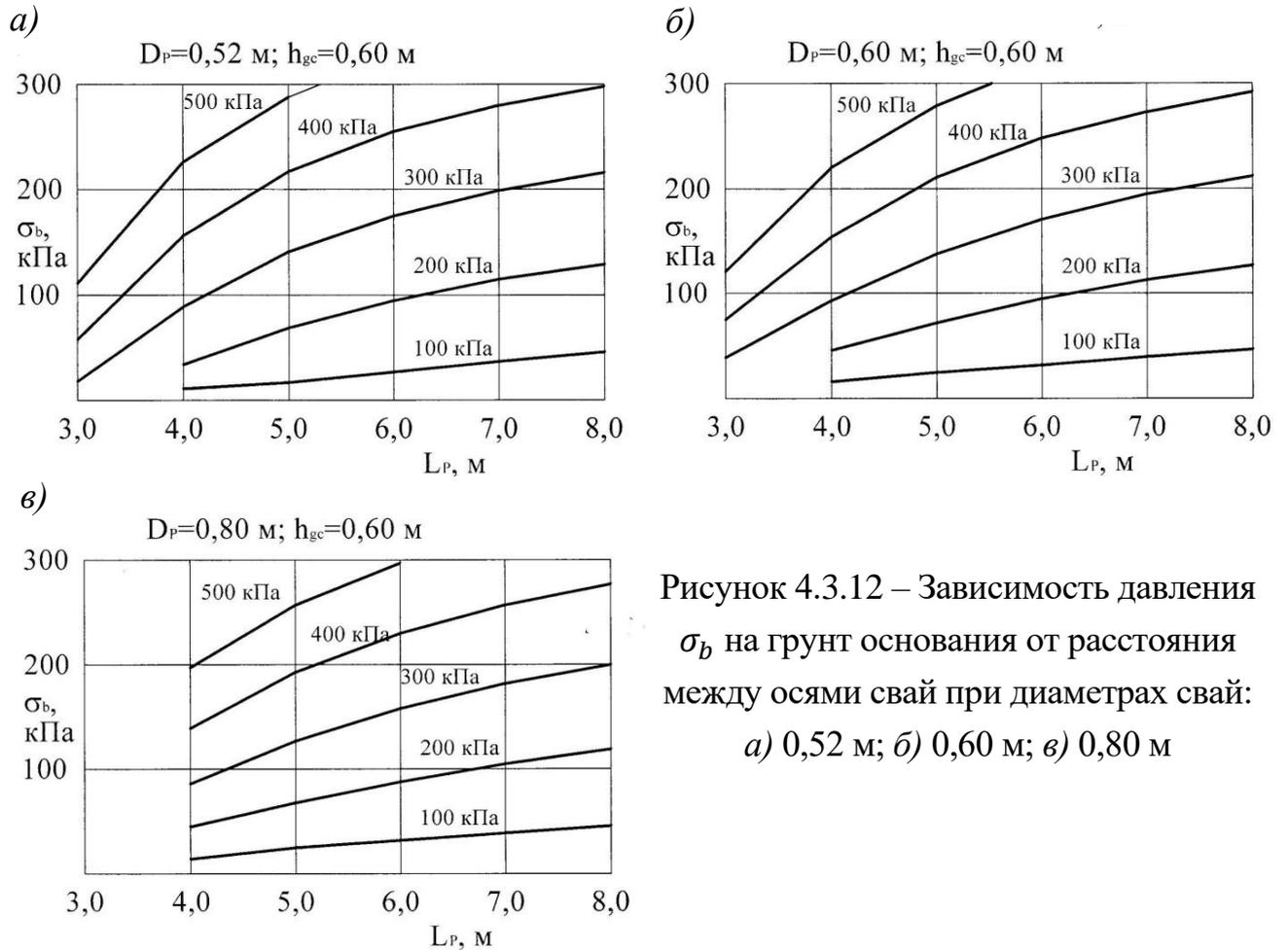


Рисунок 4.3.12 – Зависимость давления  $\sigma_b$  на грунт основания от расстояния между осями свай при диаметрах свай: а) 0,52 м; б) 0,60 м; в) 0,80 м

Доля нагрузки от здания, воспринимаемая грунтом основания, также растет с увеличением расстояния между сваями. Она изменяется в зависимости от расстояния между сваями от 0,10 до 0,60 (рисунок 4.3.13).

Осадки фундаментной плиты и доли нагрузки, приходящиеся на грунт основания, увеличиваются с увеличением расстояния между осями свай при разных значениях давления фундаментной плиты (рисунки 4.3.12, 4.3.13, 4.3.14).

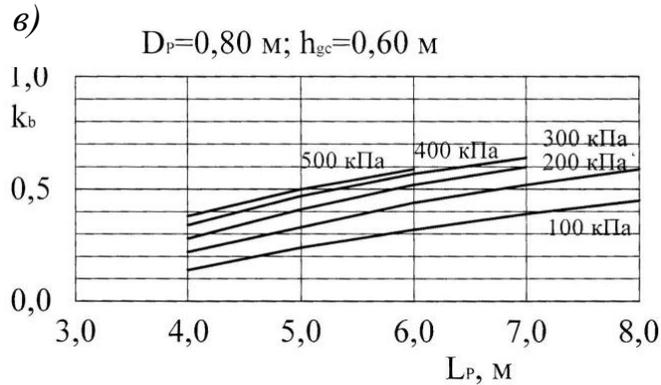
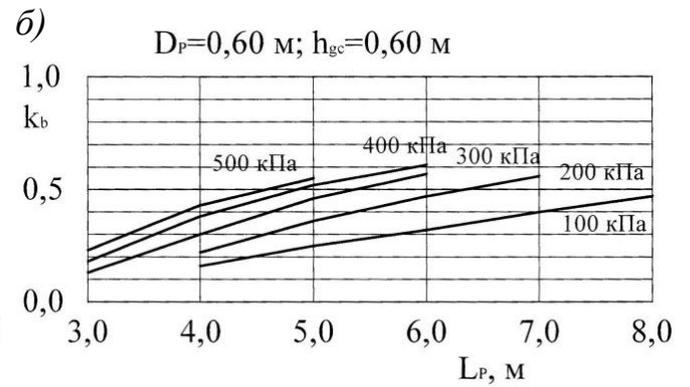
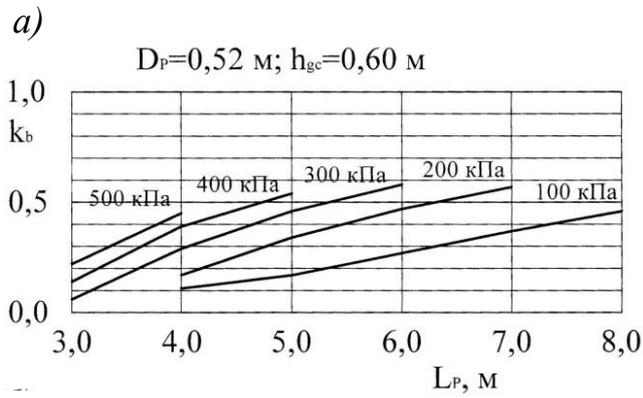


Рисунок 4.3.13 – Доля нагрузки, воспринимаемой грунтом основания, в зависимости от расстояния между сваями при диаметрах свай:  
а) 0,52 м; б) 0,60 м; в) 0,80 м

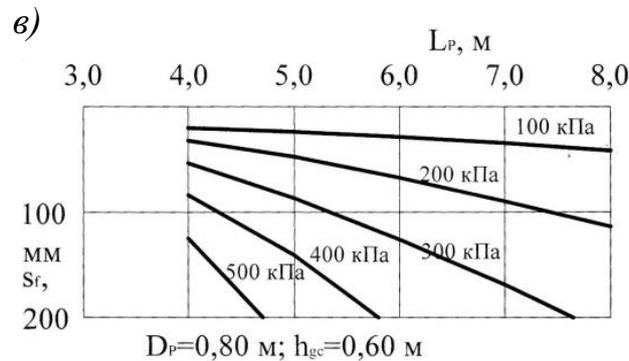
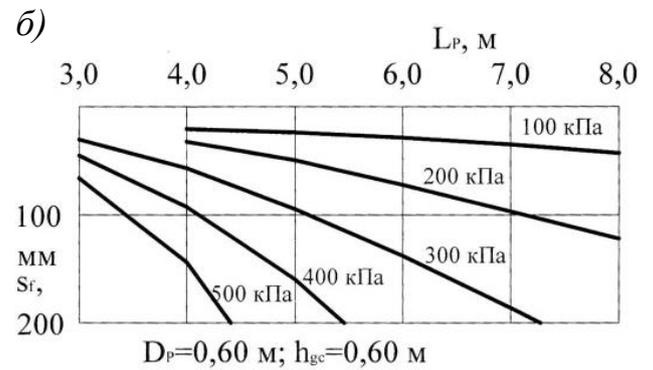
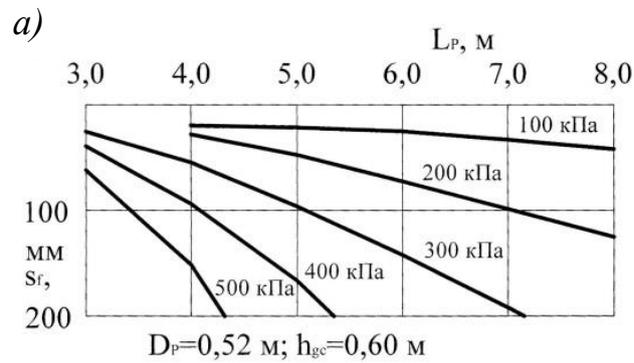


Рисунок 4.3.14 – Расчетные осадки фундаментной плиты в зависимости от расстояния между сваями при диаметрах свай:  
а) 0,52 м; б) 0,60 м; в) 0,80 м

Таким образом, на основе данных опытных работ получены зависимости, позволяющие назначать параметры фундаментов с применением ПРС для многоэтажных и высотных зданий.

#### 4.4. Учет влияния сейсмических воздействий при назначении параметров промежуточного распределительного слоя

При проектировании фундаментов в особых условиях строительства необходим учет сейсмического воздействия. Во время землетрясения выделенная ячейка ПРС испытывает сейсмическую силу  $S$  со стороны ГО (рисунок 4.4.1):

$$S = \sigma_f L_p^2 k_s, \quad (4.4.1)$$

где  $\sigma_f$  – давление от веса здания на подошве фундаментной плиты,  $L_p$  – расстояние между осями свай (рисунки 4.3.1 и 4.4.1),  $k_s$  – сейсмический коэффициент [СП 14.13330.2011].

Сейсмическая сила  $S$  направлена под углом  $\eta$  к вертикали, ее вертикальная составляющая  $S_z$  вызывает сжатие ПРС на величину  $s_{gc}^{(S)}$ , а горизонтальная  $S_y$  – сдвиг  $u_y^{(S)}$  ПРС на уровне подошвы:, т. е. при  $z = h_{gc}$ .

$$S_z = S \cos \eta, \quad (4.4.2)$$

$$S_y = S \sin \eta, \quad (4.4.3)$$

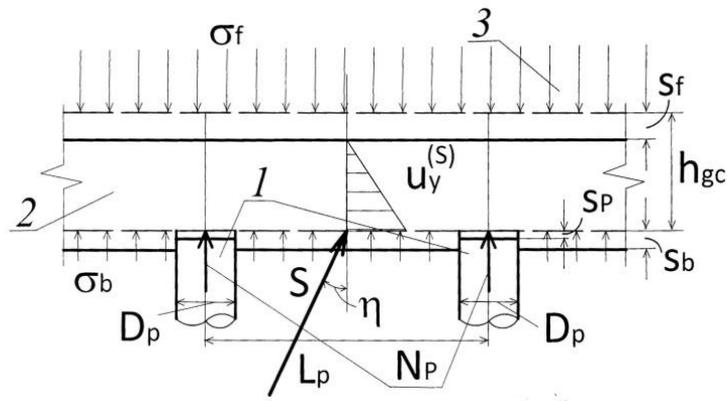


Рисунок 4.4.1 – Схема ПРС к расчету на сейсмическое воздействие

Компрессионное сжатие сыпучего материала ПРС вертикальной силой вызвано сдвиговыми деформациями внутри ПРС, осуществляющими виброкомпрессионное уплотнение (Цытович Н.А., 1983, Тер-Мартirosян З.Г., 2005) [206, 237]. Примем, что деформации уплотнения и сдвига линейно изменяются по толщине слоя, а их граничные значения связаны между собой функцией угла внутреннего трения  $\varphi_{gc}$ :

$$s_{gc}^{(S)} = u_y^{(S)} \operatorname{tg} \varphi_{gc}, \quad (4.4.4)$$

где  $\varphi_{gc}$ , – угол внутреннего трения материала *ППС*.

Сейсмическая сила  $S_y$  совершает работу деформации сдвига *ППС*, которая содержит упругую и пластическую составляющие. Деформации сжатия и сдвига уменьшаются снизу вверх (рисунок 4.4.1). По мере их развития вверх по высоте *ППС*, работа пластической деформации переходит в тепло (Вялов С.С., 1978) и не учитывается в уравнении работ. Полная работа деформации *ППС*  $A_f^{(S)}$  осуществляется фундаментной плитой, как жестким недеформируемым телом. Равенство работ упругих деформаций имеет вид:

$$A_f^{(S)} = A_{gc.e}^{(S)}, \quad (4.4.5)$$

где  $A_f^{(S)}$  – работа перемещения фундаментной плиты в момент сейсмического воздействия, Дж,  $A_{gc.e}^{(S)}$  – работа упругой деформации *ППС* в ячейке фундаментной плиты, Дж.

Вычислим работу деформации фундаментной плиты в момент сейсмического воздействия, в предположении линейной связи сейсмических сил и перемещений под их воздействием:

$$A_f^{(S)} = (S_z s_f^{(S)} + S_y u_y^{(S)})/2, \quad (4.4.6)$$

где  $S_z$  и  $S_y$  – вертикальная и горизонтальная составляющие сейсмической силы, кН,  $s_f^{(S)}$  и  $u_y^{(S)}$  – осадка и горизонтальное перемещение, мм, основания *ППС*, вызванные сейсмической силой, соответственно.

Вычислим также работу упругих деформаций ячейки *ППС*, ограниченной четырьмя сваями (рисунок 4.3.1б). При этом боковые деформации материала *ППС* примем равными нулю вследствие стеснения рассматриваемой ячейки соседними. Тогда работа упругих деформаций будет определяться двумя компонентами:  $\varepsilon_z^{(S)}$  и  $\gamma_{yz}^{(S)}$ . Примем, что они уменьшаются линейно от подошвы *ППС* до нуля на подошве фундаментной плиты. Работа упругой деформации материала ячейки *ППС* рассчитывается по формуле:

$$A_{gc.e}^{(S)} = G \left[ \frac{1-\nu_{gc}}{1-2\nu_{gc}} \left( \frac{s_f^{(S)}}{h_{gc}} \right)^2 + \frac{1}{2} \left( \frac{u_y^{(S)}}{h_{gc}} \right)^2 \right] h_{gc} L_P^2 / 2, \quad (4.4.7)$$

где  $G$  и  $\nu_{gc}$  – модуль упругости, кПа, и коэффициент Пуассона материала ПРС, соответственно.

Подставляя в уравнение (4.4.5) выражения по формулам (4.4.6) и (4.4.7) и учитывая соотношения (4.4.1) – (4.4.4), получаем уравнение с одной неизвестной – величиной упругой деформации фундаментной плиты  $u_y^{(S)}$ . Она не зависит от расстояния между сваями и является функцией только толщины ПРС: увеличивается с увеличением высоты слоя  $h_{gc}$  (рисунок 4.4.2).

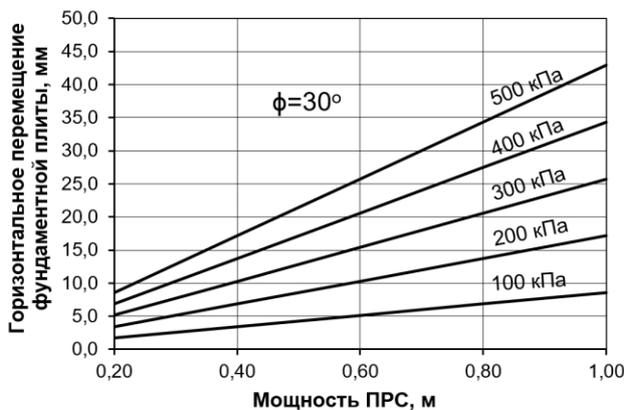


Рисунок 4.4.2 – Графики упругих деформаций  $u_y^{(S)}$  фундаментной плиты при сейсмическом воздействии в 8 баллов по шкале MSK-64 при разных значениях давления на подошве фундамента

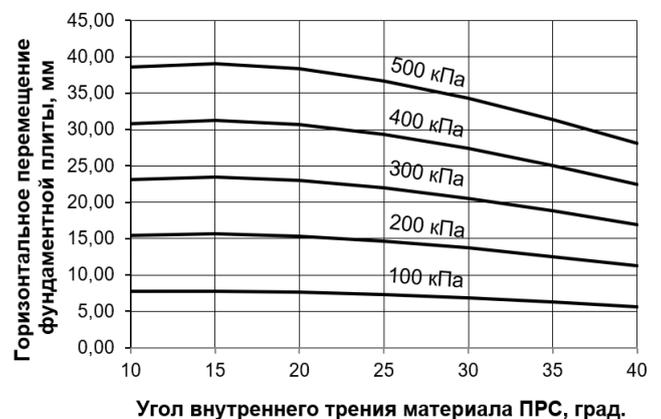


Рисунок 4.4.3 – Графики упругих деформаций  $u_y^{(S)}$  фундаментной плиты при сейсмическом воздействии в 8 баллов по шкале MSK-64 при разных значениях угла внутреннего трения материала ПРС

Расчеты по предложенному методу показывают, что ПРС не позволяет свести перемещения фундаментной плиты к нулю, но позволяет подобрать толщину ПРС так, чтобы это перемещение не превышало заданного значения.

Формулировка граничных условий с использованием угла внутреннего трения влияет на результаты расчетов: при большем значении  $\phi_{gc}$  перемещение фундаментной плиты меньше (рисунок 4.4.3).

#### 4.5. Оценка снижения усилий от сейсмических и оползневых воздействий в сваях при устройстве промежуточного распределительного слоя

Введение промежуточного распределительного слоя между свайным полем и фундаментной плитой является наиболее эффективным решением при действии сейсмических и других динамических нагрузок. Наличие *ПРС* приводит к существенному снижению поперечных и моментных усилий в сваях, что обеспечивает устойчивость окружающего их грунта. Для оценки эффективности использования *ПРС* при горизонтальных и моментных сейсмических нагрузках проведены численные исследования в объемной постановке при сейсмической интенсивности в 7, 8 и 9 баллов, которые были описаны акселерограммами реальных землетрясений (рисунок 4.5.1).

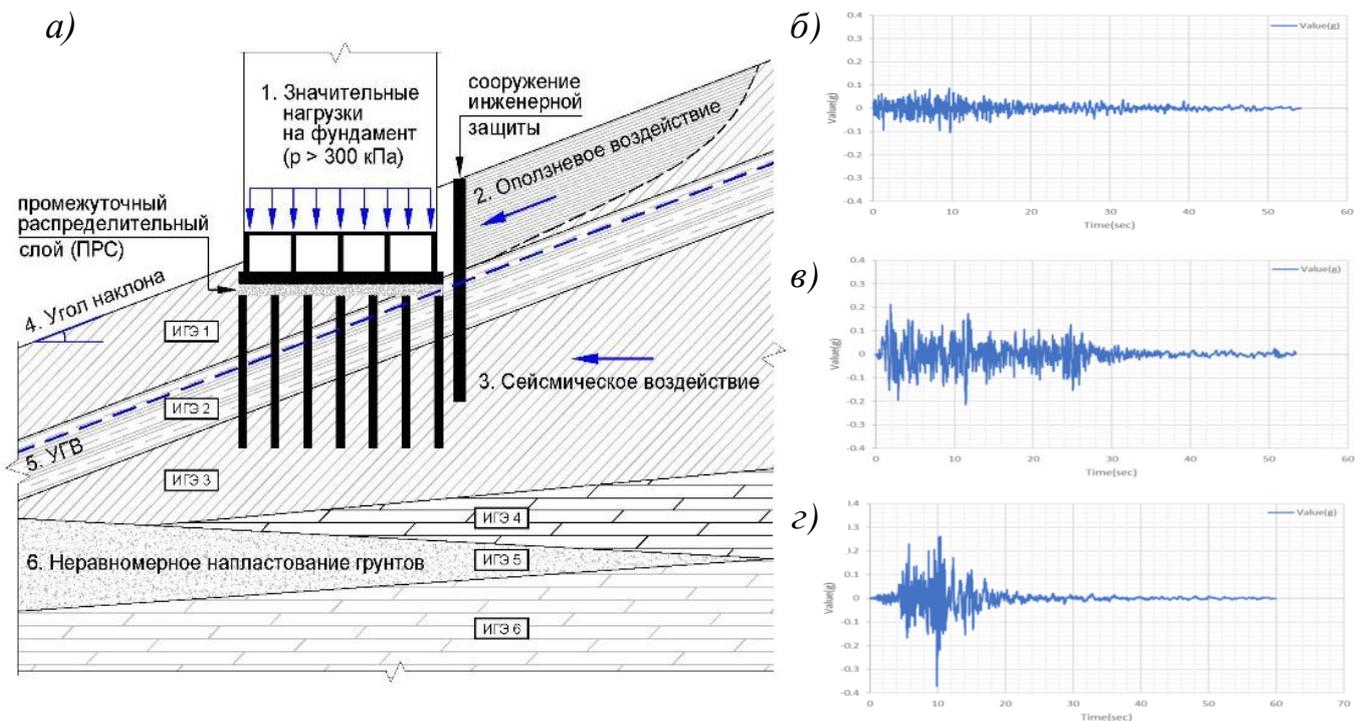


Рисунок 4.5.1 – Расчетная схема (а) фундамента с промежуточным распределительным слоем в особых условиях строительства: 1 – давление по подошве фундамента более 300 кПа, 2 – оползневое воздействие, 3 – сейсмическое воздействие, 4 – угол наклона рельефа более 20 град., 5 – высокий уровень подземных вод, 6 – неравномерное напластование грунтов; б), в), з) акселерограммы сейсмических воздействий для 7, 8, 9 баллов соответственно

Для оценки влияния оползневого процесса на заглубленные части многоэтажных и высотных зданий использован метод межотсековых сил (ОДМ 218.2.053-2015) [130], в котором также учитывается уровень грунтовых вод и действие сейсмической составляющей  $Q_i^c$  (4.5.1). В этом случае при разбивке оползневого блока на отсеки сейсмические силы учитываются по-отдельности для каждого отсека, затем их суммируют со сдвигающими силами:

$$Q_i^c = \mu \cdot p_i \quad (4.5.1)$$

где  $Q_i^c$  – величина результирующей сейсмической силы в отсеке,  $\mu$  – коэффициент сейсмичности,  $p_i$  – вес отсека.

Коэффициент устойчивости оползневого склона определяется по формуле:

$$k_{st} = \frac{\Sigma[p_i' \cos \alpha_i + \gamma_B S_i^B I_i \sin(\beta_i - \alpha_i) \cdot 1\text{м} - p_i \mu \sin \alpha_i] \cdot tg \varphi_i + \Sigma c_i l_i \cdot 1\text{м} + \Sigma p_i' \sin \alpha_i''}{\Sigma p_i' \sin \alpha_i' + \Sigma \gamma_B S_i^B I_i \cos(\beta_i - \alpha_i) \cdot 1\text{м} + \Sigma p_i \mu \cos \alpha_i}, \quad (4.5.2)$$

где  $p_i$  – вес отсека без учета гидростатического взвешивания;

$p_i' = (p_i - \gamma_B S_i^B \cdot 1\text{м})$  – вес отсека с учетом гидростатического взвешивания;  $\mu$  – коэффициент сейсмичности;  $\gamma_B$  – удельный вес воды (10 кН/м<sup>3</sup>);  $S_i^B$  – площадь сечения обводненной части отсека;  $I_i$  – гидравлический градиент в пределах отсека;  $\alpha_i$  – угол наклона подошвы отсека;  $\beta_i$  – угол наклона равнодействующей фильтрационного давления.

Нагрузка от оползневого воздействия возрастает с ростом заглубления подземной части здания, поэтому решение может быть найдено за счет террасирования фундаментов и адаптации его формы к переменной поверхности рельефа (рассмотрено в Разделе 6 диссертации), либо путем устройства сооружения инженерной защиты, воспринимающего всю величину оползневого давления (рисунок 4.5.1 а).

В ходе численных исследований влияния промежуточного распределительного слоя проводилось сравнение усилий в сваях для вариантов с их жесткой заделкой в плиту и при устройстве ПРС (рисунок 4.5.2). При выполнении расчетов учитывалось снижение прочностных характеристик грунта в зависимости от исходной балльности (СП 269.1325800.2016).

Подготовлена расчетная схема многоэтажного здания в сейсмическом районе, состоящего из 25 надземных и одного подземного этажей (рисунок 4.5.2). Здание имеет прямоугольную форму в плане габаритами 17х32 м. Конструкции стен, перекрытий, свай моделируются железобетонными с классом бетона  $B25$  ( $E = 30000$  МПа,  $\nu = 0,2$ ). Свайное поле принято из буронабивных свай диаметром 600 мм и шагом в плане 2500х3000 мм. Полная нагрузка от здания формирует среднее давление под подошвой фундамента 500 кПа. Габариты основания 110 м х 95 м х 60 м.

В расчетной модели граничные условия для по нижней границы назначены как неподвижные (Fixed base). Горизонтальные границы моделируются элементами свободного поля (Free-field), чтобы исключить эффект отражения сейсмических волн от внешних границ расчетной области. Используемые при проведении расчетов динамические характеристики основания позволили получить корректную частоту и период колебаний для данного типа здания во время моделирования сейсмических воздействий.

Для описания сейсмического процесса использованы акселерограммы реальных землетрясений: 7 баллов – Taft Lincoln School (землетрясение 1952 г.); 8 баллов – El Centro Site (землетрясение 1940 г.); 9 баллов – Northridge, Santa Monica, City Hall Grounds (землетрясение 1994 г.). Все сейсмические события рассматривались при длительности 13 секунд с шагом интегрирования по времени 0,02 сек.

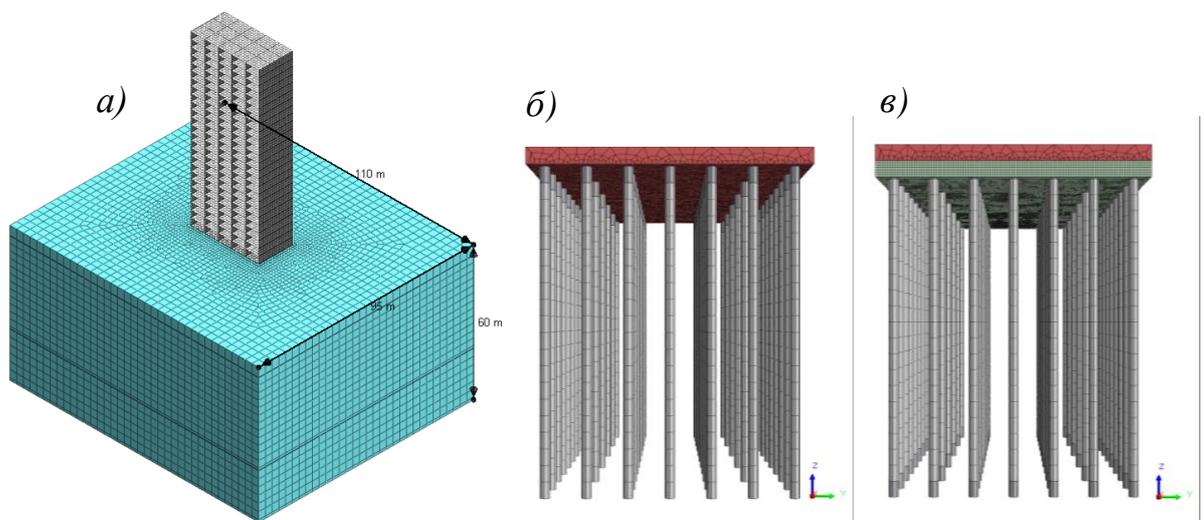
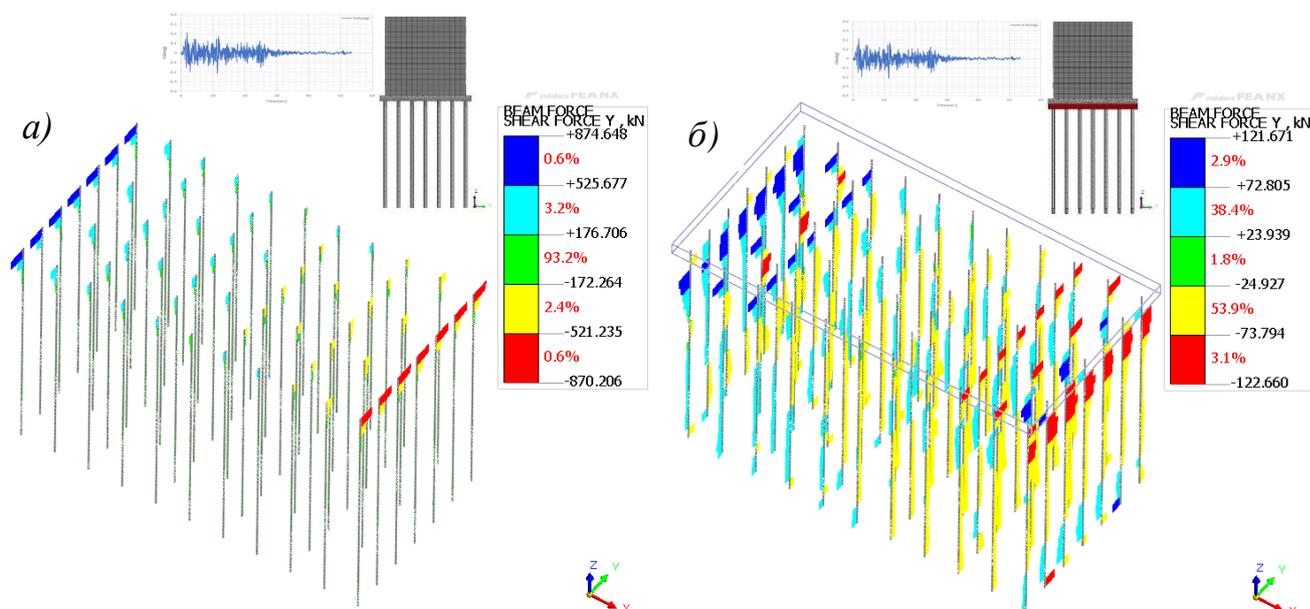


Рисунок 4.5.2 – Расчетная модель (а) многоэтажного здания для анализа влияния сейсмических воздействия на усилия в сваях при их жесткой заделке в фундаментную плиту (б) и для варианта с устройством ПРС (в)



$$Q_{max} = 874,65 \text{ кН}$$

$$Q_{max} = 122,66 \text{ кН}$$

Рисунок 4.5.3 – Сравнение результатов расчета поперечных сил в сваях при сейсмическом воздействии интенсивностью 7 баллов (вдоль оси  $OX$ ) для вариантов фундамента: а) с жесткой заделкой свай в плиту; б) с введением промежуточного распределительного слоя

Установлено, что при интенсивности сейсмического воздействия в 7-9 баллов максимальные поперечные силы в верхней части сваи для фундамента с ПРС снижаются в 7,13-14,15 раз по сравнению с жесткой заделкой (рисунок 4.5.3., таблица 4.5.1). Максимальные сжимающие силы снижаются в 3,02-4,11 раз (таблица 4.5.2).

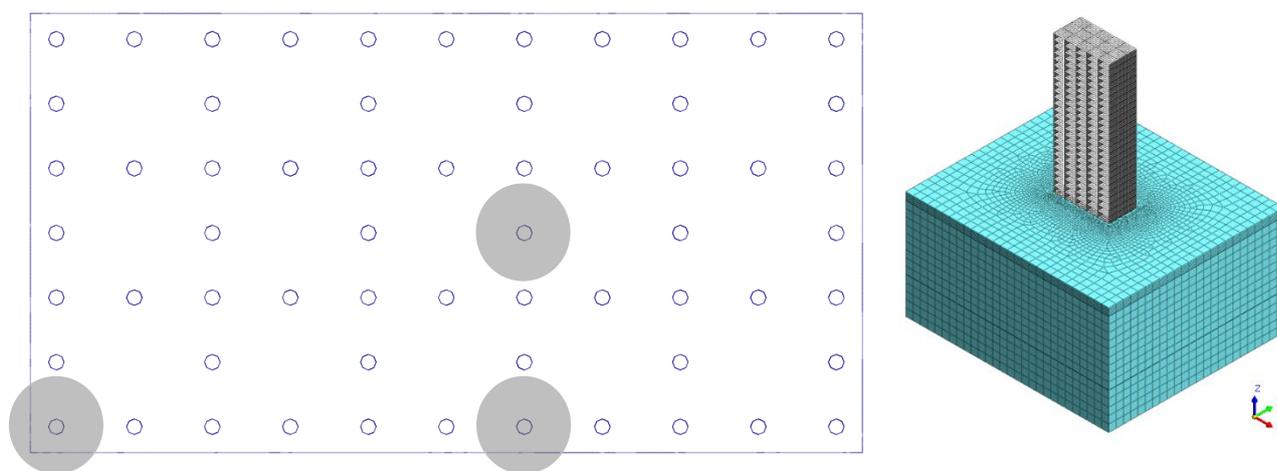


Рисунок 4.5.4 – Сваи в пределах поля (угловая, краевая, центральная), выбранные для сопоставления поперечных сил, возникающих от сейсмических воздействий при жесткой заделке в фундаментную плиту и при устройстве ПРС

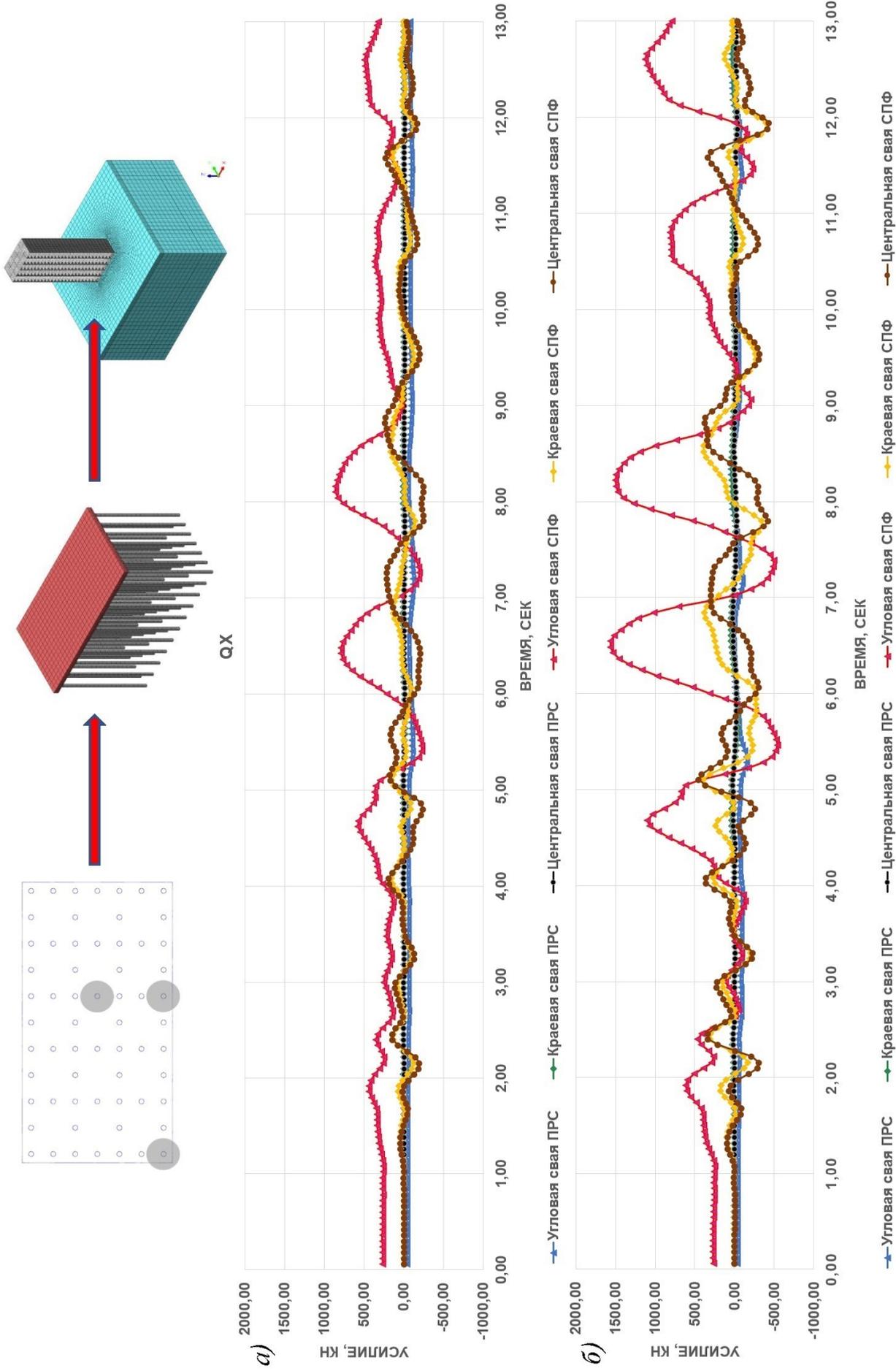


Рисунок 4.5.5 – Сравнение результатов расчета поперечных сил  $Q_x$  (кН) в угловых, центральных и крайних сваях при их жесткой заделке в фундаментную плиту и для варианта с устройством ПРС при сейсмическом воздействии длительностью 13 секунд с интенсивностью: а) 7 баллов; б) 8 баллов

Таблица 4.5.1– Таблица значений поперечных сил  $Q_x$ , кН, в центральной, краевой и угловой сваях для сейсмичности 7-9 баллов при жесткой заделке свай в фундаментную плиту и при устройстве ПРС

Сейсмичность	Расположение свай в пределах поля	Жесткая заделка	Фундамент с ПРС	Отношение поперечных сил	
		$Q_{x1max}$ , кН	$Q_{x2max}$ , кН	$Q_{x1max}/Q_{x2max}^*$	$\sum Q_{x1}/\sum Q_{x2}^{**}$
7 баллов	центральная	254,79	19,58	13,01	9,08
	краевая	167,30	14,08	11,88	11,29
	угловая	874,65	122,66	7,13	4,67
8 баллов	центральная	447,73	41,51	10,79	10,95
	краевая	413,75	43,98	9,41	9,43
	угловая	1560,71	156,88	9,95	10,66
9 баллов	центральная	976,62	69,02	14,15	11,06
	краевая	970,13	131,11	7,40	14,15
	угловая	2289,24	196,13	11,67	12,92

\* - отношение максимальных значений поперечных сил в выделенной свае для двух вариантов фундамента за время сейсмического воздействия длительностью 13 сек. с дискретностью 0,02 сек.

\*\* - отношение суммарного значения поперечных сил в выделенной свае для двух вариантов фундамента за время сейсмического воздействия длительностью 13 сек. с дискретностью 0,02 сек.

Таблица 4.5.2– Таблица значений сжимающих сил  $N$ , кН, в центральной, краевой и угловой сваях для сейсмичности 7-9 баллов при жесткой заделке свай в фундаментную плиту и при устройстве ПРС

Сейсмичность	Расположение свай в пределах поля	Жесткая заделка	Фундамент с ПРС	Отношение сжимающих сил	
		$N_{x1max}$ , кН	$N_{x2max}$ , кН	$N_{x1max}/N_{x2max}^*$	$\sum N_{x1}/\sum N_{x2}^{**}$
7 баллов	центральная	2472,03	800,44	3,09	2,96
	краевая	5385,74	1311,41	4,11	4,10
	угловая	12353,04	3357,45	3,68	3,77
8 баллов	центральная	3197,81	818,45	3,91	5,24
	краевая	5541,66	1374,97	4,03	4,45
	угловая	15674,12	4960,97	3,16	3,18
9 баллов	центральная	2998,12	846,74	3,54	4,78
	краевая	5272,86	1531,71	3,44	7,98
	угловая	21963,37	7268,22	3,02	3,13

\* - отношение максимальных значений сжимающих сил в выделенной свае для двух вариантов фундамента за время сейсмического воздействия длительностью 13 сек. с дискретностью 0,02 сек.

\*\* - отношение суммарного значения сжимающих сил в выделенной свае для двух вариантов фундамента за время сейсмического воздействия длительностью 13 сек. с дискретностью 0,02 сек.

В результате построения графиков изменения поперечных и сжимающих усилий в сваях для вариантов выполнения фундаментов установлено, что введение промежуточного распределительного слоя принципиально влияет на распределение усилий в сваях и существенно снижает их значения. Из анализа усилий в сваях можно сделать вывод о высокой эффективности конструктивного решения фундамента с промежуточным распределительным слоем для строительства в сейсмических районах.

#### **4.6. Разработка рекомендаций по конструированию фундаментов многоэтажных и высотных зданий на свайном основании с промежуточным распределительным слоем**

Ниже приводятся разработанные рекомендации по конструированию фундаментов многоэтажных и высотных зданий на свайном основании с промежуточным распределительным слоем.

1. Проведение инженерно-геологических изысканий с определением изменчивости характеристик инженерно-геологических элементов в плане и по глубине;
2. Построение расчетной схемы с пространственным моделированием напластований инженерно-геологических элементов в пределах рассматриваемой сжимаемой толщи;
3. Проведение расчетов для варианта фундамента на естественном основании с оценкой соответствия фактических осадок допустимым значениям;
4. В соответствии с результатами проведенных численных исследований проводится назначение диаметра свай, шага между ними, толщины промежуточного распределительного слоя, - с учетом особенностей надземного сооружения (размеров в плане, давления на подошве, жесткости фундамента);
5. Проведение натурных испытаний: определение количества и местоположения испытываемых свай; опытных участков промежуточного распределительного слоя; мест испытания штампом грунта между сваями;

6. Проведение испытаний: свай, промежуточного распределительного слоя, грунта основания;
7. Обработка результатов испытаний: аппроксимация аналитической функцией данных испытания сваи и *ППС*, выделение упругой и пластической деформаций *ГО* по данным испытания штампом;
8. Проведение расчетов на основе уравнений равенства сил и равенства работ упругих деформаций при заданных значениях давления на подошве фундаментной плиты и шаге свай;
9. Сопоставление результатов, полученных аналитическим и численным методом. Установление доли нагрузки, передаваемой на сваи и промежуточный распределительный слой;
10. Проверка соответствия результатов расчета допустимым значениям. При превышении допустимых значений выполняется корректировка диаметров и расстановки в плане вертикальных элементов;
11. С учетом разработанных рекомендаций по обеспечению совместных перемещений горизонтальной проектной плоскости *ППС* и точек в уровне голов вертикальных элементов (свай) производится подбор толщины промежуточного распределительного слоя *ППС*;
12. Разработка рабочей документации для строительства;
13. Разработка мероприятий оперативного реагирования на случай превышения допустимых параметров в процессе строительства и эксплуатации здания;
14. Разработка программы геотехнического мониторинга;
15. Строительство фундаментов и надземных конструкций с проведением геотехнического мониторинга по разработанной программе. В случае превышения допустимых параметров реализуются мероприятия оперативного реагирования. При соблюдении всех контролируемых параметров строительный процесс завершается;
16. Введение объекта в эксплуатацию и проведение мониторинга в течение одного года после завершения строительства для оценки фактических осадок во времени.

### **Выводы по Разделу 4**

1. Проведены численные исследования для определения параметров свайных фундаментов с промежуточным распределительным слоем, позволившие установить закономерности распределения осадок фундаментной плиты в зависимости от параметров свайного поля, жесткости надземного строения, а также стадийности приложения нагрузки;

2. В результате проведенных численных исследований установлено, что рекомендуемая толщина промежуточного распределительного слоя может быть назначена в соответствии с выражением  $h_{gc} = x(s - d)$ , где  $h_{gc}$  – толщина ПРС,  $s$  – расстояние в плане между сваями,  $d$  – диаметр сваи,  $x = 0,36-0,78$  – эмпирический коэффициент, который назначается по результатам численных исследований в зависимости от межсвайного расстояния, давления на подошве плиты, а также жесткости фундамента;

3. Разработан аналитический метод расчёта промежуточного распределительного слоя, позволяющий определить значения доли внешней нагрузки, воспринимаемой межсвайным грунтом в зависимости от расстановки свай в плане. Метод основан на условиях равенства сил и равенства работ упругих деформаций фундаментной плиты, промежуточного распределительного слоя, свай и грунта основания при их совместной работе под нагрузкой от здания, в том числе с учетом сейсмических воздействий;

4. Предложена новая методика аналитического расчёта промежуточного распределительного слоя с учетом сейсмического воздействия на основание свайного фундамента, использующая условие квазистатической передачи упругой сейсмической энергии от основания на здание через ПРС;

5. Разработаны рекомендации по конструированию свайных фундаментов для многоэтажных и высотных зданий в особых условиях строительства, в том числе с учетом сейсмических воздействий.

## **5. НОВЫЕ СПОСОБЫ ПРОЕКТИРОВАНИЯ И СТРОИТЕЛЬСТВА СВАЙНЫХ И СВАЙНО-ПЛИТНЫХ ФУНДАМЕНТОВ В ОСОБЫХ ГРУНТОВЫХ УСЛОВИЯХ**

В развитие методов расчета и конструирования фундаментов, изложенных в предыдущих разделах, данный раздел рассматривает возможности включения свайных и плитных элементов в совместную работу с заданной последовательностью, что приводит к более полному использованию несущей способности всего фундамента. Это позволяет уменьшить итоговые относительные осадки и снизить затраты на строительство.

Поскольку такой подход предполагает использование потенциала каждого из элементов системы при совместной работе, требуется детальное последовательное рассмотрение механизма взаимодействия, что в общем виде можно представить в следующем порядке: одиночная свая – группа свай – свайно-плитный фундамент – взаимодействие фундамента с надземным сооружением – учет этапности строительства. Основой этой последовательности можно справедливо считать изучение работы одиночной сваи в грунте при действии внешней нагрузки, рассмотренной в Разделе 3. Прочие элементы фундаментной конструкции (фундаментная плита, промежуточный распределительный слой) при корректном назначении параметров позволяют использовать их резервы и распределительную способность для минимизации затрат на строительство и повышение уровня безопасной эксплуатации объекта (Раздел 4 диссертации). Учет заданной последовательности при передаче нагрузки от строящегося здания на основание открывает дополнительные направления для устройства фундаментов в особых условиях. Особенно актуальным подобный подход становится при строительстве фундаментов в сейсмических районах. Результаты исследований позволили внедрить в практику строительства эффективные конструкции фундаментов, обладающие патентной новизной (Раздел 6 диссертации).

В настоящем разделе диссертации приводятся разработанные новые способы проектирования и строительства свайных и свайно-плитных фундаментов в особых условиях. Способы разделены на следующие три группы:

1. Способы устройства свайно-плитных фундаментов с заданной начальной осадкой плитной части;
2. Способы с использованием свай разной длины и их последовательным включением в совместную работу с плитной частью;
3. Способы строительства свайных и свайно-плитных фундаментов с возможностью управления их осадками в процессе строительства.

### **5.1. Разработка способов устройства свайно-плитных фундаментов с заданной начальной осадкой плитной части**

Одним из исследованных способов регулирования сверхнормативных и неравномерных осадок во время строительства является устройство фундаментов с заданной последовательностью включения элементов в совместную работу.

#### **5.1.1. Патент РФ № 2379425 «Способ возведения свайно-плитного фундамента» [143]**

При включении в работу элементов свайно-плитного фундамента с учетом этапов возведения здания удастся добиться уменьшения числа свай и снизить стоимость строительства.

Предлагаемый способ выполнения фундамента включает устройство свайного поля и плиты-ростверка, где сваи погружают по периметру фундамента, а плиту-ростверк выполняют из двух частей – внешней, имеющей уступы кверху, сразу опирающейся на сваи, и внутренней – с уступами книзу, которая опирается на внешнюю часть плиты. При этом после достижения расчетной осадки внешнюю и внутреннюю части плиты-ростверка жестко объединяют, обеспечивая совместную работу свайно-плитного фундамента.

Технический результат заключается в том, что при устройстве комбинированных свайно-плитных фундаментов сваи погружаются только по периметру фундамента и создают огражденное пространство, чтобы при перемещении внутренней плиты-ростверка не происходило расширение грунта в стороны. За счет этого деформационные характеристики грунта в огороженной части повышаются. И главное, удастся в полной мере использовать несущую способность фундаментной плиты, которая работает без включения свай до

достижения 30-50% от расчетной осадки всего сооружения.

Сущность метода поясняется на рисунке 5.1.1, где в верхней части представлен план фундамента, возводимого на первом этапе строительства, с показом заштрихованного контура проектируемого здания. Ниже показано сечение свайно-плитного фундамента с частью надземной конструкции, где поясняется этапность вовлечения отдельных частей фундамента в работу системы.

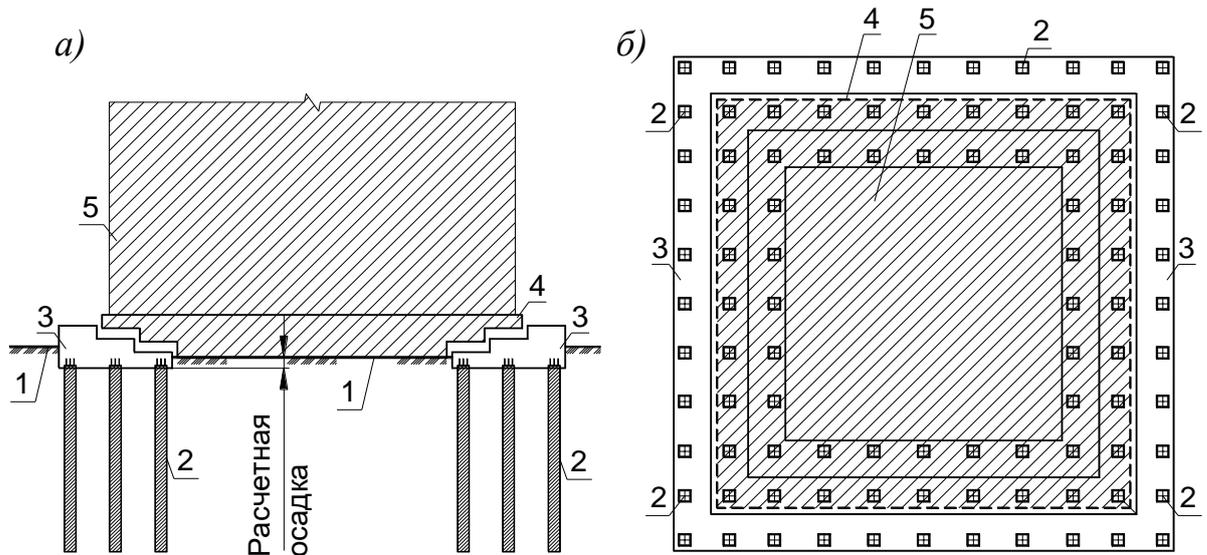


Рисунок 5.1.1 – Схема выполнения свайно-плитного фундамента: 1 – подготовленная поверхность грунта; 2 – периметральные сваи, объединенные плитой-ростверком 3; 4 – фундаментная плита с проектной конфигурацией; 5 – высотное здание

Реализация способа осуществляется следующим образом: сначала подготавливают поверхность грунта для устройства отдельных частей свайно-плитного фундамента. Затем по периметру фундамента погружают сваи и возводят внешнюю часть плиты-ростверка, имеющую выступы кверху. После этого на подготовленной поверхности грунта возводят внутреннюю часть плиты комбинированного свайно-плитного фундамента с уступами книзу, которая в период строительства должна претерпеть осадку, равную не менее  $\frac{1}{2}$  осадки от допустимого значения для возводимого типа здания, объединившись при этом в процессе развития осадки с уступами внешней части плиты. После этого будет работать комбинированный свайно-плитный фундамент. При достижении в процессе строительства внутренней частью плиты осадки необходимо произвести объединение внешней и внутренней частей плиты-ростверка для обеспечения

совместной работы конструкции. Узел стыкуемых плит может иметь как уступчатую форму, так и наклонные грани. Выбор стыка зависит от возможностей установки и последующего извлечения опалубочной системы между плитами.

Грунт, находящийся внутри свайного контура, будет иметь измененные деформационные характеристики, что позволяет снизить осадку единой свайно-плитной конструкции и как следствие уменьшить вертикальные перемещения всего возводимого сооружения.

### 5.1.2. Патент РФ № 2378454 «Способ возведения свайно-плитного фундамента» [142]

Следующее изобретение может быть использовано в высотном строительстве при неравномерно сжимаемых грунтах и высокой сейсмичности.

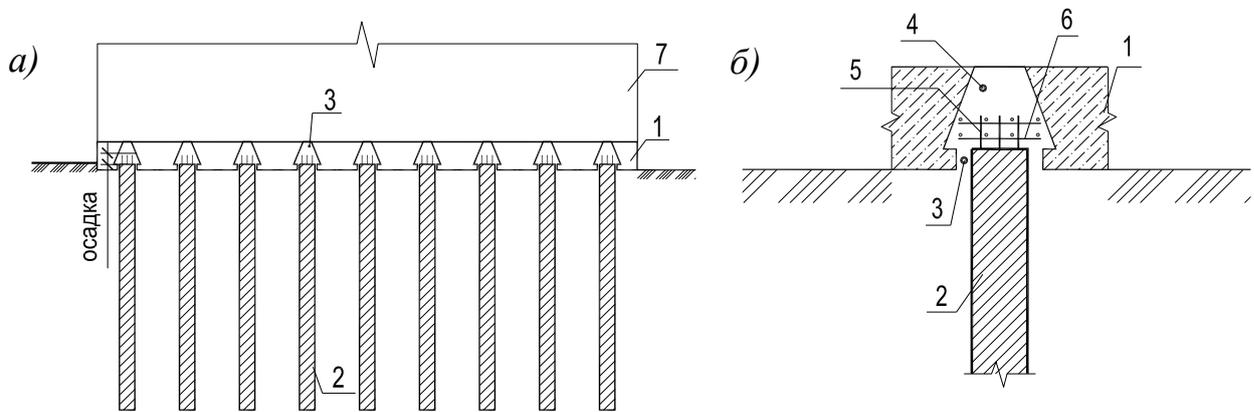


Рисунок 5.1.2 – Схема выполнения свайно-плитного фундамента:

1 – плита-ростверк; 2 – проектные сваи; 3 – коническое полое отверстие в плите;  
 4 – объем для заполнения бетоном после развития заданной осадки плитной части; 5, 6 – арматурные выпуски и каркас для жесткой заделки свай в тело плиты;  
 7 – многоэтажное/высотное здание

В соответствии с нормами, при расчетах осадок свайно-плитных фундаментов, рассматривая совместно жесткость свай и плиты, приблизительно принимают, что на сваи передается 85% общей нагрузки на фундамент, на плиту 15%.

Для увеличения доли нагрузки, приходящейся на плиту, необходимо обеспечить различную величину осадок плиты и плитно-свайного фундамента. Это возможно, если взаимодействие плиты и свай начнется после того, как плита претерпит осадку, равную  $\frac{1}{2}$  от допустимого значения для данного типа здания в процессе строительства здания. Несущая способность плиты зависит от характеристик грунта,

расположенного под ней и величины перемещений плиты-ростверка до момента объединения ростверка со сваями.

Задачей разработанного технического решения является повышение доли нагрузки, передаваемой на плиту, и снижение осадки фундамента. Поставленная задача достигается за счет того, что в способе возведения свайно-плитного фундамента, включающего устройство свайного поля и фундаментной плиты с устроенными в ней коническими полыми отверстиями, при возведении здания обеспечивают доступ к коническим отверстиям плиты-ростверка, и через время, в течение которого плита-ростверк достигает расчетной осадки, равной  $\frac{1}{2}$  от допустимой величины для данного типа зданий, все конические отверстия заполняют бетоном. При этом отверстия имеют коническую форму, позволяющую сваям включиться в совместную работу свайно-плитного фундамента после частичной осадки плиты, определяемой только несущей способностью грунта, расположенного непосредственно под плитой. За счет осадки плиты на первом этапе на нее будет передаваться существенно большая, чем 15% часть нагрузки.

После передачи на плиту максимально допустимой нагрузки, определяемой несущей способностью плиты, в работу включаются сваи, перемещения которых ограничиваются конической формой отверстия, заполняемого тяжелым бетоном с арматурными каркасами для восприятия усилий продавливания сваями тела фундаментной плиты. Арматурные выпуски сваи жестко заделываются в тело фундаментной плиты внутрь конических отверстий, и свайно-плитный фундамент работает совместно.

Сущность технического решения поясняется чертежами, где на рисунке 5.1.2а показано сечение строительной площадки, где возводят плиту-ростверк. На рисунке 5.1.2б показан укрупненный фрагмент плиты-ростверка с узлом установки конического отверстия.

Возведение свайно-плитного фундамента осуществляют следующим образом: предварительно устраивают свайное поле, затем изготавливают фундаментную плиту-ростверк с заранее выполненными в ней коническими полыми отверстиями так, чтобы в процессе возведения здания был обеспечен доступ к коническим

отверстиям. Через время, в течение которого плита-ростверк достигает расчетной осадки, равной  $\frac{1}{2}$  от допустимой величины для данного типа зданий, все конические отверстия заполняют бетоном.

В сваях оставляют арматурные выпуски для последующей стыковки свай с плитой-ростверком. При этом в объем конических отверстий устанавливаются специальные арматурные каркасы, воспринимающие усилия продавливания плиты сваями, после чего отверстия заполняются тяжелым бетоном. Арматурные выпуски и арматурные сетки необходимы для жесткого стыка свай и фундаментной плиты.

На начальном этапе плита-ростверк получает независимые от свай осадки, уплотняя грунт основания и увеличивая при этом процент воспринимаемых плитной частью свайно-плитного фундамента напряжений от надземного строения. Сваи включаются в совместную работу после достижения плитой расчетного перемещения.

### ***5.1.3. Патент РФ № 2513050 «Способ возведения свайно-плитного фундамента в сейсмических районах» [146]***

Изобретение может быть использовано при возведении многоэтажных и высотных зданий с перекрестно-стеновой конструктивной схемой, которые устраиваются на неравномерно сжимаемых грунтах в районах с повышенной сейсмичностью. При строительстве высотных объектов перекрестно-стеновые конструктивные схемы применяются часто ввиду их высокой пространственной жесткости и несущей способности. В том числе такая схема позволяет в рамках действующих нормативных документов предусматривать наибольшую этажность для сейсмических районов по сравнению с другими конструктивными схемами.

Недостатком способа строительства свайно-плитного фундамента, описанного выше на рисунке 5.1.2, является сложность заполнения конических отверстий бетоном при перекрестно-стеновой конструктивной схеме здания ввиду соосности несущих стен и свайных рядов под ними, что ограничивает свободный доступ к коническим отверстиям.

В данном техническом решении результат достигается за счет того, что в способе возведения свайно-плитного фундамента для перекрестно-стеновой конструктивной схемы здания, включающего устройство свайного поля и фундаментной плиты с

устроенными в ней отверстиями на всю толщину и нишами в стенах для свай, при возведении здания плитный ростверк с несущими конструкциями свободно перемещается вдоль свай, и через время, в течение которого плита-ростверк с несущими конструкциями достигает расчетной осадки, равной  $\frac{1}{2}$  от допустимой величины для данного типа здания, все ниши в стенах заполняют бетоном.

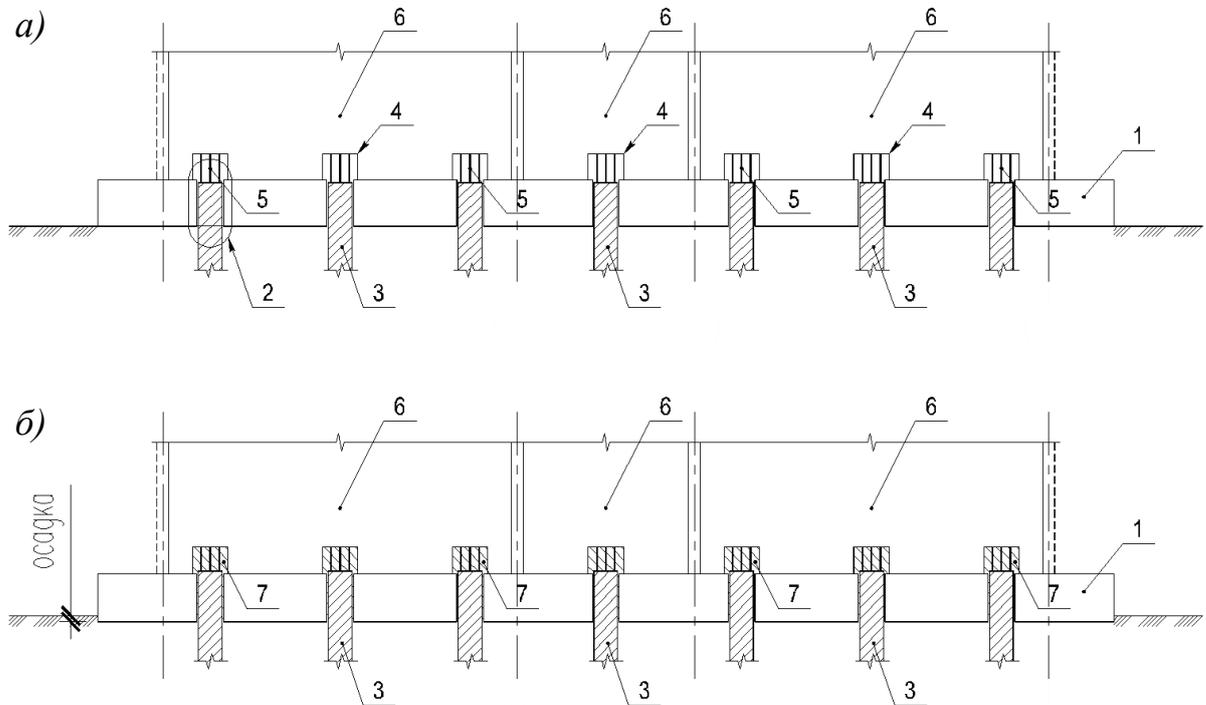


Рисунок 5.1.3 – Схема выполнения свайно-плитного фундамента:

1 – плита-ростверк; 2 – сквозное отверстие в плите; 3 – проектные сваи; 4 – ниши над головами свай в несущих стенах; 5 – арматурные выпуски свай для формирования жестких узлов; 6 – несущие стены; 7 – бетон для заполнения ниш в стенах при достижении заданной величины осадки плиты

Сваи включаются в работу после достижения половины расчетной осадки всей конструкции. В ниши стен, устроенных для свай, заводятся арматурные выпуски свай и жестко заделываются в конструкцию стен. После объединения свай с конструкциями стен свайно-плитный фундамент работает совместно. Сущность технического решения поясняется схемами на рисунке 5.1.3, где показано сечение фундамента с оставленными в плите-ростверке отверстиями на всю толщину плиты, сваями с арматурными выпусками, над головами которых в стенах устроены ниши. На рисунке 5.1.3б показано сечение после частичной осадки фундаментной плиты.

Данный способ возведения свайно-плитного фундамента осуществляется следующим образом: предварительно устраивают свайное поле, состоящее из свай, затем изготавливают фундаментную плиту-ростверк с заранее выполненными отверстиями под сваи на всю толщину плиты так, чтобы плита-ростверк могла свободно перемещаться вдоль свай. Далее начинают изготовление несущих стен с нишами под сваи и продолжают монтаж несущих конструкций в течение времени, пока осадка плиты-ростверка не достигнет  $\frac{1}{2}$  от максимальной расчетной осадки, тогда все ниши в стенах заполняют бетоном. В сваях оставляют арматурные выпуски для последующей стыковки свай со стенами. При этом в стенах оставляют арматуру для объединения в общую систему свай. После чего ниши заполняют бетоном. Арматурные выпуски необходимы для жесткого стыка свай и монолитных стен с фундаментной плитой-ростверком.

На начальном этапе фундаментная плита-ростверк получает независимые от свай осадки, уплотняя грунт основания и увеличивая при этом процент воспринимаемых плитной частью свайно-плитного фундамента напряжения от сооружения. Сваи включаются в общую конструктивную схему после достижения плитой расчетного перемещения.

## **5.2. Способы с использованием свай разной длины и их последовательным включением в совместную работу с плитной частью**

В отдельных случаях в состав фундамента могут входить сваи разной длины, последовательно включающиеся в совместную работу с плитой для более равномерной передачи нагрузок на разнозаглубленные слои основания.

### **5.2.1. Патент РФ № 2300604 «Способ строительства свайно-плитных фундаментов в сейсмических районах» [137]**

Для увеличения доли нагрузки, приходящейся на плиту, необходимо обеспечить плите возможность получить на начальном этапе развития осадок большую величину перемещения. Это возможно, если взаимодействие плиты и свай начнется после того, как плита претерпит определенную осадку.

Такой результат может быть достигнут, если в свайно-плитном фундаменте предусматриваются сваи разной длины, из которых основные – длинные сваи – расположены непосредственно под несущими элементами здания и включаются в восприятие усилий после того, как фундаментная плита получит определенную долю осадки (рисунок 5.2.1).

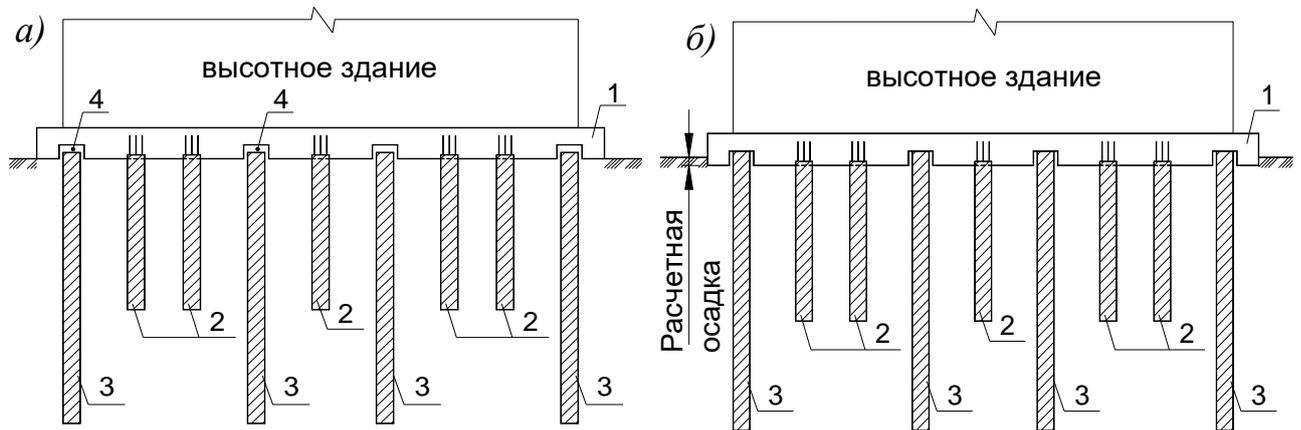


Рисунок 5.2.1 – Этапы строительства фундамента: *а)* начальный этап развития деформаций – осадка плиты с короткими, жестко заделанными сваями: 1 – фундаментная плита; 2 – короткие сваи, жестко заделанные в плиту; 3 – длинные сваи, отделенные от плиты расчетным зазором 4; *б)* конечный этап развития деформаций – вовлечение длинных свай в работу свайно-плитного фундамента

Дополнительные – более короткие сваи – размещаются между основными и жестко объединяются с плитой. Длинные сваи отделяются выполненными в теле плиты-ростверка нишами, между верхней гранью которых и головами длинных свай оставляют зазоры, равные расчетной доле от полной осадки, допустимой для строящегося сооружения. За счет начальной осадки плиты с короткими сваями происходит изменение деформационных характеристик грунта основания. После того, как в работу включаются более длинные сваи, плита уже несет существенную долю нагрузки от здания (рисунок 5.2.1б).

При таком подходе на плиту удастся передавать до 50% нагрузки от надземного строения, что позволяет существенно сократить расход на возведение фундамента. Способ был применен при разработке проектов фундаментов крупных нефтяных резервуаров на территории Краснодарского края [242].

Сейсмические нагрузки определяют специфику работы свай в составе

фундамента. Наиболее опасными являются горизонтальные и выдергивающие усилия, которые проявляются в периметральных и угловых сваях и связаны с поступательными и вращательными воздействиями. При большой высоте здания к такому же эффекту могут приводить усилия от пульсационных ветровых воздействий. В результате проведенных исследований предложены способы устройства свай при строительстве фундаментов многоэтажных и высотных зданий в сейсмических районах и районах с высокой интенсивностью ветрового потока.

### ***5.2.2. Патент РФ № 2761795 «Способ возведения буронабивной сваи повышенной несущей способности для строительства в сейсмических районах» [161]***

Разработанное техническое решение может быть использовано при выполнении фундаментов высотных зданий, воспринимающих значительные вертикальные и горизонтальные нагрузки, например, в сейсмических районах. Результат заключается в повышении несущей способности по материалу и грунту буронабивных свай на горизонтальные и вертикальные нагрузки, эффективном использовании материала за счет объединения короткой сваи большого диаметра с длинными наклонными буроинъекционными сваями малого диаметра, при этом предлагаемая конструкция не ограничивается по длине при соблюдении соотношения длин верхней и нижней частей комбинированной сваи. Предлагаемый способ возведения комбинированной сваи представлен на рисунке 5.2.2.

Способ реализуют следующим образом: производят бурение скважины для ствола буронабивной сваи глубиной 4-6 метров, затем внутрь скважины устанавливают заранее изготовленный арматурный каркас с выпусками в тело фундаментной плиты, в котором предусматривают расположенные под заданными углами полые металлические трубы (не менее 3 шт. – для диаметра до 1,5 м и 6 шт. – для диаметра более 2,0 м) с временным заполнением нижнего торца герметичным материалом (например, пенополистиролом) для исключения попадания бетонной смеси внутрь трубок при бетонировании, после чего выполняется бетонирование ствола буронабивной сваи. После набора прочности бетоном верхней части сваи большого диаметра из трубок извлекают временный герметичный материал и переходят к бурению на проектную глубину стволов наклонных

буроинъекционных свай малого диаметра, состоящих из полых металлических стержней с перфорированными наконечниками и одновременной подачей мелкозернистого бетона под высоким давлением. После окончания буровых работ наклонных буроинъекционных свай на верхний торец полых металлических стержней устанавливаются пластины, фиксируемые двумя сферическими гайками каждая, затем переходят к армированию и бетонированию фундаментной плиты и вышележащих строительных конструкций здания.

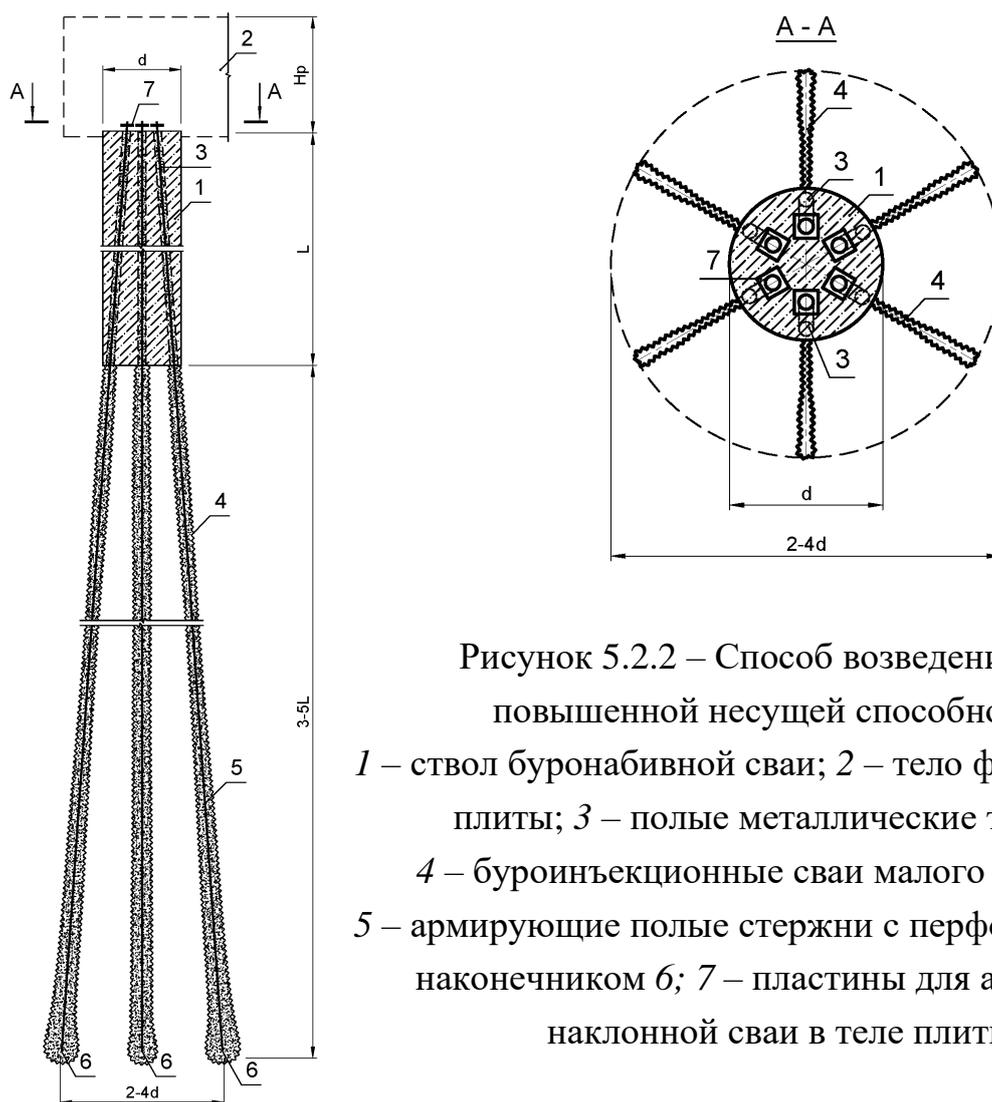


Рисунок 5.2.2 – Способ возведения сваи повышенной несущей способности:

- 1 – ствол буронабивной сваи; 2 – тело фундаментной плиты; 3 – полые металлические трубки;  
 4 – буроинъекционные сваи малого диаметра;  
 5 – армирующие полые стержни с перфорированным наконечником 6; 7 – пластины для анкеровки наклонной сваи в теле плиты

Эффективность технического решения заключается в том, что благодаря сочетанию различных технологий удается формировать в грунте комбинированную пространственную конструкцию сваи для тяжелонагруженных сооружений и высотных зданий в сейсмических районах, которая обладает высокой несущей способностью, хорошо контролируется при изготовлении, не

ограничивается по длине при соблюдении соотношения длин верхней и нижней частей буронабивной сваи, имеет равнопрочные стыки между элементами верхней и нижней части и позволяет обеспечить надежную анкеровку головы сваи в тело фундаментной плиты.

Простота способа позволяет уменьшить сроки выполнения фундаментов высотных зданий и сооружений в сейсмических районах.

### **5.2.3. Патент РФ № 2320820 «Фундамент» в сейсмическом районе [139]**

При необходимости восприятия значительных выдергивающих нагрузок, например, от сейсмических воздействий или пульсаций ветра, возможна реализация свайно-плитно-арочного фундамента, выполняемого на основе предложенного ниже решения.

Часто для повышения несущей способности на выдергивание в сваях устраивают нижний конец с уширенной пятой. Такой фундамент при отсутствии в основании достаточно прочных грунтов, в которые можно заанкерить уширения буронабивных свай при их редком расположении, требует устройства больших уширений, что не всегда возможно.

При строительстве заглубленных помещений ниже уровня подземных вод, например, гаражей, возникает необходимость учета взвешивающего действия воды, которое можно компенсировать водопонижением. Но срок действия водопонижения затягивается, пока пригрузка от возведения надземной конструкции не компенсирует взвешивание. Приходится анкерить плиты коробчатых конструкций, расположенных ниже уровня грунтовых вод.

Учитывая специфику инженерно-геологических условий центральных районов многих крупных городов, построенных на речных террасах, отсутствие выраженных водоупоров и слоев прочных пород, в которых удастся закрепить анкеры, разработано свайно-арочное решение.

Повышение несущей способности свайно-плитного фундамента достигается тем, что нижние части буронабивных свай объединены друг с другом арочными скважинами, полученными с помощью специального пробойника.

Сущность предлагаемой технологии заключается в формировании между

буронабивными сваями арочных вставок, пройденных в глинистых грунтах, которые выполняются забивкой специального пробойника. Криволинейные скважины заполняются фибробетоном, в который на величину анкеровки опускаются нижние концы арматурных каркасов свай, что дает возможность конструкции работать и на сжатие, и на выдергивание.

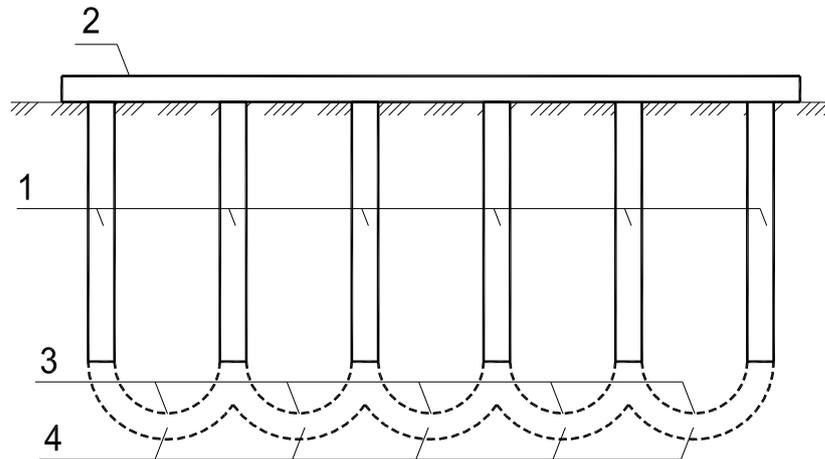


Рисунок 5.2.3 – Сечение фундамента:

- 1 – буронабивные сваи; 2 – плитный ростверк;  
3 – арочные скважины, заполненные фибробетоном 4

На начальном этапе устройства фундамента выполняются вертикальные скважины. Затем в скважину опускается пробойник для формирования арочной скважины, соединяющей соседние буровые вертикальные скважины. Пробойник погружается забивкой и вынимается из скважины за петлю в верхней секции. После этого в скважину опускается арматурный каркас и бетононасосом в арочную или криволинейную скважину подается фибробетон. Далее бетонируют вертикальные скважины и объединяют ростверком. Пробойник имеет особую конструкцию, набранную из отдельных секций, которые при погружении принимают арочную форму в соответствии с требуемым радиусом.

При прохождении расчетной траектории пробойник уплотняет околоствойное пространство, тем не менее в процессе формирования арочной части, перед началом извлечения пробойника, в сформированную систему дополнительно подают бентонитовый раствор для предотвращения потери устойчивости стенок скважины в уровне арочной части

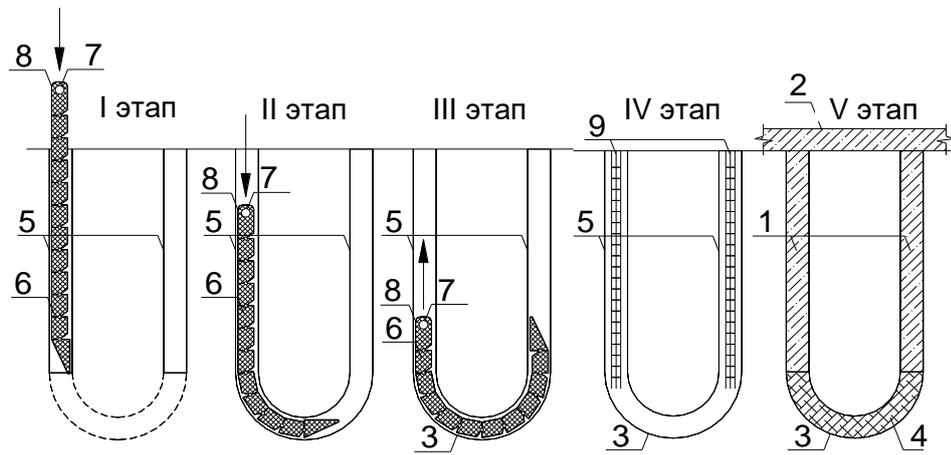


Рисунок 5.2.4 – Последовательность проведения работ по возведению фундамента: 1 – буронабивные сваи; 2 – плитный ростверк; 3 – арочные скважины, заполненные фибробетоном 4; 5 – предварительные вертикальные скважины; 6 – оригинальный пробойник; 7 – петля в верхней секции 8 пробойника; 9 – арматурный каркас

В отдельных случаях, когда необходимо добиться значительной прочности арочной части системы для восприятия выдергивания, допускается применять синтетические армирующие элементы, позволяющие повторять конфигурацию сформированных арочных скважин. Ограничения в полимерном армировании связаны только с верхней частью свай, воспринимающих горизонтальные нагрузки в местах соединения с плитным ростверком.

В результате такие сваи могут иметь небольшую в сравнении с традиционными решениями глубину заложения, компенсируя разницу в длине известным арочным эффектом сформированной конструкции, позволяющей обеспечивать высокую несущую способность и на сжимающие, и на выдергивающие усилия.

### **5.3. Разработка способов строительства свайных и свайно-плитных фундаментов с возможностью управления их осадками в процессе строительства**

При строительстве многоэтажных и высотных зданий в особых условиях сложно с высокой степенью точности предварительно прогнозировать величины абсолютных и относительных осадок, несмотря на постоянно ведущееся развитие

методов расчета и конструирования фундаментов. В связи с этим разрабатываются способы, которые позволяют даже на этапе строительства отрегулировать характер возникающих осадок. Возможность применения методов рассматривается на этапе научно-технического сопровождения и зависит от особенностей конкретного проекта и полноты изученности инженерно-геологических условий строительной площадки. Некоторые разработанные автором способы представлены ниже.

### ***5.3.1. Патент РФ № 2734750 «Способ регулирования кренов свайно-плитного фундамента в сейсмических районах на неравномерно сжимаемых грунтах» [146]***

Изобретение может быть использовано при строительстве тяжелых зданий на свайно-плитных фундаментах в сейсмических районах, расположенных на участках с неравномерно сжимаемым основанием и риском развития недопустимых кренов фундаментов и надземных конструкций.

Известно решение по выравниванию кренов зданий при помощи специальных гидравлических домкратов, позволяющих исправлять крены зданий в местах их размещения [162]. Однако недостатком такого способа является необходимость вводить домкраты в уже выполненные несущие конструкции или фундаменты путем локального разрушения этих конструкций в тех местах, где нужно отрегулировать обнаруженные крены. Во многих случаях возможность установки таких домкратов ограничена из-за отсутствия доступа к несущим конструкциям эксплуатируемого здания. Разработанное ниже решение предполагает возможность регулирования кренов свайно-плитного фундамента в ходе строительства и последующей эксплуатации. Домкраты могут использоваться не одновременно, а последовательно, и только в тех местах, где это целесообразно.

На стадии проектирования здания при явном риске возникновения недопустимых кренов в предусмотренные между фундаментной плитой и сваями полости предварительно устанавливают домкраты, доступ к которым обеспечивается через отверстия в фундаментной плите, при этом через одно из отверстий управляют работой домкрата, а через другие подают мелкозернистый бетон, фиксирующий отрегулированное положение фундамента (рисунок 5.3.1).

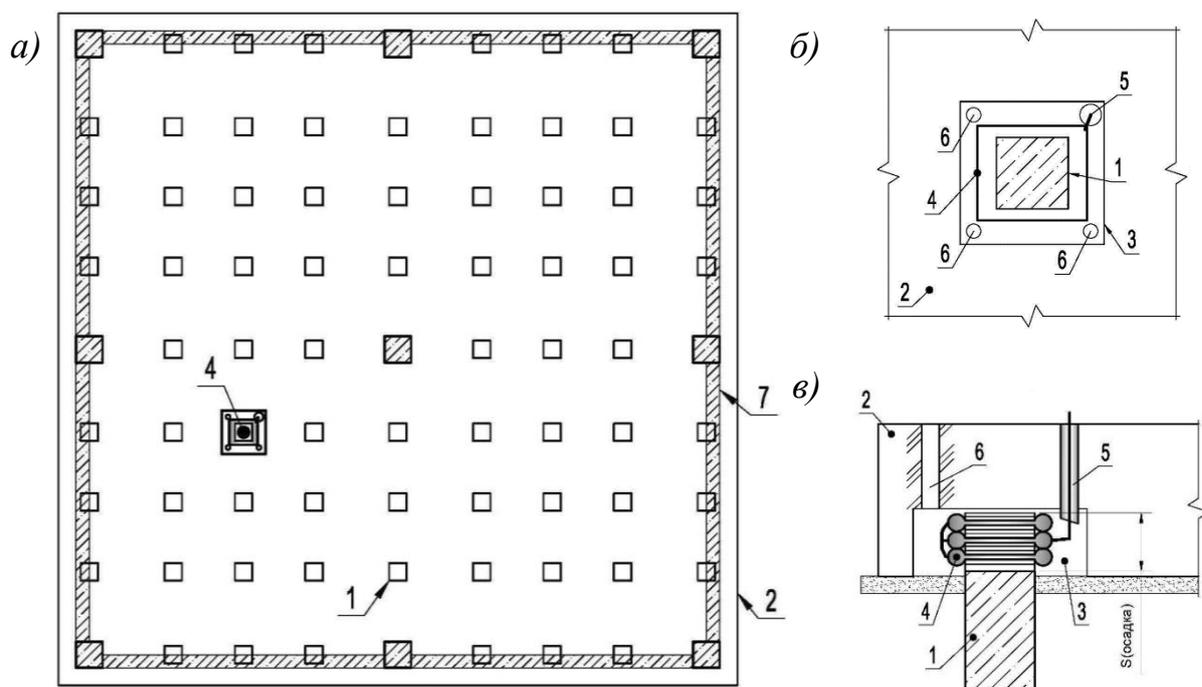


Рисунок 5.3.1 – Схема свайно-плитного фундамента с возможностью регулирования неравномерных деформаций во время строительства и эксплуатации:

- 1 – проектные сваи; 2 – фундаментная плита; 3 – ниши над оголовками свай;  
 4 – домкрат для возможности регулирования осадок;  
 5, 6 – сквозные отверстия в плите для доступа к нишам; 7 – надземное сооружение

На начальной стадии строительства сваи не включаются в работу ввиду того, что в фундаментной плите над оголовками свай предусмотрены ниши с высотой, равной 50% от расчетной осадки здания.

В любой момент с начала строительства или на стадии эксплуатации объекта могут быть выявлены недопустимые крены надземной части, и разработанный способ регулирования кренов реализуется без значительных затрат, поскольку в уровне оголовка каждой сваи заранее установлен домкрат, доступ к которому обеспечивается через вертикальное сквозное отверстие в теле фундаментной плиты. Приведенный в действие домкрат упирается снизу в оголовок сваи, сверху – в нижнюю часть фундаментной плиты, выравнивая крены. После выравнивания кренов за счет хода домкратов в каждую замкнутую нишу через дополнительные вертикальные сквозные отверстия в фундаментной плите подается высокопрочный мелкозернистый бетон, фиксирующий свайно-плитный фундамент высотного здания в выровненном положении.

### **5.3.2. Патент РФ № 2331738 «Свайно-плитный фундамент» [141]**

Изобретение может быть использовано при возведении многоэтажных и высотных зданий в сейсмических районах. Техническим решением задачи является достижение необходимой жесткости свайных фундаментов, обеспечивающей совместность деформаций элементов фундаментов при поступательных и крутильных формах сейсмических нагрузок.

В общепринятых решениях свайно-плитных фундаментов головы свай сразу объединяются плитой-ростверком для обеспечения жесткости заделки, и предусматривается значительная толщина плиты, что ведет к увеличению стоимости и продолжительности работ, а также к сложным многоярусным схемам армирования массивных фундаментных плит.

Снижение затрат на строительство возможно при последовательном включении отдельных элементов жесткости в работу фундамента на этапах строительства объекта при выявлении соответствующей необходимости, что и является технической сутью предложенного решения.

Поставленная задача достигается тем, что свайно-плитный фундамент, состоящий из железобетонных свай и ростверка, также включает железобетонную плиту, выпуски арматуры которой имеют возможность объединения с выпусками арматуры верхней части ростверков, при этом плита расположена на подготовленном основании, отделена от ростверков заполненными герметичным материалом швами, и имеет минимальную толщину, обеспечивающую восприятие сейсмических нагрузок.

Сваи в кусте, воспринимающие нагрузки от колонн каркасного здания, объединяются жесткими ростверками, отделенными от промежуточных фундаментных плит швами, что позволяет делать относительно тонкими плиты, на которые передаются нагрузки от стенового заполнения и пола расположенного над ними этажа. После объединения с ростверками на заданном этапе строительства плита обеспечивает совместность работы ростверков при крутильных и поступательных колебаниях, а также принимает на себя долю нагрузки от надземного строения, разгружая основные сваи. Это дает возможность снизить

проектное количество свай на 20-30%, а также уменьшить процент армирования поперечного сечения свай, поскольку жесткие плиты на подготовленном основании после включения в совместную работу приводят к более равномерному распределению горизонтальных нагрузок между соседними сваями при сейсмических событиях.

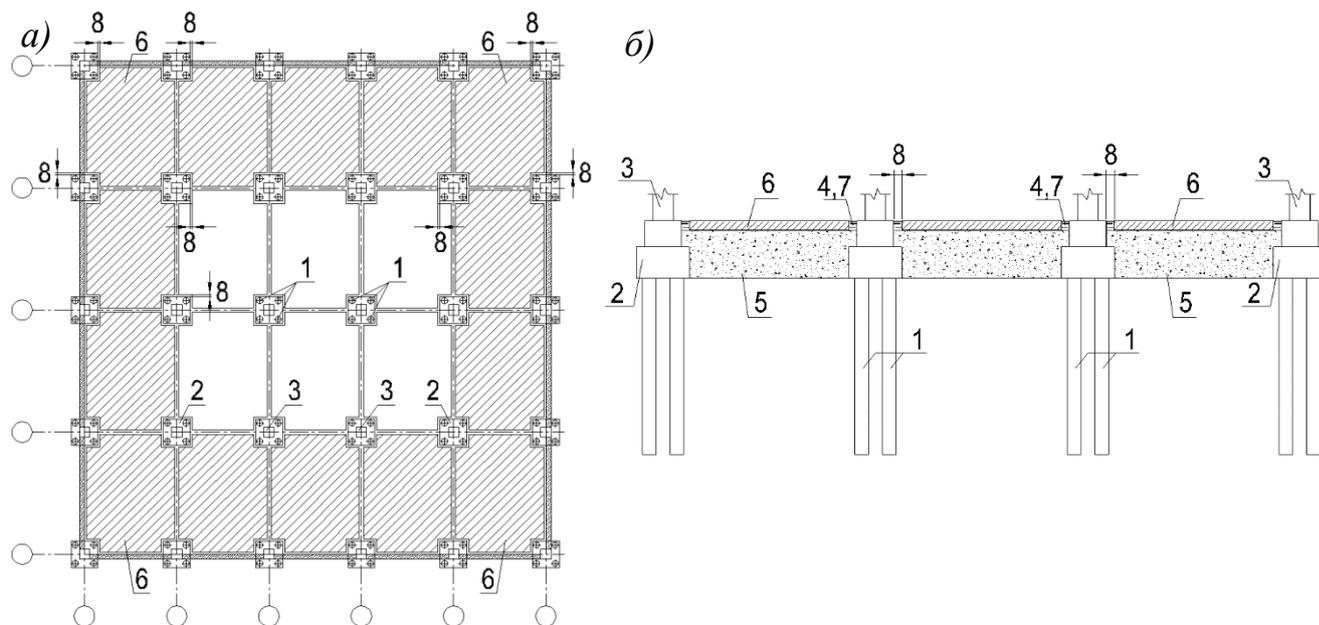


Рисунок 5.3.2 – Техническое решение свайно-плитного фундамента в сейсмическом районе: 1 – проектные сваи; 2 – ростверк; 3 – надземные конструкции; 4,7 – арматурные выпуски в ростверках и плитах; 5 – предварительно уплотненное основание; 6 – жесткая плита на уплотненном основании; 8 – технологический шов расчетной ширины

На рисунке 5.3.2а показан вид свайно-плитного фундамента сверху. На рисунке 5.3.2б показан разрез, на котором видны места объединения арматурных выпусков плиты на подготовленном основании с арматурными выпусками верхних частей ростверков в заданный момент строительства здания.

Свайно-плитный фундамент включает железобетонные сваи, которые могут быть как забивными, так и буровыми. После выполнения в грунте сваи в кустах объединяются жесткими железобетонными ростверками, которые стыкуются с элементами надземных конструкций (колоннами, несущими стенами и т.д.). В промежутках между ростверками выполняется подготовленное основание, на котором устраивается жесткая железобетонная плита, имеющая арматурные

выпуски. Железобетонные ростверки также имеют арматурные выпуски. Железобетонные плиты и ростверки расположены так, что между ними остается шов, необходимый для жесткой стыковки арматурных выпусков на заданном этапе строительства с последующей заделкой шва герметичным материалом.

Габариты устраиваемой плиты зависят от конструктивных особенностей проектируемого здания (шага колонн, полезной нагрузки и т.д.), а также от сейсмических характеристик участка строительства (балльность площадки), при этом толщина конструкции может быть принята минимальной - от 120 мм до 300 мм, т.к. жесткость в горизонтальном направлении, требуемая для восприятия сдвиговых и крутильных воздействий, даже у сравнительно тонкой плиты на упругом основании очень высока.

#### **5.4. Численные исследования влияния пространственной жесткости и формы фундаментов на неравномерные осадки оснований зданий и сооружений**

Разработанные способы строительства свайных и свайно-плитных фундаментов становятся более эффективными, если фундаментная конструкция обладает распределительной способностью, т.е. высокой пространственной жесткостью, что способствует компенсации неравномерной сжимаемости основания и динамических воздействий.

Во многих случаях неравномерная сжимаемость основания определяется неоднородностью литологического строения сжимаемой толщи под пятном здания. Для зданий со значительными размерами в плане различные по сжимаемости участки могут проявляться локально, например, в центре или у края. В зависимости от вида нагрузки элементы конструкций могут находиться в различных напряженных состояниях. При осевом воздействии, изгибе, сдвиге, кручении жесткость определяется по-разному. Чем сложнее вид деформации элемента, тем более сложные геометрические характеристики сечения необходимо определять и подбирать.

В ходе проведенных численных исследований определялось влияние различных конструктивных параметров фундамента (варьируемых факторов) на компенсацию неравномерных деформаций (рисунок 5.4.1).



Рисунок 5.4.1 – Исследуемые конструктивные параметры

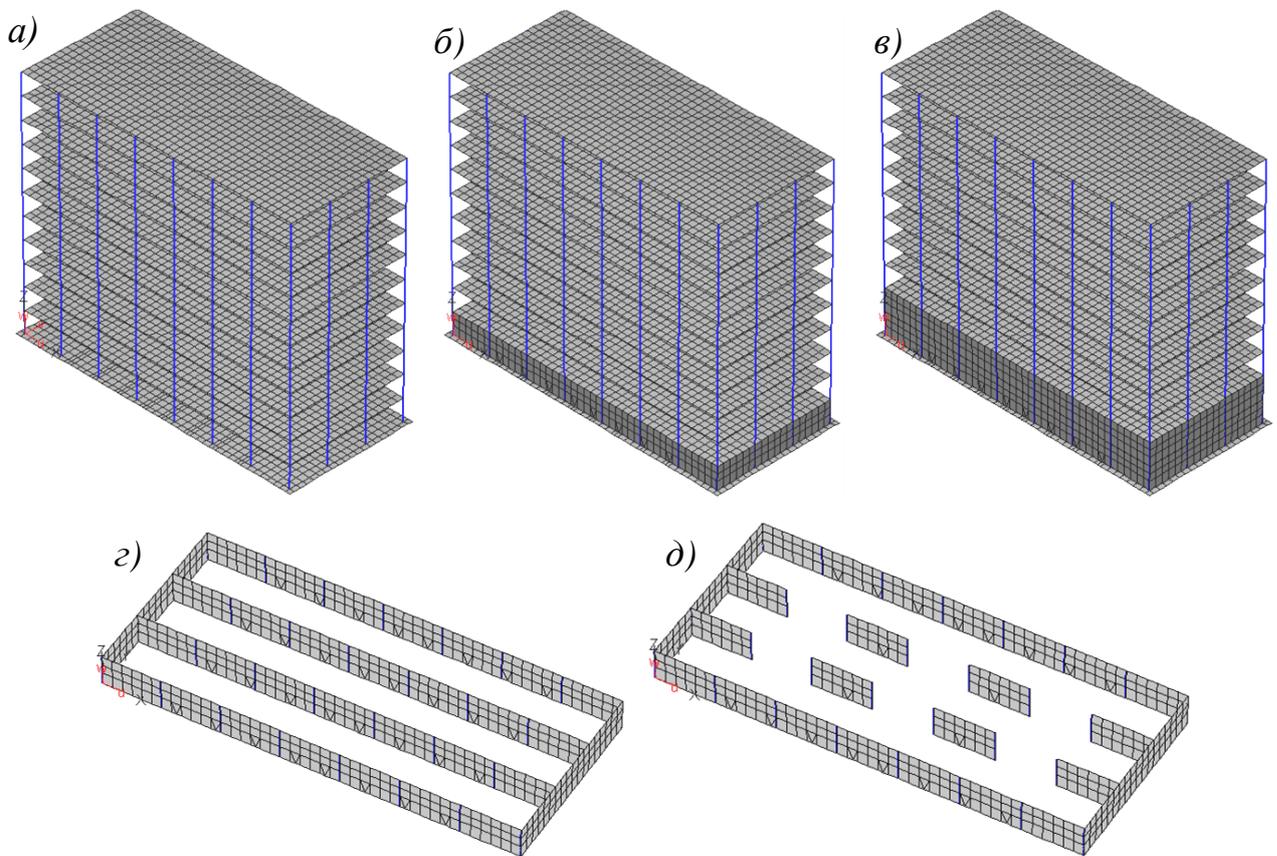


Рисунок 5.4.2 – Примеры исследуемых конструктивных схем фундамента:  
 а) фундаментная плита; б) плита коробчатого сечения; в) то же в пределах двух этажей; г) коробчатый фундамент с диафрагмами жесткости; д) то же с прерывистыми диафрагмами жесткости

Целью численных экспериментов является определение эффективности использования конструкции фундамента, регулирующего неравномерные деформации основания. Для исследуемых конструктивных схем построены графики изменения величины относительной деформации основания по длине

сооружения, позволяющие определить схему с лучшей распределительной способностью. Наибольшая эффективность учитывает расход материала, при помощи которого достигается интегральная жесткость системы.

При проведении исследований неоднородность основания моделировалась различными способами: с использованием переменного коэффициента жесткости упругого основания, а также при помощи построения трехмерных моделей. Таким способом, например, учитывалась неоднородность основания в центре здания (рисунок 5.4.3), моделирующая часто встречающиеся в проектной практике ситуации.

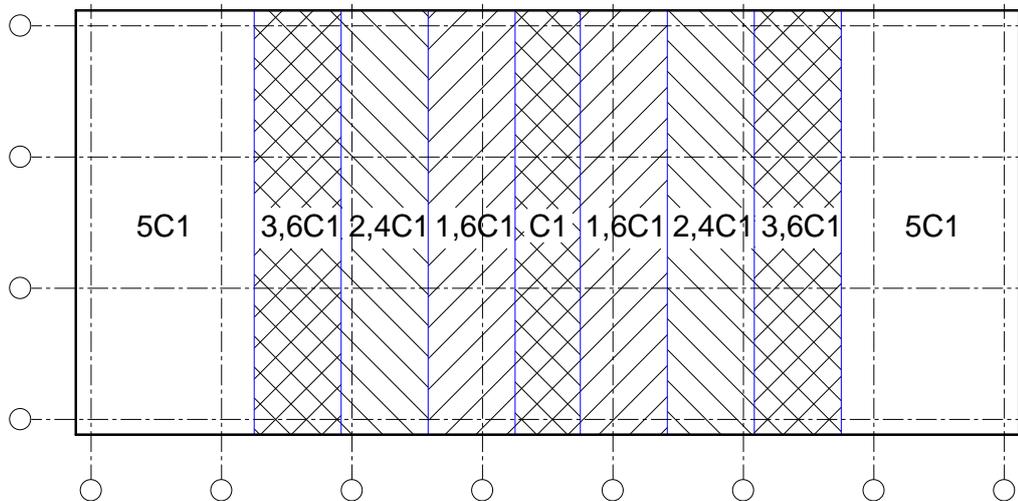


Рисунок 5.4.3 – Принятая в численных экспериментах неравномерность сжимаемости основания в пределах опорной площади фундамента ( $C1$  – коэффициент жесткости основания)

Полученные результаты оценены по определенным критериям, таким как величина *относительной деформации* фундамента, *удельная жесткость на единицу материала*. В рамках проводимых исследований за основной критерий принята удельная жесткость  $K$ , определяемая по формуле:

$$K = \frac{1}{S_{отн,ср} \cdot V} \quad (5.4.1)$$

где  $S_{отн,ср} = \frac{\sum S_{отн,i}}{n}$  – средняя величина относительной деформации, определенная для  $n$  участков фундамента, взаимодействующего с основанием;

$V$  – объем материала, при помощи которого достигается интегральная жесткость фундамента.

Исследования для схем с переменным коэффициентом жесткости основания приведены на рисунках 5.4.4 – 5.4.7.

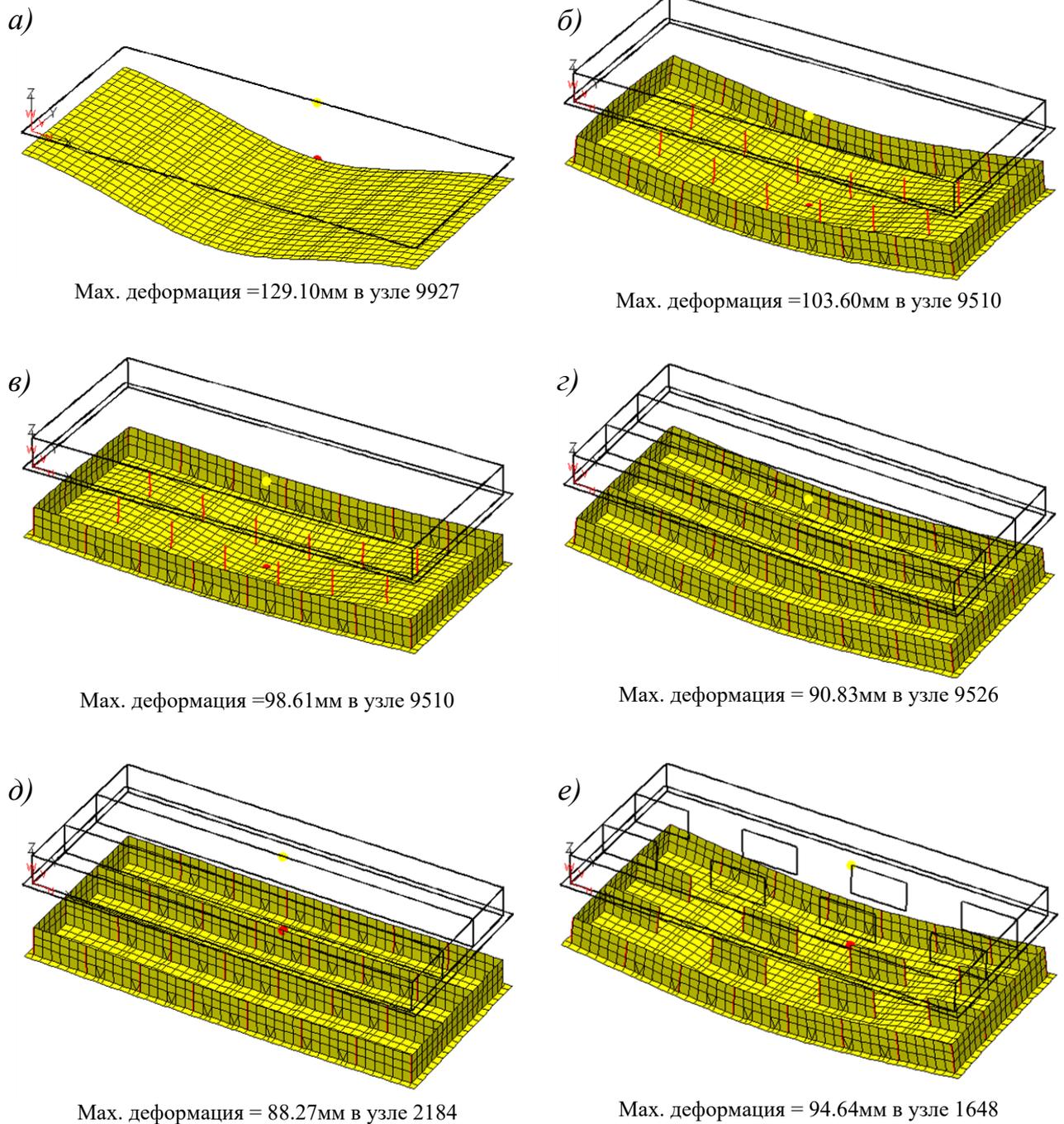


Рисунок 5.4.4 – Деформации фундамента: а) фундаментной плиты; б) плиты коробчатого сечения; в) двух этажей коробчатого сечения; г) коробчатого сечения с диафрагмами жесткости; д) трех этажей коробчатого сечения с диафрагмами жесткости; е) коробчатого сечения с прерывистыми диафрагмами жесткости (на всех схемах надземная часть условно не показана)

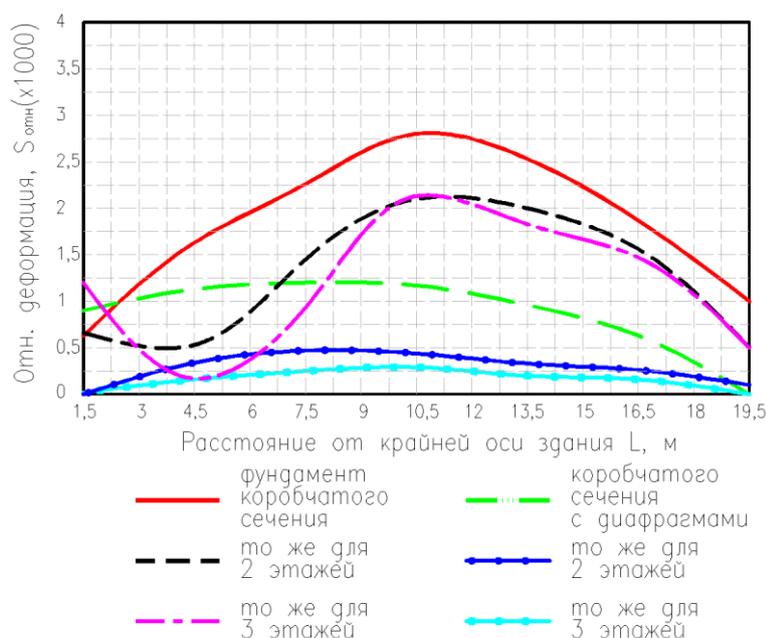


Рисунок 5.4.5 – График изменения величины относительной деформации исследуемых конструкций фундаментов по длине здания при проявлении неравномерной сжимаемости в центре пятна

По графику можно установить, что для компенсации неравномерных осадок наиболее эффективным является применение коробчатого фундамента с диафрагмами жесткости. Причем при увеличении количества этажей коробчатого типа характер неравномерности существенно изменяется по сравнению с вариантом без устройства диафрагм, а также плитным фундаментом.

Рациональность каждой из предлагаемых конструктивных схем зависит также от расхода материала и технологичности принятого решения. Для анализа исследуемых параметров данные по неравномерным деформациям и расходу материала сведены в таблицу 5.4.1. Удельная жесткость, определенная для каждого из вариантов, также доказывает наибольшую эффективность коробчатого подземного этажа с диафрагмами жесткости, которая становится больше с увеличением количества этажей такого типа. Как показала практика мирового строительства, в эпоху актуальности энергосбережения такой конструктивный подход наиболее эффективен при грамотном размещении гидроизоляции и подземных коммуникаций [65].

Элементы жесткости могут быть устроены не только в виде вертикальных диафрагм, они также могут иметь горизонтальное расположение в объеме фундамента и при необходимости включаться в совместную работу, что является актуальным при строительстве в сейсмических районах.

Таблица 5.4.1 – Результаты оценки деформаций и материалоемкости для фундаментов коробчатого сечения с различным размещением диафрагм жесткости

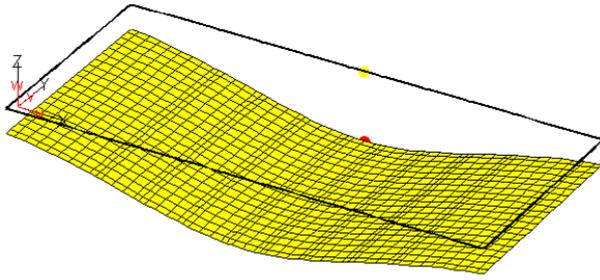
	Относительная деформация $S_{отн}$ для участков по длине здания							Объем, V м <sup>3</sup>	$S_{отн, ср}$	Удельная жесткость, К
	0-3м	3-6м	6-9м	9-12м	12-15м	15-18м	18-21м			
Фундаментная плита	0.0032	0.0041	0.00473	0.0052	0.0047	0.00343	0.0012	-	0.0038	
Фундамент коробчатого сечения	0.00063	0.00163	0.00227	0.0028	0.002533	0.00187	0.00063	99	0.001767	<b>5.717</b>
то же из 2 этажей	0.00067	0.00053	0.00147	0.0021	0.002	0.00157	0.0005	198	0.001262	<b>4.002</b>
то же из 3 этажей	0.00117	0.00017	0.00093	0.00213	0.001833	0.00147	0.0005	297	0.001171	<b>2.874</b>
Коробчатое сечение с диафрагмами жесткости	0.0009	0.00113	0.0012	0.00117	0.000967	0.000633	0	183	0.000857	<b>6.375</b>
то же для 2 этажей	0.0001	0.00033	0.00047	0.00043	0.000333	0.00027	0.0001	366	0.00029	<b>9.406</b>
то же для 3 этажей	0.0001	0.00017	0.00027	0.00028	0.0002	0.00017	6.67E-05	549	0.000176	<b>10.338</b>
Коробчатое сечение с прерывистыми диафрагмами жесткости	0.0007	0.00107	0.00197	0.00247	0.0014	0.00057	1E-04	153	0.001181	<b>5.534</b>

В проектной практике внешний облик здания и внутренняя планировка часто определяются архитектурными и эстетическими требованиями. В связи с этим размещение диафрагм жесткости внутри помещения становится проблематичным. В этих случаях добиться равномерных деформаций фундамента можно при помощи устройства объединенных фундаментной плитой ребер жесткости, устроенных вниз на определенную глубину с различным шагом.

Ребра могут быть частью фундамента на естественном основании, а также являться элементами свайных ростверков многоэтажных и высотных зданий. Тот и другой случаи внедрены в практику строительства и изложены в Разделе 6.

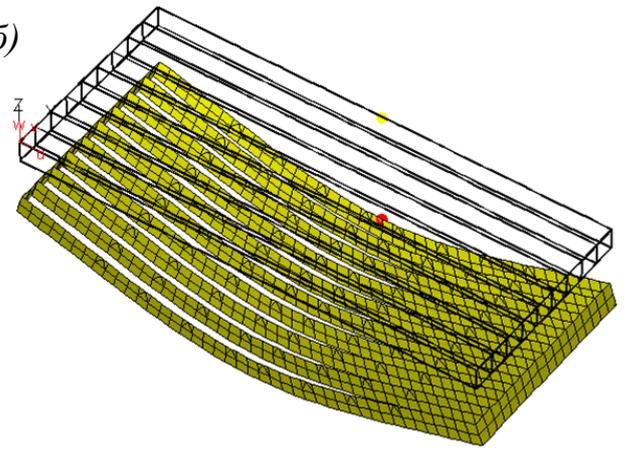
В ходе численных исследований рассмотрены различные конструктивные схемы фундамента с ребрами глубиной от 1 до 3м с шагом от 2 до 6м (рисунок 5.4.6). Из графика (рисунок 5.4.7) можно сделать вывод, что относительные деформации существенно снижаются с увеличением глубины ребер, а также при уменьшении их шага в плане. Удельная жесткость материала неизменно растет с увеличением глубины заложения ребер, снижаясь при уменьшении шага их расстановки в плане.

a)



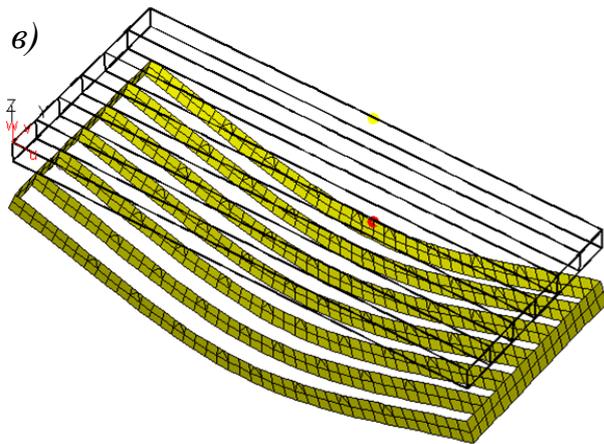
Мах. деформация = 129.10мм в узле 9927

б)



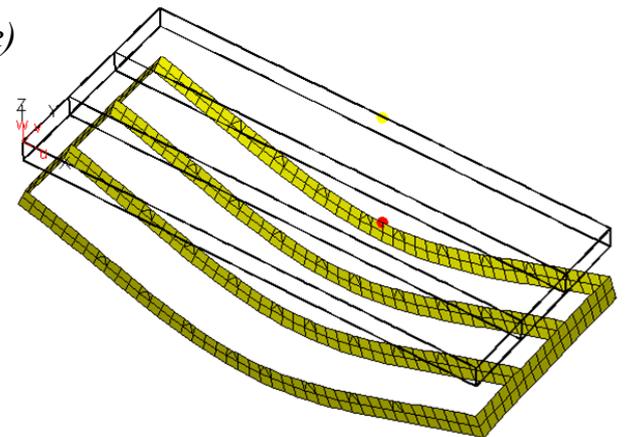
Мах. деформация = 110.937мм в узле 9967

в)



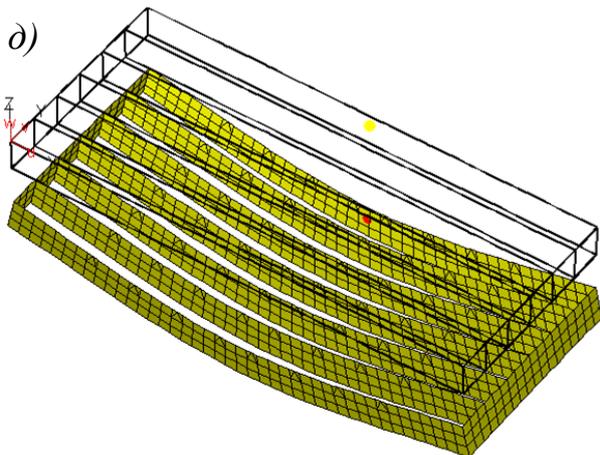
Мах. деформация = 112.681мм в узле 9943

г)



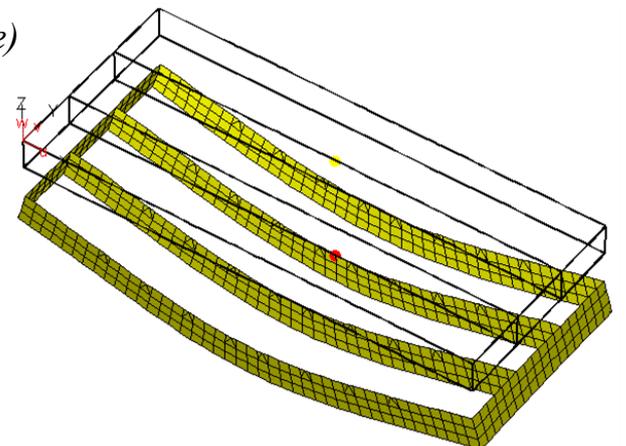
Мах. деформация = 115.747мм в узле 9919

д)



Мах. деформация = 101.38мм в узле 10440

е)



Мах. деформация = 105.098мм в узле 9657

Рисунок 5.4.6 – Деформации фундамента: а) фундаментной плиты; б) фундаментной плиты с ребрами жесткости, устроенными вниз на глубину 2м с шагом 2м; в) то же глубиной 2м с шагом 3м; г) то же глубиной 2м с шагом 6м; д) то же глубиной 3м с шагом 3м; е) то же глубиной 3м с шагом 6м (на всех схемах надземная часть у фундаментная плита условно не показаны)

Таблица 5.4.2 – Результаты оценки деформаций и материалоемкости для фундаментов с различной схемой расположения ребер жесткости

	Относительная деформация $S_{отн}$ для участков по длине здания							Объем, V м <sup>3</sup>	$S_{отн, ср}$	Удельная жесткость, К
	0-3м	3-6м	6-9м	9-12м	12-15м	15-18м	18-21м			
Фундаментная плита	0.0032	0.0041	0.004733	0.0052	0.0047	0.00343	0.0012	-	0.0038	
Плита с ребрами жесткости, устроенными вниз на глубину 2м с шагом 2м	0.00306	0.00323	0.00323	0.00303	0.00243	0.00167	0.00057	228	0.00246	<b>1.782</b>
то же глубиной 2м, с шагом 3м	0.00326	0.00346	0.0035	0.00336	0.00276	0.00187	0.00067	166	0.0027	<b>2.231</b>
то же глубиной 2м, с шагом 6м	0.0034	0.00376	0.00393	0.00386	0.00326	0.00227	0.00077	102	0.00303	<b>3.227</b>
то же глубиной 3м, с шагом 2м	0.00186	0.00196	0.00186	0.00176	0.00137	0.00093	0.00033	342	0.00144	<b>2.027</b>
то же глубиной 3м, с шагом 3м	0.00213	0.00226	0.00223	0.00206	0.00167	0.0011	0.0004	248	0.00169	<b>2.379</b>
то же глубиной 3м, с шагом 6м	0.0025	0.0028	0.00283	0.00273	0.0022	0.00153	0.00053	153	0.00193	<b>3.387</b>

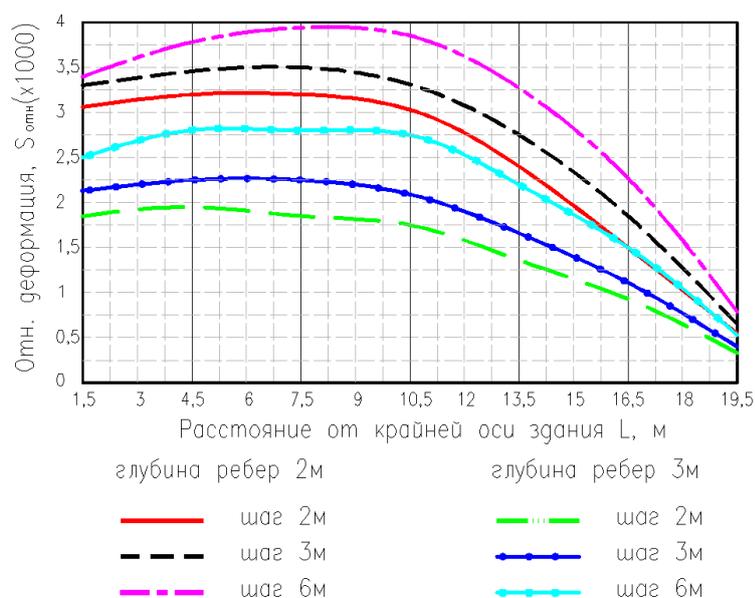


Рисунок 5.4.7 – График изменения величины относительной деформации фундамента в виде плиты с ребрами жесткости по длине здания при проявлении неравномерной сжимаемости грунта основания в центре пятна здания

Таким образом, если удастся предусмотреть расстановку ребер жесткости с максимально возможной глубиной по осям расположения колонн, можно добиться максимальной приведенной эффективности материальных затрат на строительство.

Метод повышения пространственной жесткости был использован при выравнивании неравномерных осадок днища крупного резервуара объемом 50000 м<sup>3</sup> в Краснодарском крае (рисунок 5.4.8) [242]. Напряжения на подошве резервуара сопоставимы с нагрузкой от многоэтажного здания, поэтому могут быть приведены в качестве примера в рамках диссертационной тематики.

Количество и размеры свай для создания свайного основания определялись на основе результатов испытаний 6 натуральных свай статической нагрузкой. Методика испытания свай учитывала специфику сооружения (циклическое нагружение-разгрузка). Окончательное решение о длине свай принималось с учетом данных геофизических исследований и моделирования сейсмических воздействий.

Кольцевые ребра жесткости коробчатого фундамента были подобраны так, чтобы при любых сочетаниях грунтов рассматриваемой площадки обеспечить требуемую равномерность осадок стенок резервуаров без передачи на них дополнительных усилий. На рисунках 5.4.8, 5.4.9 представлена итоговая конструктивная схема опорного постамента под резервуар, которая была реализована на строительной площадке.

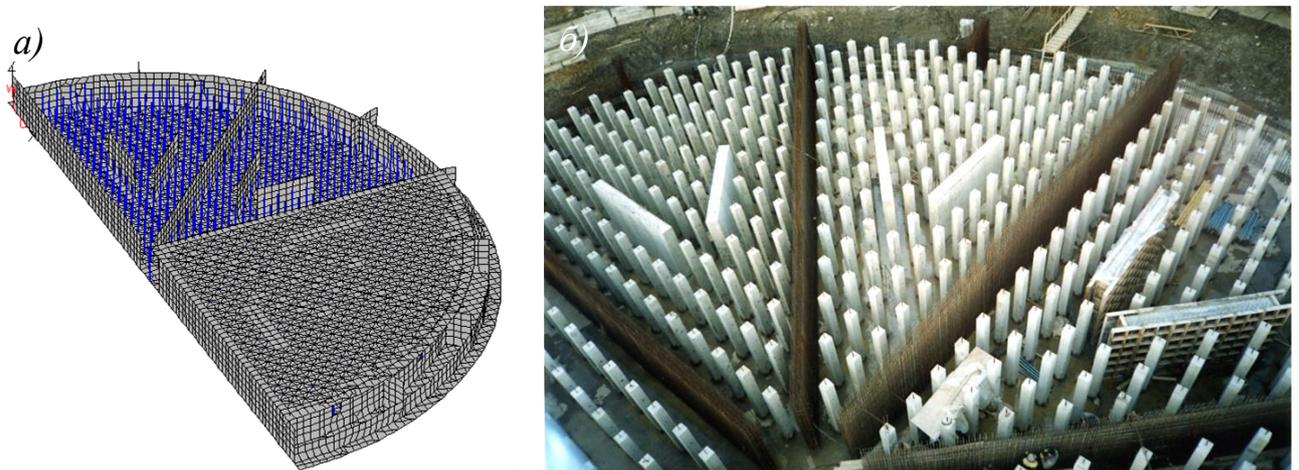


Рисунок 5.4.8 – Окончательная конструкция фундамента *а)* конечно-элементная схема (часть верхней плиты для наглядности не показана); *б)* практическая реализация при возведении фундамента резервуара



Рисунок 5.4.9 – Строительная площадка в период возведения коробчатого фундамента на свайном основании под резервуар объемом 50000 м<sup>3</sup>

Эффективность метода повышения пространственной жесткости обусловлена, кроме прочего, возможностью введения дополнительных элементов на любом этапе строительства объекта, если места введения жесткостей согласованы с архитектурными и объемно-планировочными решениями. Для корректного выбора мест расположения новых элементов требуется проведение моделирования в объемной постановке с учетом этапности приложения нагрузки во время строительства.

Применение такого метода наиболее эффективно для регулирования осадок сооружений с изначально гибкими или конечной гибкости фундаментными плитами [34]. Фундаменты с заданной пространственной жесткостью в сочетании со сваями в случае больших нагрузок (при высоте стенок резервуара до 20 метров) во многих случаях оказываются единственным приемлемым решением в сейсмических районах, в том числе в особых условиях строительства.

Встречаются частные случаи геометрической и физической неравномерности системы «основание – фундамент – здание», которые связаны с невозможностью достроить изначально запроектированный фундамент, а именно – допогрузить забивные сваи на проектную отметку (рисунок 5.4.10). В этом случае погруженные на разную глубину сваи формируют поле разных жесткостей, которое отражается на распределении напряжений в фундаментах и надземных конструкциях.

При строительстве порта в Ленинградской области на территории комплекса по перегрузке СУГ в процессе устройства свайного поля был выявлен массовый недобив свай на величину от 1 м до 8 м. Конструкция фундамента для изотермического резервуара хранения сжиженного углеводородного газа объемом 20000 м<sup>3</sup> принята из забивных свай квадратного сечения 0,35х0,35 м. с проектной длиной 15 м.

В процессе дополнительных проведенных изысканий было установлено сложное неучтенное напластование разносжимаемых грунтов, которое не позволило довести сваи до проектных отметок. Попытка добивки свай привела к критическим дефектам ствола части свай.

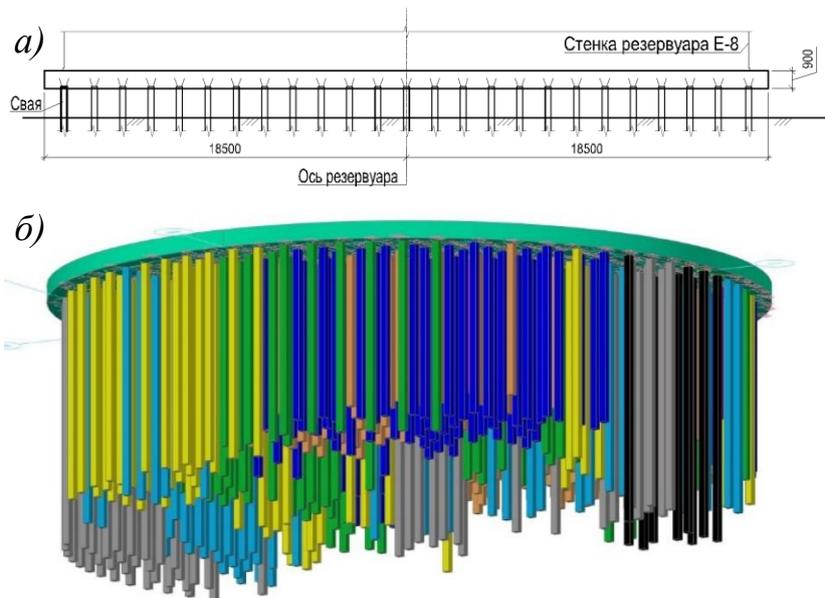


Рисунок 5.4.10 – Недобит забивных свай в составе фундамента изотермического резервуара объемом 20000 м<sup>3</sup>:  
*а)* сечение фундамента с высоким ростверком; *б)* объемная схема с цветовым показом величины фактического заведения свай в грунт

Для минимизации влияния выявленных дефектов, а также с целью выравнивания абсолютных и относительных осадок был использован способ повышения пространственной жесткости фундамента, учитывающий наличие выполненных свай. Рассмотрено два основных варианта (рисунок 5.4.11).

Наиболее технологичным для изготовления является вариант расстановки ребер с центральным кольцом и восьмью лучами, радиально расходящимися из него (рисунок 5.4.11 *б*).

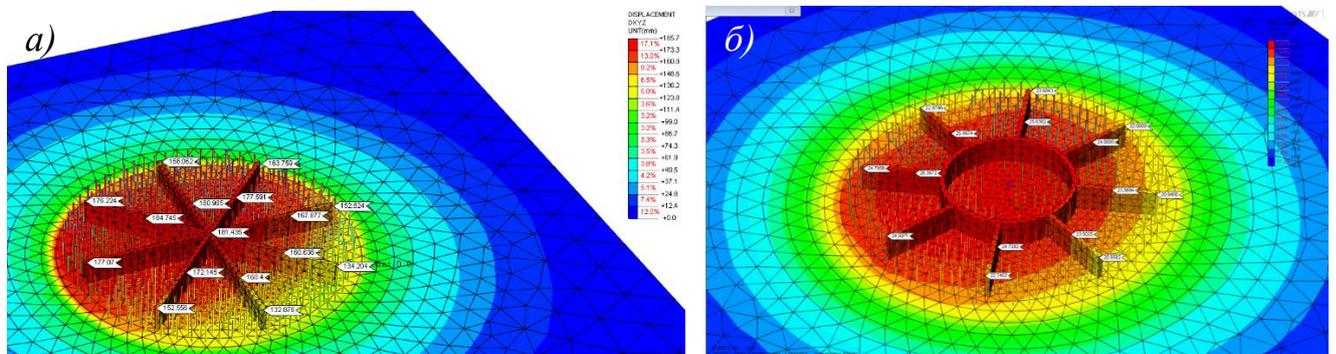


Рисунок 5.4.11 – Способы повышения пространственной жесткости фундамента изотермического резервуара: *а)* введение радиально расходящихся жестких ребер под днищем резервуара; *б)* устройство под днищем сплошного ж/б кольца и системы радиальных ребер жесткости

После завершения восстановительных работ проведены гидравлические испытания резервуара, которые предполагали равномерное наполнение резервуара ступенями с помощью расходомеров воды. Высота каждой ступени была принята равной высоте внутреннего пояса (2,99 м).

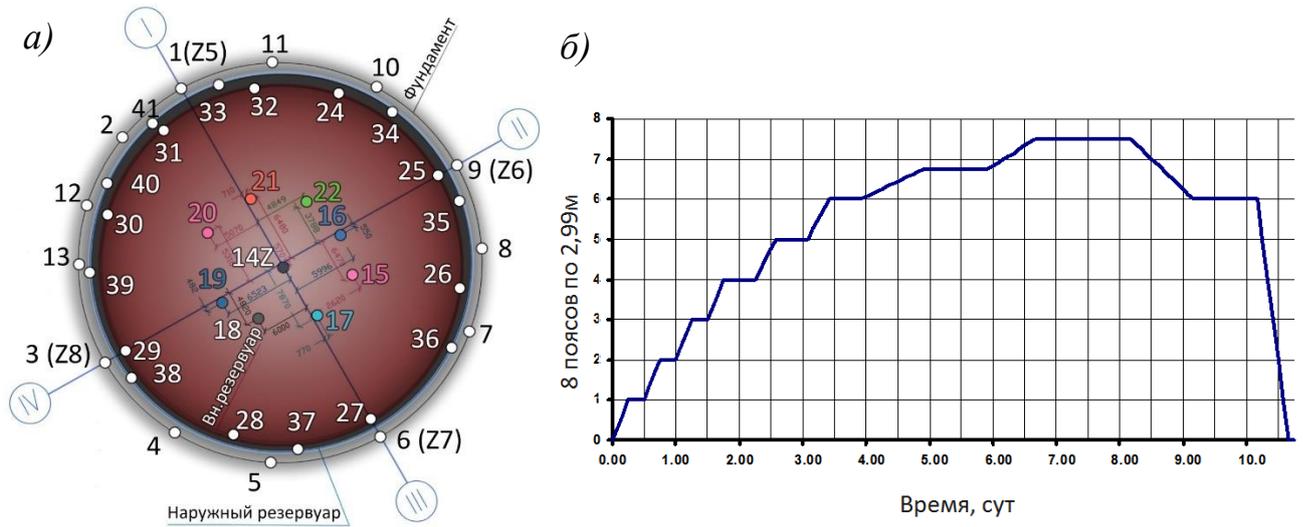


Рисунок 5.4.12 – Проведение гидравлических испытаний фундаментов резервуара: а) схема расположения осадочных марок при гидроиспытаниях резервуара; б) график проведения гидравлического испытания резервуара

Ниже на графиках (рисунок 5.4.13) представлены результаты замеров осадок завершеного резервуара (рисунок 5.4.14) в течение 24 этапов нагружения.

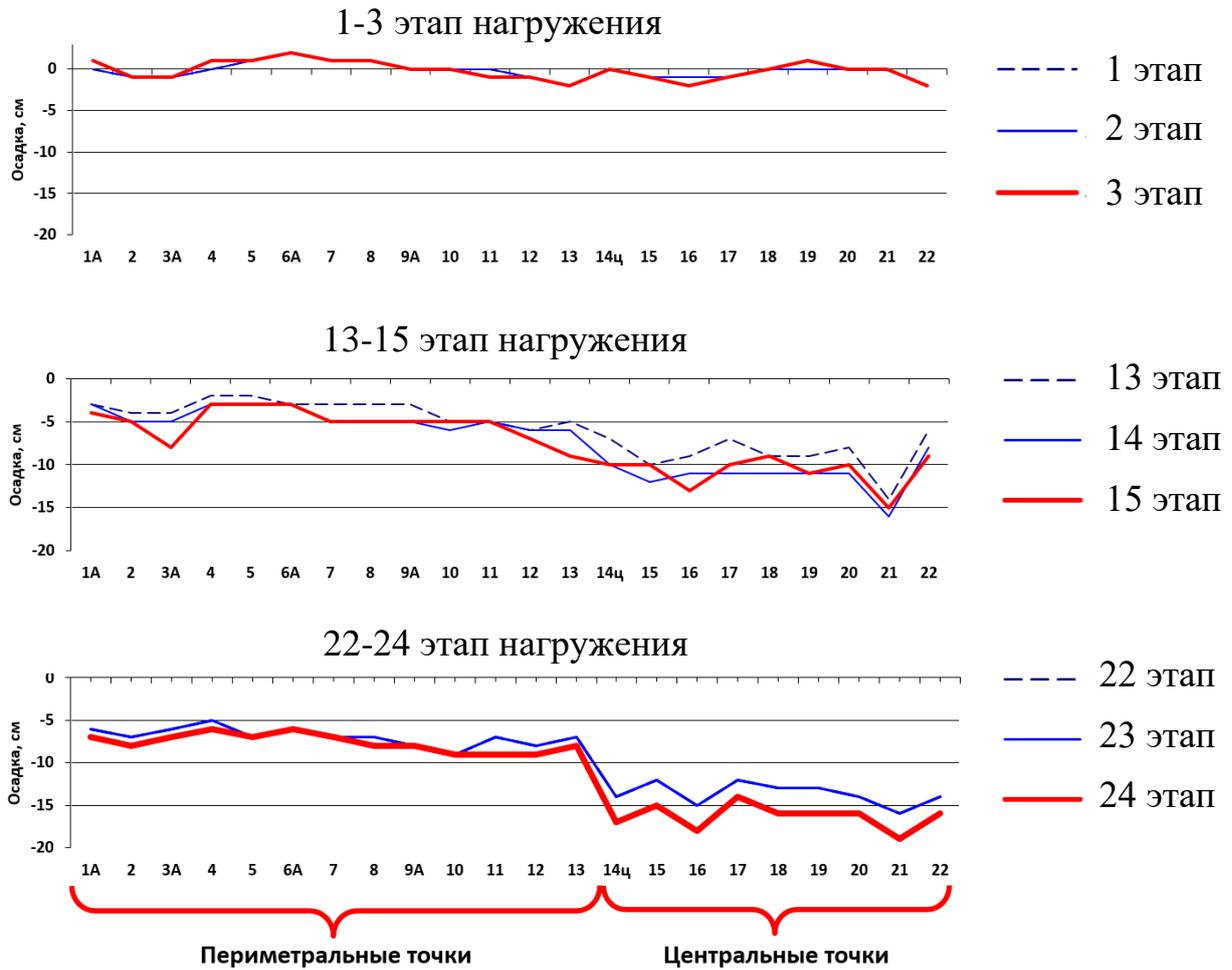


Рисунок 5.4.13 – Осадки резервуара по этапам гидроиспытаний



Рисунок 5.4.14 – Этапы строительства резервуара

Проведенные исследования в области повышения пространственной жесткости фундаментов подтвердили эффективность от внедрения полученных результатов при проектировании фундаментов зданий и сооружений в особых условиях, а также в ходе строительства.

### **5.5. Рекомендации по проектированию и строительству свайных и свайно-плитных фундаментов с учетом заданной этапности их выполнения в особых условиях**

Проведенные в Разделе 5 исследования в области расчета и конструирования фундаментов в особых условиях являются основой для составления рекомендаций по проектированию, которые позволили довести результаты исследований до практического применения. Внедрения описаны в Разделе 6.

Ниже приводятся разработанные рекомендации по проектированию и строительству фундаментов с учетом заданной этапности их выполнения в особых условиях строительства:

1. Проведение инженерно-геологических изысканий с определением геометрической и физической неоднородности грунтового основания;
2. Построение расчетной схемы с детальным моделированием пространственного напластования инженерно-геологических элементов;
3. Проведение расчетов проектируемого объекта с вариантом плитного фундамента на естественном основании для качественной и количественной

оценки деформированного состояния фундамента, а также анализа превышения полученных значений над предельно допустимыми величинами;

4. Выбор способа строительства фундамента, предусматривающего возможность реализации заданной начальной осадки фундаментной плиты (возможно, из числа разработанных и запатентованных решений автора [137, 142, 143, 146]);

5. Назначение величины проектного зазора между головой сваи и телом фундаментной плиты;

6. Расчетное определение этапа строительства, на котором производится включение свай в совместную работу с фундаментной плитой;

7. Корректировка расчетной схемы с учетом ее дополнения для соответствия выбранному способу;

8. Проведение расчетов с учетом предлагаемого технического решения и этапности строительства. При превышении допустимых значений – корректировка параметров выбранного решения: величины начальной осадки плиты, количества свай в плане, их длины и межосевого расстояния;

9. Разработка рабочей документации для выбранного технического решения фундамента с учетом конструктивных узлов для объединения свай и фундаментной плиты;

10. Разработка мероприятий по оперативному реагированию при превышении наблюдаемых допустимых параметров в процессе строительства;

11. Осуществление строительства объекта с проведением геотехнического мониторинга для контроля осадок на этапах строительства. В случае превышения в ходе наблюдения допустимых величин применяются разработанные мероприятия по оперативному реагированию;

12. Завершение строительства объекта и проведение геотехнического мониторинга в течение не менее 1 года после завершения для оценки осадок фундаментов в течение времени.

### ***Выводы по Разделу 5***

1. Разработаны новые способы проектирования и строительства свайных и свайно-плитных фундаментов в сейсмических районах: с заданной начальной

осадкой плитной части; с использованием свай разной длины и их последовательным включением в совместную работу с плитной частью; с возможностью управления осадками фундаментов в процессе строительства.

2. Разработаны рекомендации по проектированию и строительству фундаментов с учетом заданной этапности их выполнения в особых условиях.

3. Проведенные исследования показали, что эффективное решение для фундаментов многоэтажных и высотных зданий в особых условиях может быть найдено не только за счет увеличения длины, диаметра и количества свай. Пространственные формы фундаментов, обладающих высокой распределительной способностью, позволяют во многих случаях компенсировать неравномерные деформации основания, а рекомендуемые способы строительства фундаментов с заданной последовательностью их выполнения дают возможность наиболее полно включить в совместную работу все элементы фундамента, что приводит к снижению материалоемкости и стоимости работ, а также к сокращению сроков строительства.

## **6. КЛАССИФИКАЦИЯ МЕТОДОВ РАСЧЕТА И КОНСТРУИРОВАНИЯ ФУНДАМЕНТОВ МНОГОЭТАЖНЫХ И ВЫСОТНЫХ ЗДАНИЙ В ОСОБЫХ УСЛОВИЯХ ЮГА РОССИИ. ВНЕДРЕНИЕ РАЗРАБОТАННЫХ МЕТОДОВ**

### **6.1. Формирование структуры методов расчета и конструирования фундаментов по результатам проведенных исследований**

В результате проведенных в диссертационной работе лабораторных, полевых, численных исследований, а также полученных данных геотехнического мониторинга сформирована структура методов расчета и конструирования фундаментов многоэтажных и высотных зданий в особых условиях Юга России, которая включает:

1. Метод расчета и конструирования фундаментов многоэтажных и высотных зданий на основании результатов исследования параметров взаимодействия с грунтом одиночных свай и свай в составе свайного поля;
2. Метод расчета и конструирования свайных фундаментов с применением промежуточного распределительного слоя;
3. Метод регулирования неравномерных осадок фундаментов путем повышения их пространственной жесткости;
4. Метод конструирования фундаментов с учетом их адаптации к переменной поверхности рельефа;
5. Метод строительства фундаментов с учетом последовательности выполнения постоянных и временных деформационных швов;
6. Метод устройства фундаментов с заданной последовательностью включения элементов в совместную работу.

Представленная структура методов дает основу для разработки более детальной классификации, в которой для каждого из сформулированных методов приведено более подробное их содержание и описание разновидностей (рисунок 6.1.1). В основе классификации лежат патенты на изобретения, полученные автором в процессе выполнения научных исследований [136-143].

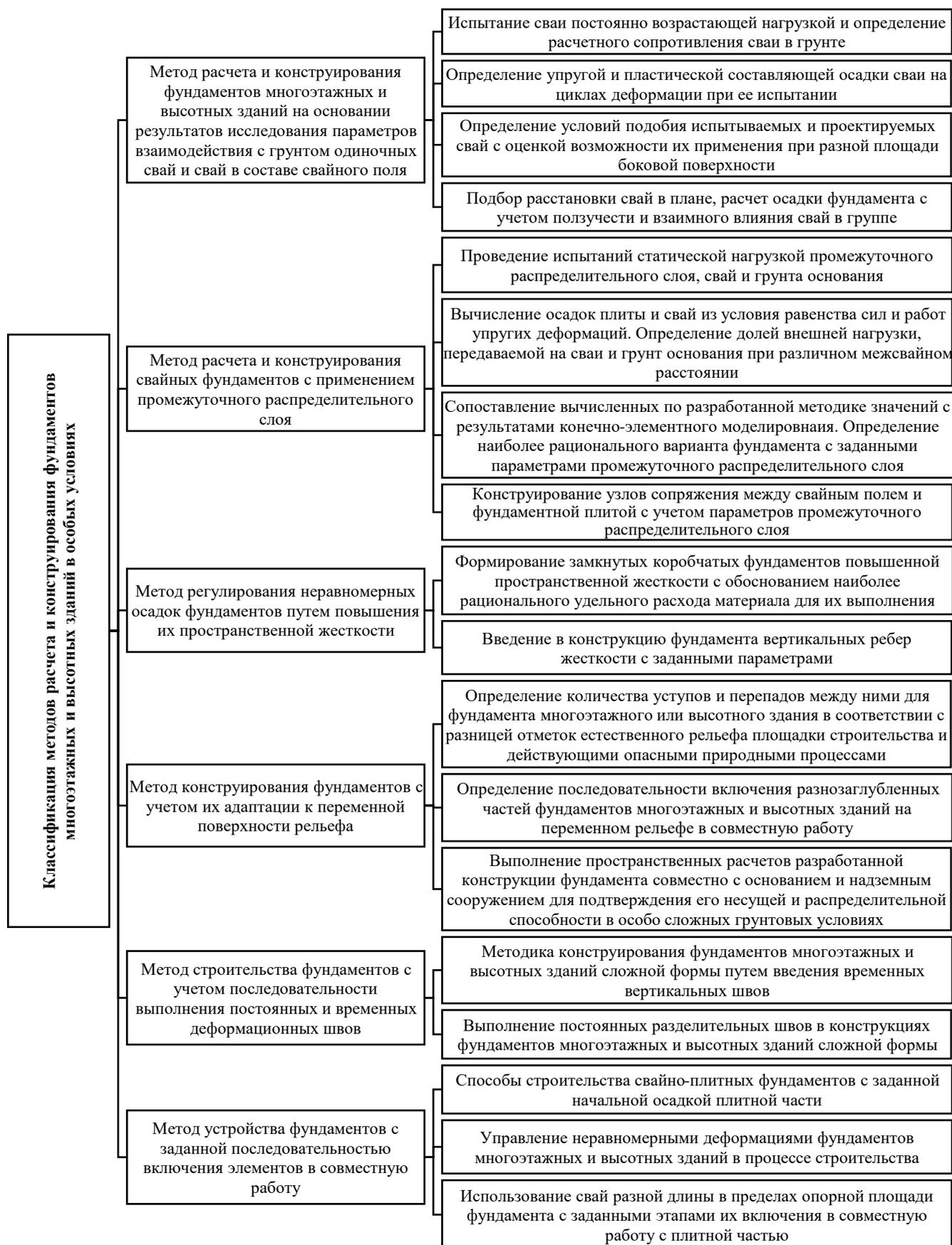


Рисунок 6.1.1 – Классификация методов расчета и конструирования фундаментов многоэтажных и высотных зданий в особых условиях

Далее приводятся результаты внедрения разработанных методов.

## **6.2. Метод расчета и конструирования фундаментов многоэтажных и высотных зданий на основании результатов исследования параметров взаимодействия с грунтом одиночных свай и свай в составе свайного поля (Метод 1)**

Исследования автора, проводимые в течение последних 20 лет в области фундаментостроения многоэтажных и высотных зданий, расположенных в сложных и особых условиях, свидетельствуют о необходимости выполнения свайных фундаментов в большинстве рассмотренных задач, поэтому большая часть методов использует сваи в качестве основного элемента для формирования итоговой фундаментной конструкции. В некоторых случаях решение может быть найдено за счет повышения пространственной жесткости фундамента, выполняемого на естественном основании (п. 6.4). Зачастую наибольшая эффективность фундаментной конструкции может быть достигнута путем сочетания двух или нескольких разработанных методов, позволяющих максимально задействовать несущую и распределительную способность свай и вышележащих элементов. Решение о применении того или иного метода во многом определяется исходными данными индивидуально в каждом конкретном случае.

Установленные и описанные в Разделе 3 закономерности поведения свай в грунте дают возможность максимально полно задействовать потенциал несущей способности каждой сваи как отдельного элемента и, следовательно, добиться уменьшения затрат на строительство фундаментов и сократить сроки реализации проекта. Достоверность разработанных методов подтверждают натурные объекты, при строительстве которых рассматривались различные решения для свайных фундаментов, и в результате научно-технического обоснования требуемый объем для изготовления свай снижался от нескольких десятков процентов до нескольких раз. Разработанный в Разделе 3 алгоритм (п. 3.3, 3.8) использован при проектировании фундаментов целого ряда многоэтажных зданий на территории Юга России (п. 6.8). Практическая реализация одного из проектов приведена ниже.

***Комплекс 20-ти этажных жилых зданий  
по ул. Демократическая – Кирова в Адлерском районе г. Сочи***

Одним из реализованных практических примеров может служить проект многоэтажных жилых домов в Адлерском районе г. Сочи, расположенных в пойменной части реки Мзымты (рисунок 6.2.1).

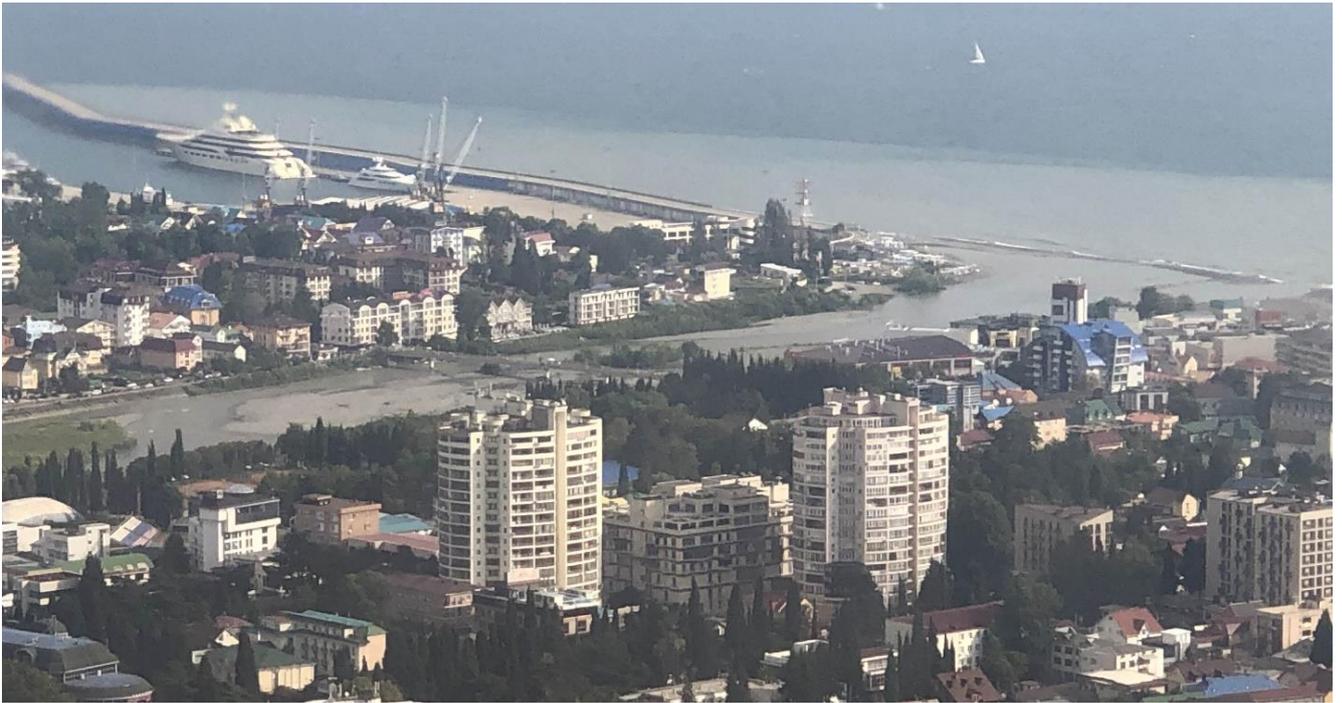


Рисунок 6.2.1 – Комплекс 20-ти этажных жилых зданий расположенных по ул. Демократической - Кирова в Адлерском районе г. Сочи

Два одинаковых рядом стоящих многоэтажных здания в схожих грунтовых условиях были построены с перерывом в несколько лет, что дало возможность провести мониторинг первого из них, проверив совпадение прогнозных осадок с фактическими данными, и подтвердить обоснованность принятых при проектировании свайного фундамента предположений о расчетном сопротивлении свай после изменения их конструкции и способа изготовления в сравнении с первоначальным вариантом. Жилой комплекс, состоящий из 20-ти этажных жилых зданий, расположен в пойменной части реки Мзымты на участке с переслаиванием гравелистых и слабых глинистых грунтов, включающих прослойки с модулем деформации менее 5 МПа (рисунок 6.2.2).



К первой очереди строительства относится один из двух жилых домов. Предоставленное застройщиком решение фундаментов предусматривало выполнение глубоких буронабивных свай длиной 25 метров диаметром 1000 мм, изготавливаемых с использованием обсадной трубы на всю проектную длину сваи. Применение в данных грунтах обсадных труб большого диаметра вызывало риск их последующего неизвлечения ввиду возможного отклонения оси трубы от вертикали на разных участках глубины сваи из-за возникающей несоосности стыкуемых друг с другом 6-ти метровых секций, погружаемых в гравелистые слои. Это кратно увеличивало смету на строительство фундаментов, приводило к значительной задержке сроков и оказалось экономически и технологически неприемлемым.

После рассмотрения различных вариантов исполнения свайного фундамента было принято решение, предусматривающее замену буронабивных свай большого диаметра. Длина новых свай снизилась с 25 до 21 метра, диаметр принят 630 мм.

Испытания свай вертикальными статическими нагрузками на строительной площадке строящегося комплекса, проводились при помощи гидравлического домкрата ДГ600Г150, способного передавать на сваю усилие до 6000 кН. При использовании максимальной несущей способности опорной конструкции для восприятия реактивных сил, состоящей из системы перекрестных металлических балок и анкерных свай, была достигнута вертикальная сжимающая нагрузка в 2900 кН.

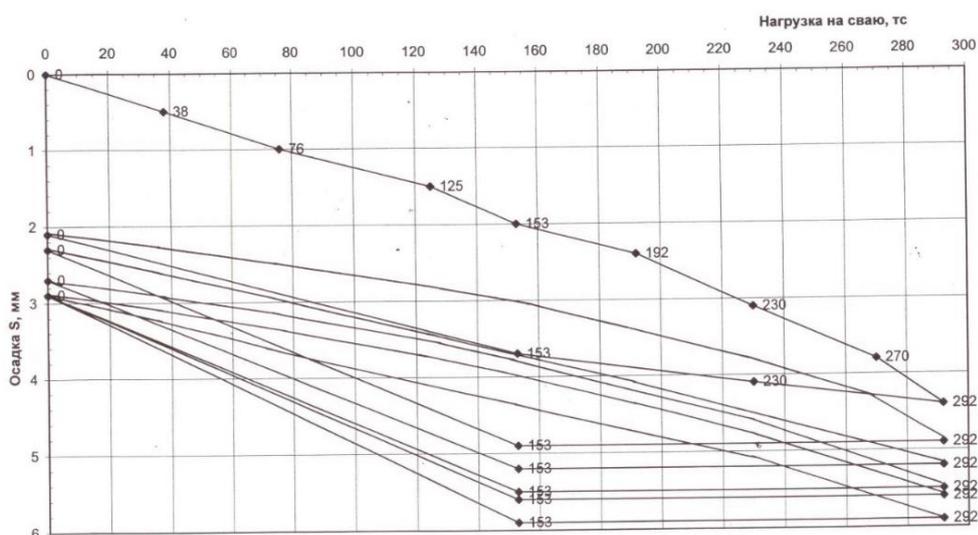


Рисунок 6.2.3 – График «нагрузка-осадка» по результатам проведенных циклических испытаний опытной сваи № 196

Проведенные циклические испытания продемонстрировали большую долю упругой деформации сваи в первом цикле (рисунок 6.2.3) и практически упругое поведение в остальных циклах.

Буронабивная свая длиной 21 м и диаметром 0,63 м выполнена в массиве, представляющем переслаивание сыпучих и глинистых грунтов (рисунок 6.2.2). Испытание сваи статической нагрузкой показало равномерное, без скачков, увеличение осадки при нагружении и плавное уменьшение осадки при разгрузке в 1-м цикле (рисунок 6.2.3). Свая сопротивляется трением по боковой поверхности в галечниковых слоях и вязким трением в слоях суглинков мягкопластичных.

Итоговое решение свайного фундамента включило 208 свай длиной 21 метр диаметром 630 мм при толщине плиты в 1000 мм (рисунок 6.2.5).

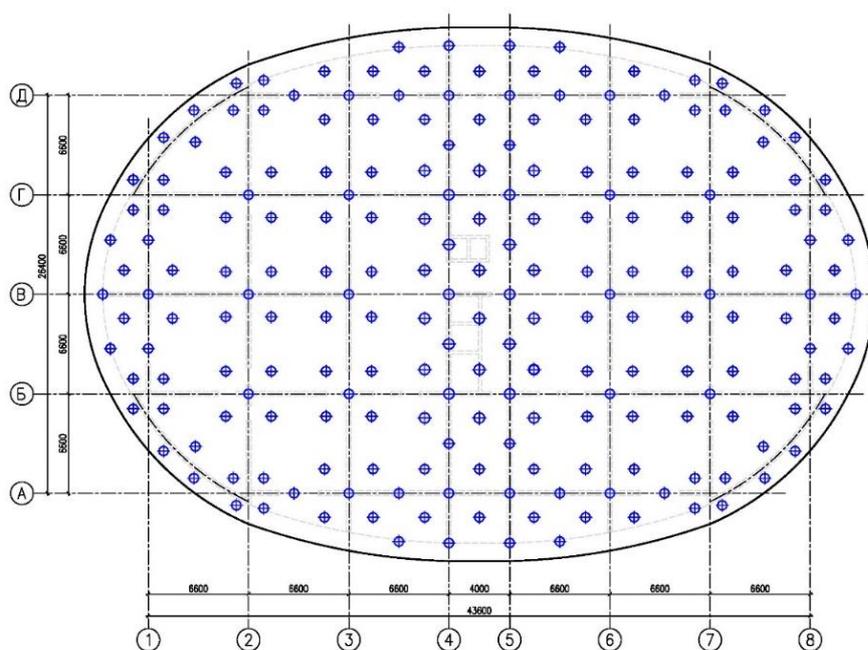


Рисунок 6.2.5 – Схема окончательного варианта свайного фундамента, принятого по результатам проведенных натурных исследований опытных свай сваи длиной 21 м на площадке строительства

По периметру свайно-плитного фундамента, а также под центральными ядрами жесткости расстановка оказалась плотной с высоким процентом армирования сечения свай, обусловленным существенными горизонтальными нагрузками и крутильными формами при сейсмических воздействиях. При этом количество свай, работающих в основном на восприятие сжимающих усилий, расположенных на пересечении центральных осей здания, удалось сократить после проведения испытаний статическими нагрузками.

Изготовление свайного поля было завершено менее чем за 2 месяца, что по сравнению с исходным вариантом оказалось в 3 раза быстрее по срокам выполнения работ и в 1,47 раза менее затратным по итоговому объему бетона свай, а также позволило исключить использование неизвлекаемых инвентарных обсадных труб.

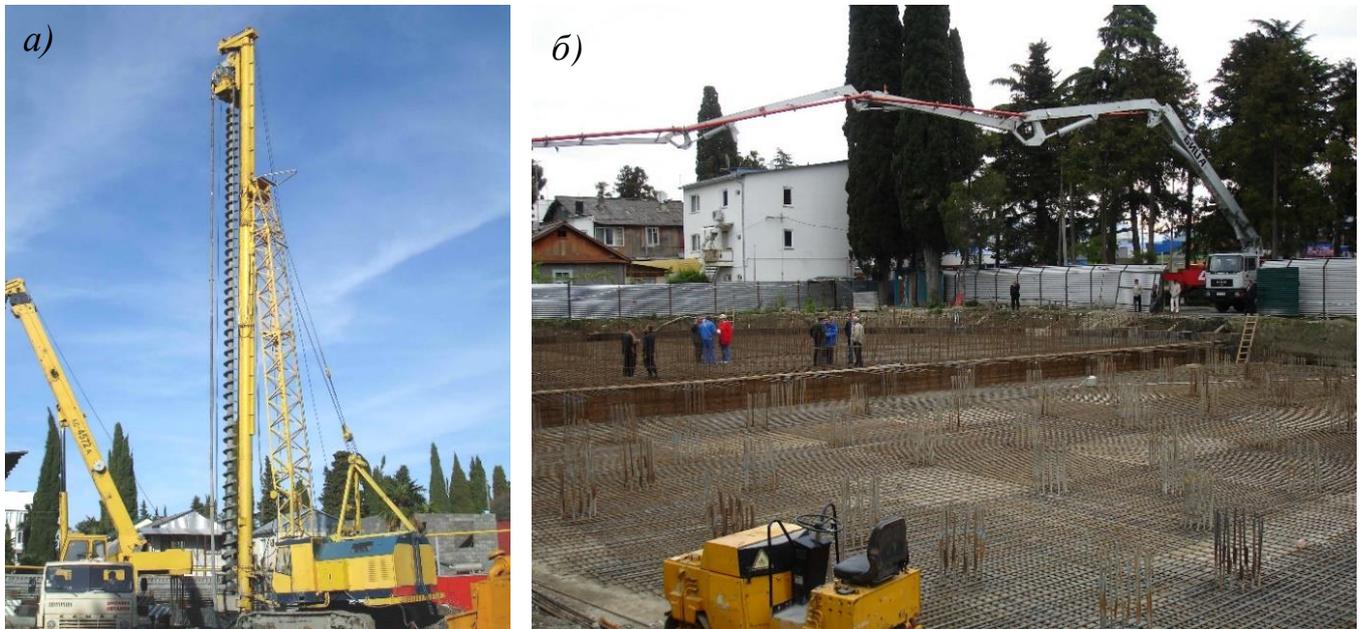


Рисунок 6.2.6 – Этапы строительства свайного фундамента многоэтажного жилого дома в сложных грунтовых условиях г. Сочи: *а)* изготовление опытной свай; *б)* завершенное свайное поле перед заливкой фундаментной плиты

Результаты мониторинга показали практически равномерную осадку фундамента, в итоге не превысившую 20 мм после 1 года наблюдений за введенным в эксплуатацию зданием. Незначительная осадка свидетельствовала о существенном запасе несущей способности фундамента и обосновала необходимость дополнительных натурных и численных исследований свайного фундамента при возведении в составе второй очереди строительства аналогичного многоэтажного здания в непосредственной близости к эксплуатируемому зданию.

Благодаря позиции застройщика, ожидавшего от дополнительных исследований существенного снижения затрат на строительство, была проведена серия дополнительных натурных испытаний укороченных свай.

Испытания проводились путем нагружения одинаковыми ступенями вдавливающей силы, прикладываемыми через равные интервалы времени

$\Delta t_p^{(m)} = 0,25$  с, имитирующими постоянную скорость  $V_p^{(m)} = 140$  кН/с. Осадка сваи измерялась через 10 с после приложения ступени и в конце интервала (рисунок 6.2.7а).

Как было показано в Разделе 3, в основании сваи развиваются упругие и неупругие деформации. Корректное выделение их возможно при нагружении с постоянной скоростью увеличения вдавливающей силы и непрерывным наблюдением за осадкой. Имитация нагружения с постоянной скоростью позволила получить значения условно упругой части осадки  $\Delta s_e^{(m)}$ , как осадку за первые 10 с. Значения неупругой части осадки вычислена по формуле

$$\Delta s_r^{(m)} = \Delta s^{(m)} - \Delta s_e^{(m)}, \quad (6.2.1)$$

где  $\Delta s^{(m)}$  – осадка на ступени нагружения. Приращения соответствующих частей вдавливающей силы  $\Delta P_e^{(m)}$  и  $\Delta P_r^{(m)}$  были приняты в соотношении частей осадки на каждой ступени.

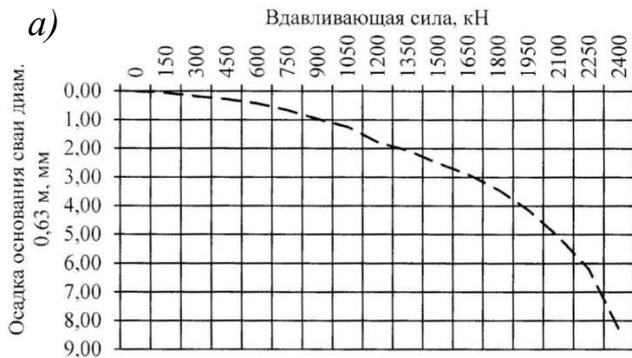


Рисунок 6.2.7 – Графики осадок:

а) испытываемой сваи

$d = 0,63$  м,  $l = 8$  м,

б) проектируемой сваи

$d = 0,82$  м,  $l = 8$  м



Выделение приращений этих величин позволило воспользоваться условиями подобия для расчета сопротивления и осадки основания сваи  $d = 0,82$  м по формулам п. 3.4. Упругая часть осадки при упругой и неупругой деформациях основания рассчитана по формуле (3.4.13):

$$\Delta s_{ec.i}^{(m)} = \Delta s_{e.i}^{(m)} \left( 1 + \frac{\Delta P_{r.i}^{(m)}}{\Delta P_{e.i}^{(m)}} \right), \quad (6.2.2)$$

где  $i$  – номер ступени нагружения. Пластическая часть осадки на ступени нагружения рассчитана по формуле (3.4.14):

$$\Delta s_{p.i}^{(m)} = \Delta s_{r.i}^{(m)} - \Delta s_{e.i}^{(m)} \cdot \Delta P_{r.i}^{(m)} / \Delta P_{e.i}^{(m)}. \quad (6.2.3)$$

Суммируя приращения осадки по  $i$ , соответствующего заданному значению вдавливающей силы:

$$P_U^{(m)} = \sum_{i=1}^U \Delta P_i^{(m)}, \quad (6.2.4)$$

где  $\Delta P_i^{(m)} = \Delta P_{e.i}^{(m)} + \Delta P_{r.i}^{(m)}$ . (6.2.5)

получаем упругую и неупругую части осадки для любого значения  $P_U^{(m)}$  вдавливающей силы (рисунок 6.2.8а).

$$s_{e.U}^{(m)} = \sum_{i=1}^U \Delta s_{e.i}^{(m)}, \quad (6.2.6)$$

$$s_{p.U}^{(m)} = \sum_{i=1}^U \Delta s_{p.i}^{(m)}. \quad (6.2.7)$$

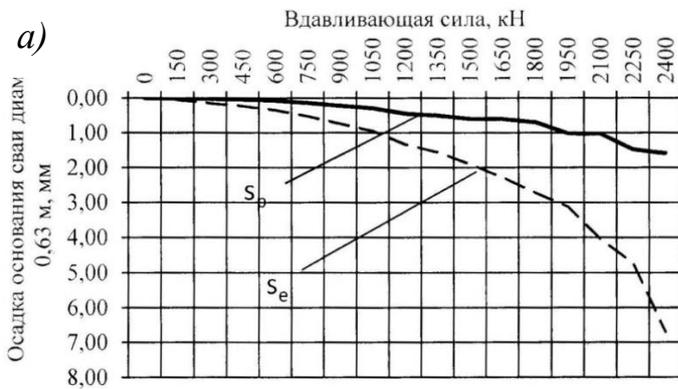


Рисунок 6.2.8 – Графики упругой и пластической частей осадок:  
 а) испытываемой сваи  $d = 0,63$  м,  $l = 8$  м,  
 б) проектируемой сваи  $d = 0,82$  м,  $l = 8$  м

При строительстве второго здания принято решение рассмотреть возможность опирания свай длиной 8 метров диаметром 820 мм (т.е. почти в 3 раза короче по сравнению с фундаментами соседнего жилого дома) на верхний галечниковый горизонт (рисунок 6.2.9).

Расчеты производились с использованием условий подобия (п. 3.4). В данном случае, примем длительность передачи на фундамент основной нагрузки в один год. Отношение скоростей нагружения свай: испытываемой  $B_p^{(m)} = 140$  кН/ч и проектируемой  $B_p^{(n)} = 0,766$  кН/ч:

$$\alpha_{tr} = \frac{140}{0,766} \approx 183.$$

Коэффициенты формулы ползучести  $A_{crp} = 3,4$  мм и  $T_{crp} = 1,9$  с – по данным наблюдения при постоянной нагрузке. Тогда коэффициент увеличения осадки вследствие ползучести  $\alpha_t$  вычисляется по формуле (3.4.17). Его среднее значение  $\alpha_t = 1,88$  с коэффициентом вариации по ступеням нагрузки 0,047. Теперь приращения осадки на каждой ступени нагрузки на проектируемую сваю рассчитываются по формулам (3.4.11) и (3.4.12).

Приращения вдавливающей силы (сопротивление основания проектируемой сваи) рассчитаны по формулам (3.4.9) и (3.4.10) с использованием коэффициентов подобия:

$$\alpha_D = \frac{820}{630} \approx 1,3; \alpha_L = 1.$$

Суммируем приращения упругих и пластических частей осадки:

$$s_{e.U}^{(n)} = \sum_{i=1}^U \Delta s_{e.i}^{(n)}, \quad (6.2.8)$$

$$s_{p.U}^{(n)} = \sum_{i=1}^U \Delta s_{p.i}^{(n)}. \quad (6.2.9)$$

Суммируем приращения соответствующих частей вдавливающей силы:

$$P_{e.U}^{(n)} = \sum_{i=1}^U \Delta P_{e.i}^{(n)}, \quad (6.2.10)$$

$$P_{p.U}^{(n)} = \sum_{i=1}^U \Delta P_{p.i}^{(n)}. \quad (6.2.11)$$

Результаты вычислений по формулам (6.2.8) – (6.2.11) позволили построить графики зависимости осадок (рисунок 6.2.7б) и их упругой и пластической составляющих (рисунок 6.2.8б) от вдавливающей силы. Осадка основания проектируемой сваи при условии ее нагружения весом строящегося дома в течение года составит 9,75 мм.

К полученному значению применен коэффициент, учитывающий групповой эффект, зависящий от жесткости надземного строения и передаваемой нагрузки на фундамент  $\xi_s=4,73$  (п. 3.7). Тогда итоговая расчетная осадка всего фундамента в течение года составляет 46,11 мм.

Таким образом, замена длинных свай на короткие, но большего диаметра, в данном случае оказалась оправдана. Расчёт укороченных свай показал, что сопротивление сосредоточено в верхней части сваи, – в гравийно-галечниковом грунте.

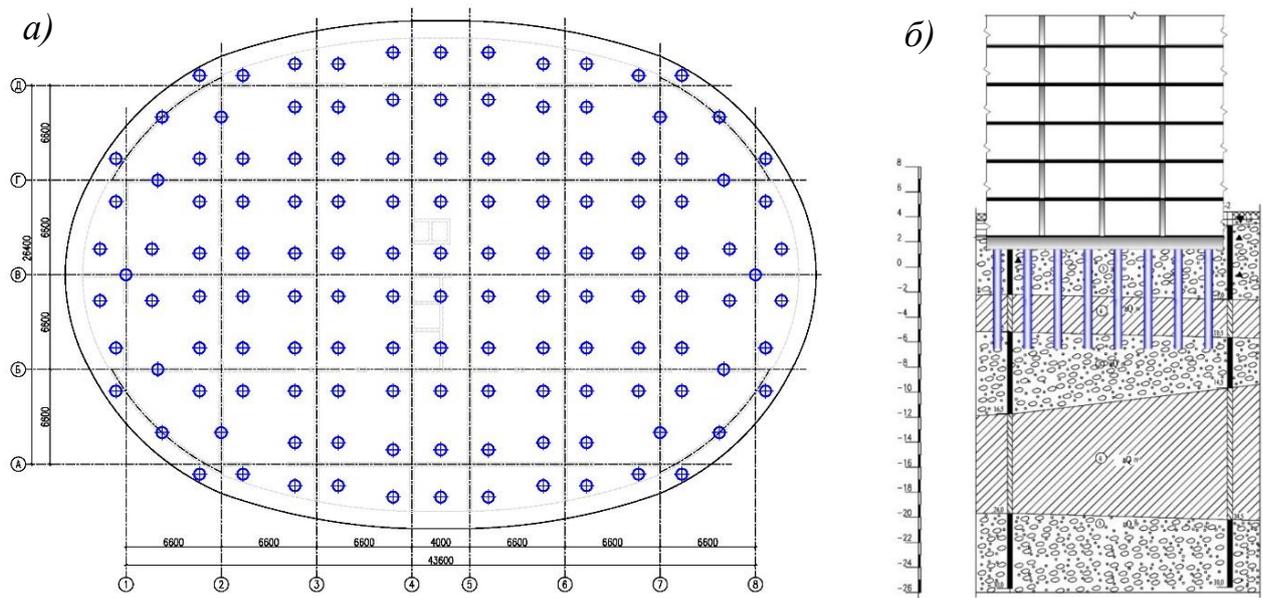


Рисунок 6.2.9 – Свайно-плитный фундамента многоэтажного жилого здания 2 очереди строительства: а) схема расположения укороченных свай длиной 8 метров; б) совмещение инженерно-геологического разреза и сечения принятого варианта свайно-плитного фундамента

На рисунке 6.2.9а представлен прошедший экспертизу итоговый вариант свайно-плитного фундамента. При выборе проектных решений максимальные,

средние и неравномерные деформации основания регулировались за счет совместной работы коротких свай и плитной части фундамента. Наряду с изменением диаметра свай с 630 мм до 820 мм было увеличено межсвайное расстояние, что помогло полнее задействовать фундаментную плиту, передав на нее большую долю от общей нагрузки. Количество свай сократилось до 132 штук.

В этом случае сравнение итоговой материалоемкости проводилось уже с фундаментами ранее построенного по соседству аналогичного здания. Объем материала на изготовление свай был снижен в 2,44 раза, что пропорционально отразилось и на сроках строительства фундамента.

Конечная осадка свайно-плитного фундамента составила 50 мм по результатам двухлетнего мониторинга, что практически совпало с расчетным значением по разработанной методике.



Рисунок 6.2.10 – Этап строительства многоэтажного жилого дома в г. Сочи:

- а)* проведение натуральных испытаний укороченных свай;
- б)* завершающий этап второй очереди строительства

Многолетний натурный эксперимент, проведенный при строительстве жилого комплекса, подтвердил, что в большинстве случаев при проектировании свайных и свайно-плитных фундаментов могут быть найдены решения, которые в разы снижают расход материала для изготовления свай при предварительном проведении корректной и обоснованной оценки работы сваи под нагрузкой.

### **6.3. Метод расчета и конструирования свайных фундаментов с применением промежуточного распределительного слоя (Метод 2)**

В Разделе 4 проведены исследования для обоснования параметров фундаментов многоэтажных и высотных зданий на свайном основании с промежуточным распределительным слоем, в результате чего разработаны рекомендации по их расчету и конструированию (п 4.3, 4.6). Практическая реализация разработанных методов представлена ниже на примере многоэтажных зданий, построенных на площадках с высокой расчетной сейсмичностью.

#### ***6.3.1. 24-х этажный жилой дом с подземной автопарковкой по ул. Монтажников в г. Краснодаре***

Высотное здание по ул. Монтажников в г. Краснодаре находится в зоне распространения сильносжимаемых заторфованных грунтов, залегающих на глубинах около 10 м от поверхности, что вынуждает использовать дорогостоящие свайные фундаменты с большой проектной длиной свай для прохождения слабых грунтов и достижения плотных малосжимаемых песков.



Рисунок 6.3.1 – Многоэтажный жилой дом с подземной автопарковкой в условиях существующей плотной городской застройки

Инженерно-геологический разрез площадки строительства приведен на рисунке 6.3.2, физико-механические характеристики – в таблице 6.3.1.

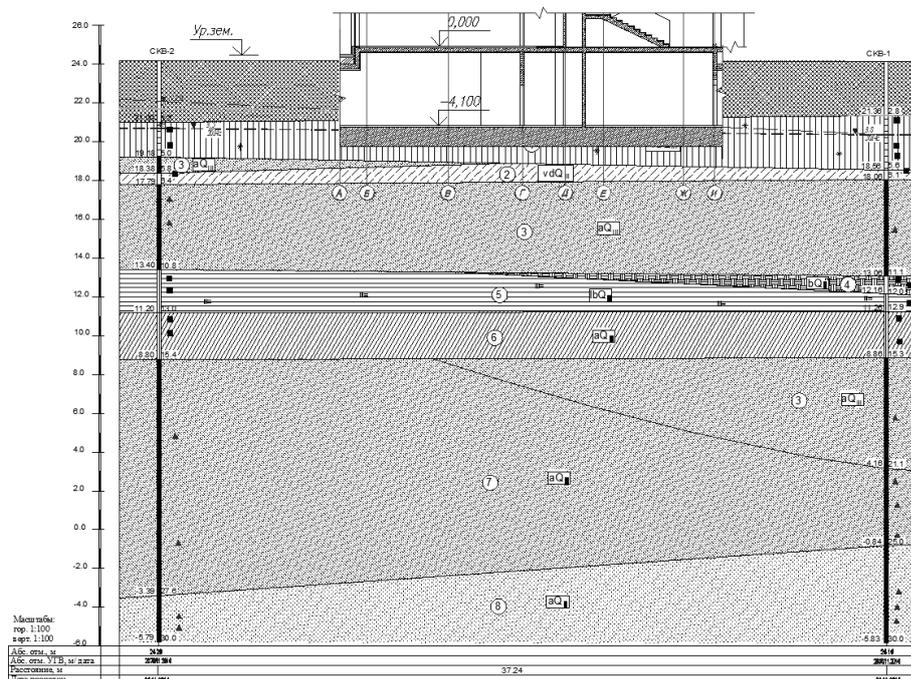


Рисунок 6.3.2 – Данные о инженерно-геологическом строении площадки строительства высотного здания по ул. Монтажников в г. Краснодаре

Таблица 6.3.1 – Сводная таблица физико-механических характеристик грунтов

№ п/п	Полное наименование грунта	Мощность, м	Плотность грунта, $\rho$ , г/см <sup>3</sup>	Удельное сцепление $c$ , кПа	Угол внут. трения, $\varphi$ , град.	Модуль общей деформации $E$ , МПа
	Насыпной неоднородный грунт	2,1-3,2	2,05	17	18	7,0
1	Суглинок просадочный	1,8-2,8	1,82	25,6	23,8	20,1/13,4*
2	Супесь пластичная	0,6-1,5	1,98	12,8	27,3	14,0
3	Песок мелкий, вод.	4,8-6,0	1,96	-	31,0	30,3
4	Торф сильноразложившийся, высокозольный	0,9-1,0	1,14	30,0	10,0	1,0
5	Глина тугопластичной консистенции, слаботорфованная.	1,1-3,4	1,87	40,6	14,1	10,0
6	Суглинок тугопластичный	2,6-4,4	1,88	24,6	22,5	16,0
7	Песок мелкий, плотный	4,3-12,2	2,02	-	31,0	36,0
8	Песок средней крупности, плотный	2,4-5,0	2,05	-	34,0	33,2

\*- в водонасыщенном состоянии

Однако даже при использовании фундамента с применением длинных буровых свай с жесткой заделкой в фундаментную плиту расчеты выявили существенное превышение допустимых горизонтальных нагрузок в уровне заделки свай в плиту, поэтому было применено решение с введением промежуточного распределительного слоя (ПРС), отделяющего свайное поле от фундаментной плиты. Здание высотой около 80 м передает среднее распределенное давление по подошве фундамента  $P_{cp} = 415$  кПа.

Для прогнозирования осадок такого тяжелого здания в инженерно-геологических условиях площадки строительства в качестве начального варианта рассмотрен плитный фундамент на естественном основании. Для этого варианта была назначена толщина фундаментной плиты  $h = 2000$  мм. В ходе расчетов выявлены значительные деформации плиты ( $S_{ф.п.}$ ), а также недопустимый крен в сторону увеличения мощности заторфованных глинистых грунтов и уменьшения толщины слоя песков ИГЭ-3. Выявленный факт сделал применение плитного фундамента в данных грунтовых условиях недопустимым (рисунок 6.3.5). Напряжения, вызванные весом здания, превышают начальное просадочное давление ( $P_{sl} = 170$  кПа) во всех точках под подошвой фундамента. Таким образом, к расчетным деформациям добавятся деформации просадки порядка 60 мм, доводя расчетную осадку основания до 310 мм, что существенно превышает допустимые значения.

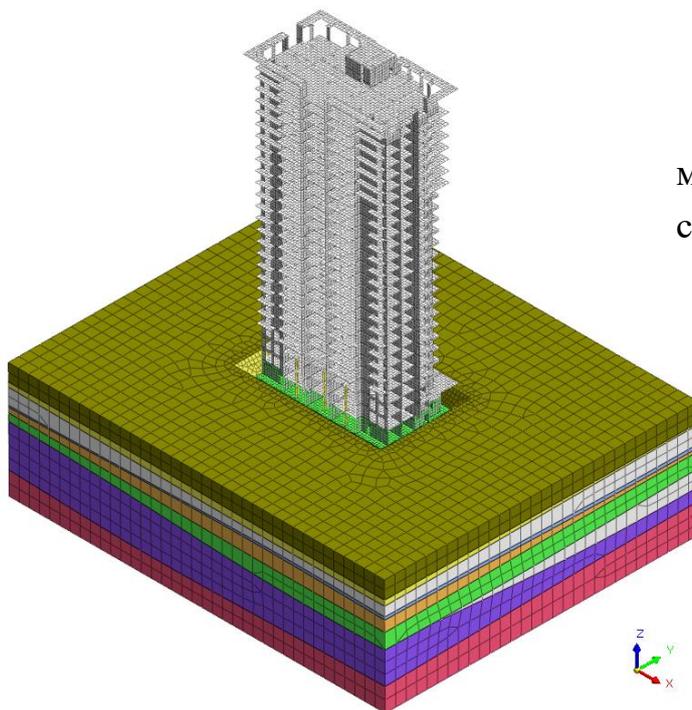


Рисунок 6.3.3 – Расчетная модель многоэтажно здания в сложных грунтовых условиях

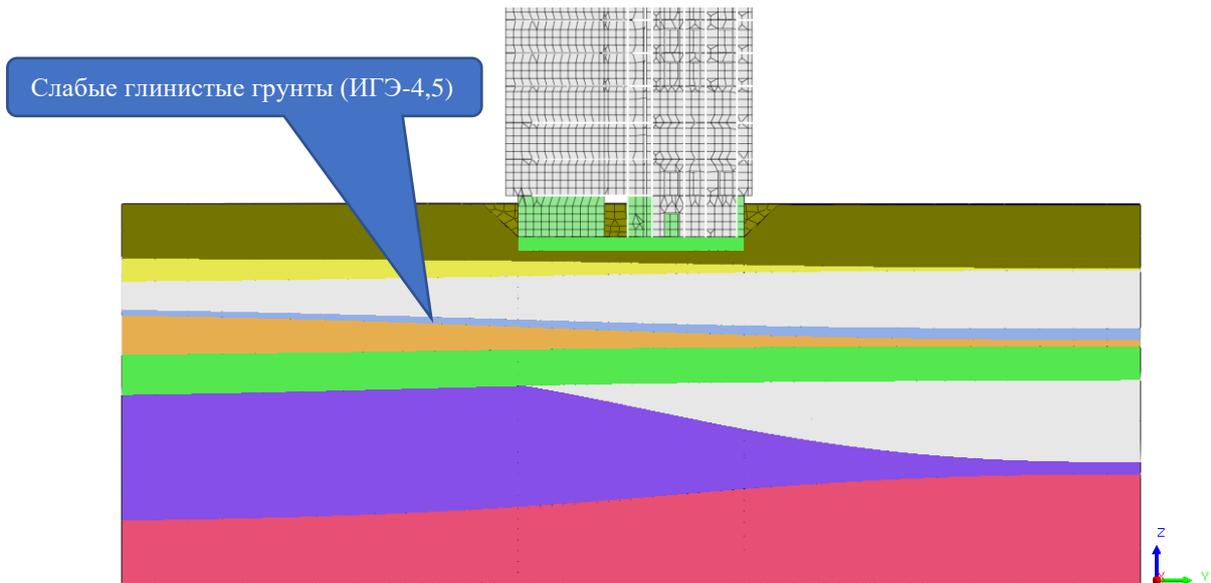


Рисунок 6.3.4 – Совмещение плитного варианта фундамента 24-этажного жилого дома с инженерно-геологическим разрезом

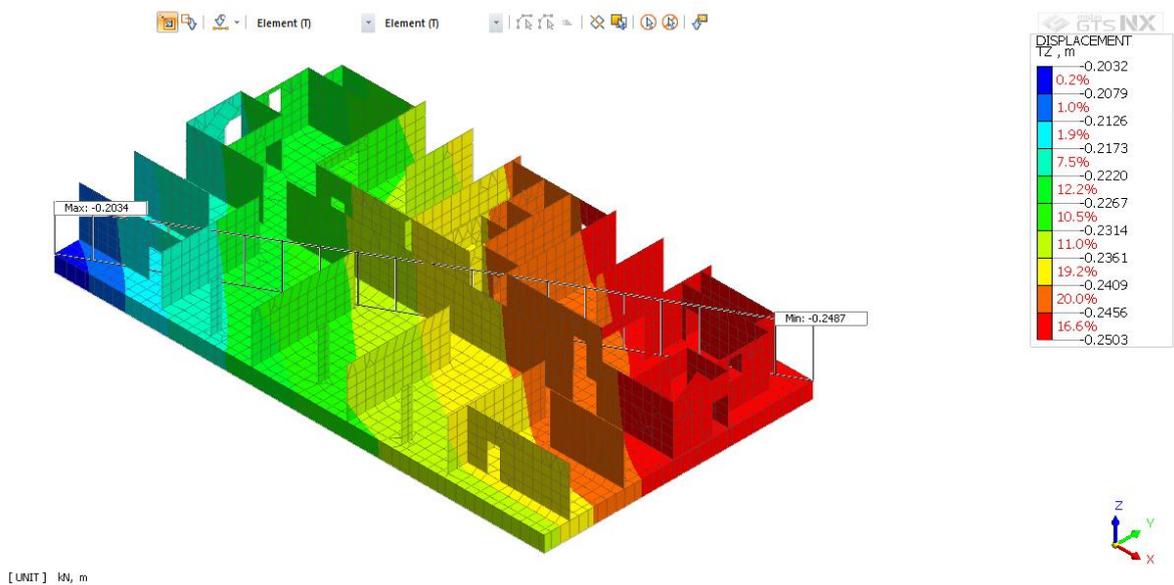


Рисунок 6.3.5 – Вертикальные деформации фундаментной плиты высотного здания и расчетные крены (без учета просадки)

Для оценки корректности назначения глубины сжимаемой толщи при расчете варианта плитного фундамента и влияния этой величины на итоговый результат была проведена проверка выполнения условий  $\sigma_{zp}=0,2\sigma_{zg}$ ,  $\sigma_{zp}=0,5\sigma_{zg}$  (рисунок 6.3.6, 6.3.7). Установлено, что слабые грунты ИГЭ-4, 5 вовлечены в деформируемую зону, и осадки здания при расчетах определены при глубине сжимаемой толщи, соответствующей условию  $\sigma_{zp}=0,2\sigma_{zg}$ .

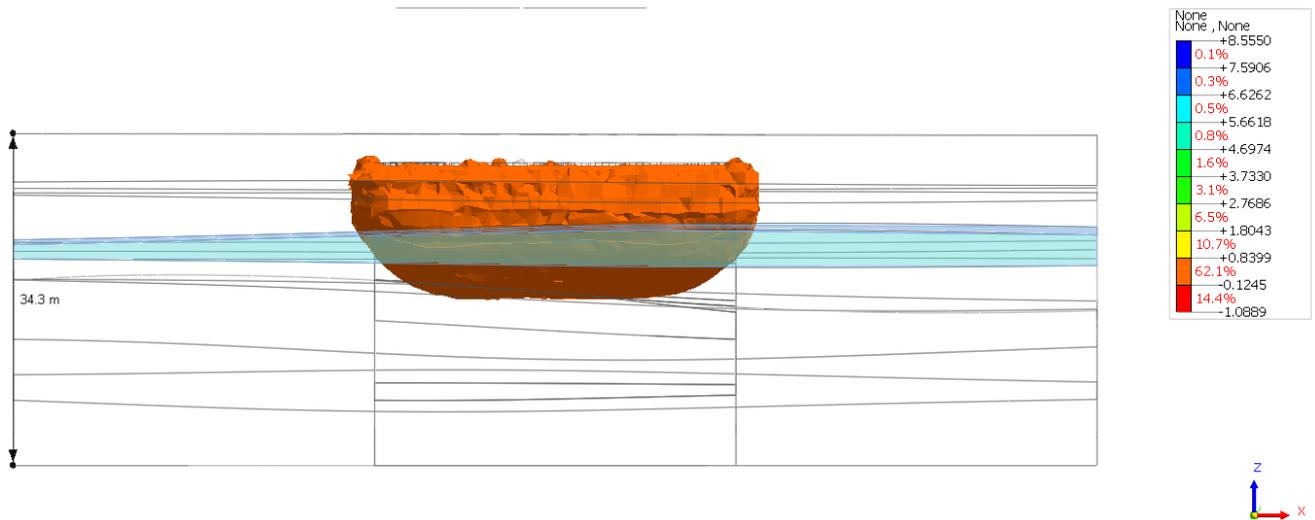


Рисунок 6.3.6 – Графическое изображение сжимаемой зоны при  $0,5\sigma_{zg}$

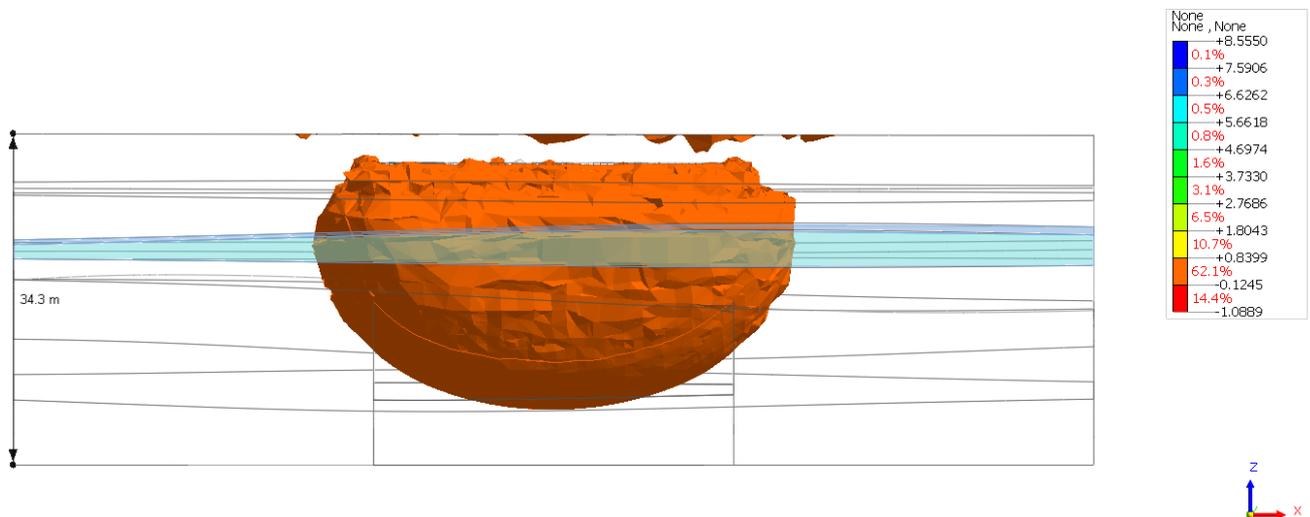


Рисунок 6.3.7 – Графическое изображение сжимаемой зоны при  $0,2\sigma_{zg}$

Расчетная величина глубины сжимаемой толщи находится ниже подошвы фундамента на 28-30 метров. Конечные осадки и крены фундаментной плиты значительно превысили регламентируемые величины, поэтому было принято решение о переходе к варианту свайного фундамента для передачи нагрузок на нижележащие малосжимаемые слои грунта. При этом заделка свай в ростверк предполагалась жесткой (рисунок 6.3.8) при условии проверки и соблюдения допустимых значений вертикальных, горизонтальных усилий и моментов, возникающих в головах свай.

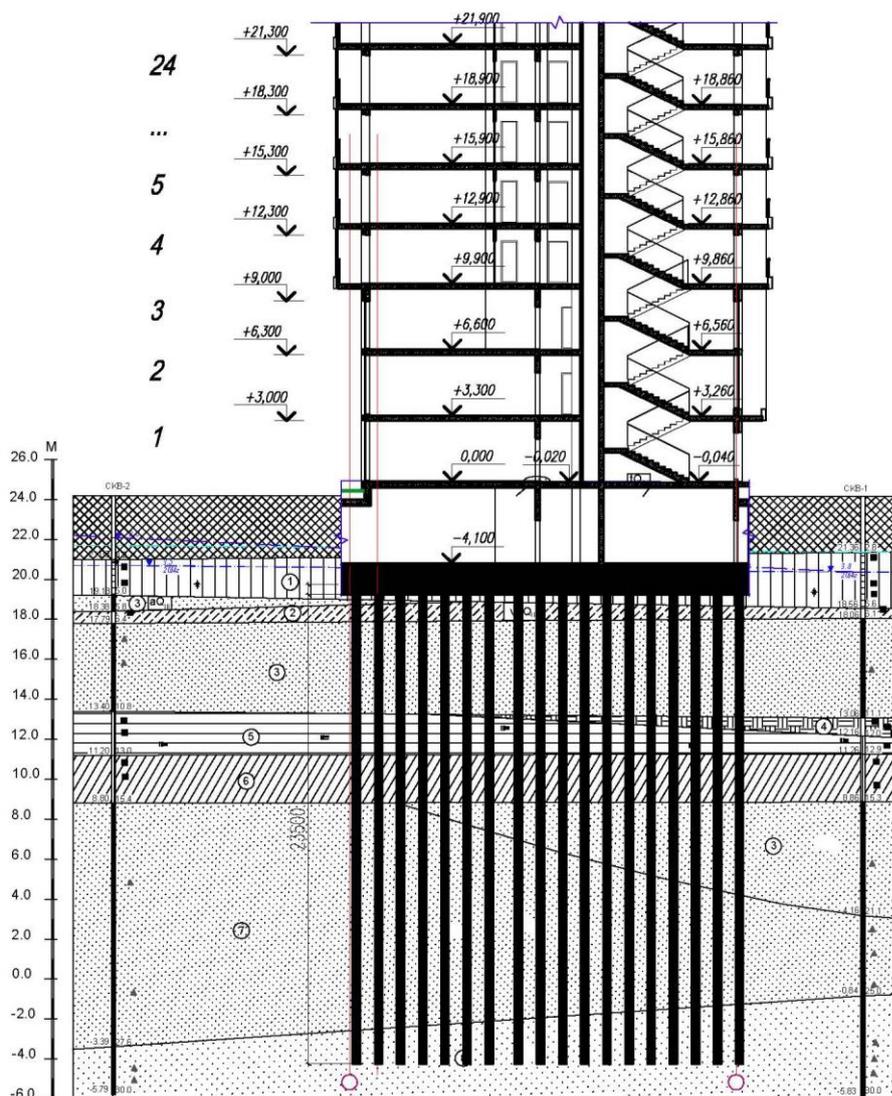


Рисунок 6.3.8 – Свайный вариант фундаментов 24-этажного жилого здания по ул. Монтажников в г. Краснодаре

Разработанное техническое решение свайно-плитного фундамента состояло из буровых свай длиной 23,5 м диаметром 700 мм, исходя из требуемой несущей способности свай при сейсмических воздействиях.

Сваи в плане были расположены по регулярной сетке под пятном здания. Общее количество свай в составе свайно-плитного фундамента составило 180 штук. Несущая способность свай была определена по СП 24.13330.2011 [194] и составила 2275 кН с учетом сейсмического воздействия. Конструктивное решение фундаментной части здания и результаты расчета свайного фундамента с жесткой заделкой свай в плиту приведены на рисунке 6.3.9.

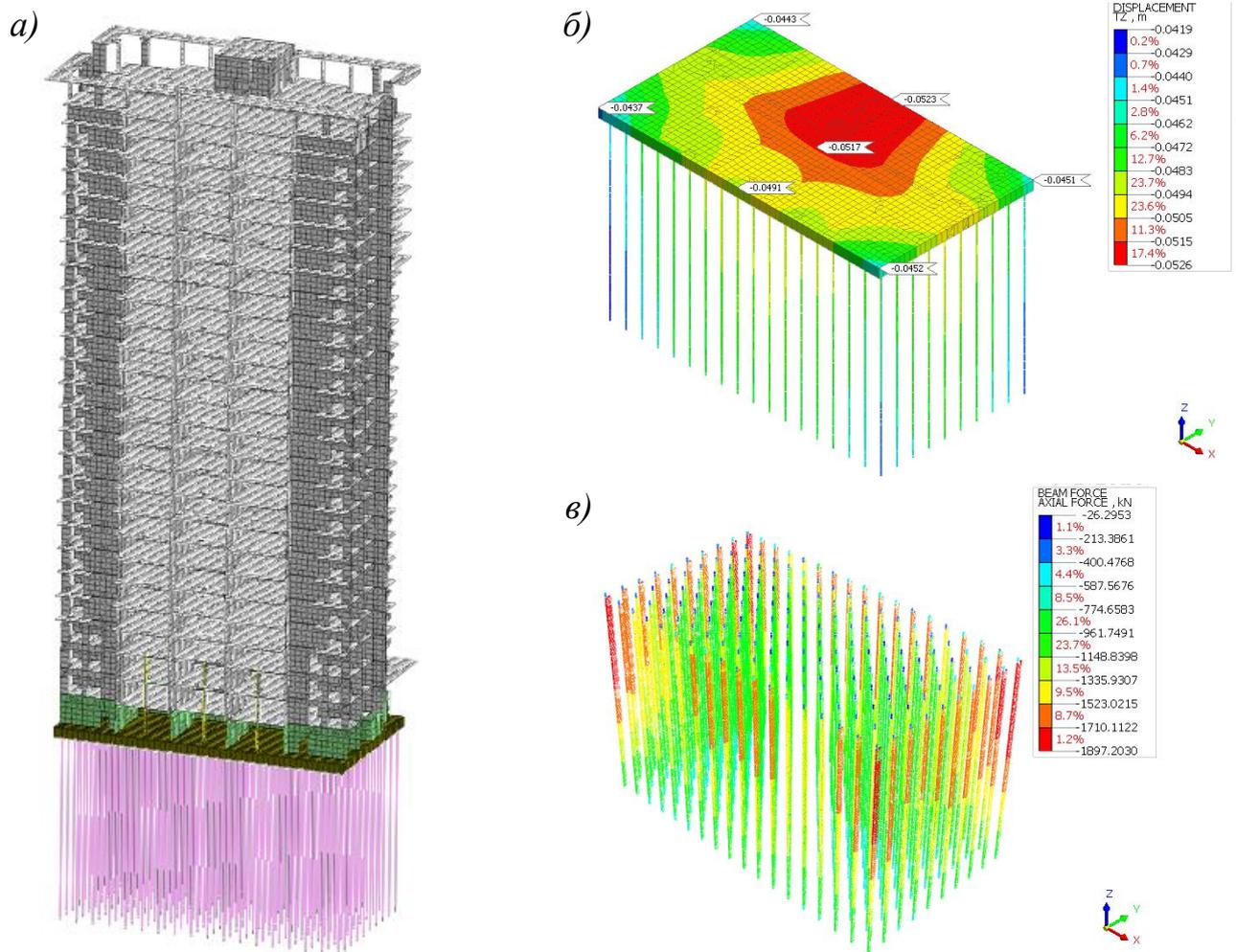


Рисунок 6.3.9 – Результаты моделирования свайно-плитного фундамента:

а) общая расчетная модель; б) осадка свайно-плитного фундамента;

в) вертикальные усилия в сваях

В результате расчетов были получены осадки здания, удовлетворяющие нормативным требованиям ( $S_{max} = 52,6\text{мм}$ ). После обработки значений передающихся на сваи усилий было установлено, что осадка здания снизилась на 80% по сравнению с плитным фундаментом (рисунок 6.3.9б). Однако также было установлено, что при передаче сейсмических воздействий прочность грунта, окружающего сваю, в несколько раз ниже возникающих напряжений на боковой поверхности краевых и угловых свай, что приводило к необходимости увеличения проектного количества свай примерно в два раза и было невыполнимо для ограниченной площади фундаментной плиты и особенностей расположения несущих конструкций.

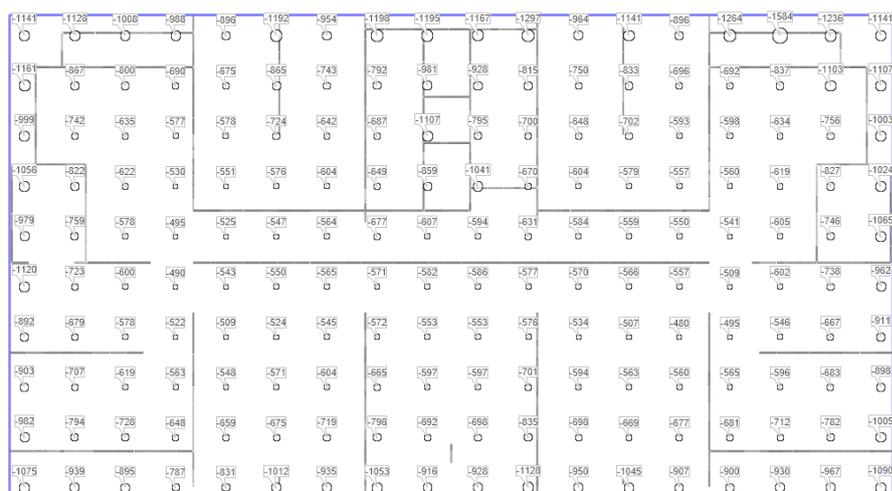


Рисунок 6.3.10 – Схема распределения вертикальных усилий в сваях ( $kH$ ) при варианте свайно-плитного фундамента с жесткой заделкой свай в плиту

Для получения технического решения были использованы проведенные и описанные в Разделе 4 исследования. Итоговый вариант (рисунок 6.3.11), промежуточный распределительный слой, позволил исключить передачу горизонтальных усилий на сваи, а также более полно вовлечь грунтовое основание в восприятие нагрузок от надземного сооружения.

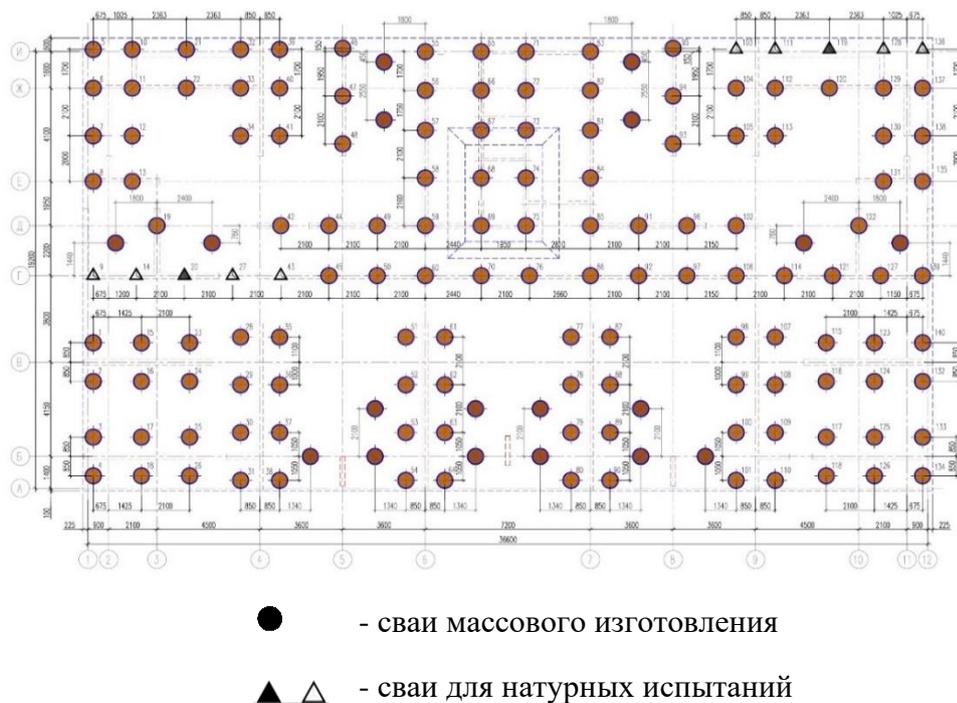


Рисунок 6.3.11 – Схема расположения свай для варианта фундамента предусматривающего введение промежуточного распределительного слоя

Параметры данного решения были назначены на основании выполненных расчетов и включили 158 свай диаметром 700 мм длиной 17,5 м. Несущая способность свай определялась как для свай в несейсмических районах и составила 3200 кН. Между оголовками свай и плитным ростверком был предусмотрен промежуточный слой из малосжимаемого щебенистого материала толщиной 600 мм,  $E_0=50$  МПа,  $C=1$  кПа,  $\varphi=30^\circ$ .

После разработки проектного решения была подготовлена специальная программа испытаний свай, реализация которой дала возможность оценить работу свай в грунте при действии постоянно возрастающей нагрузки с последующей обработкой результатов численными методами и определением интерфейсного взаимодействия свай с грунтом, которое было использовано в расчетах МКЭ.

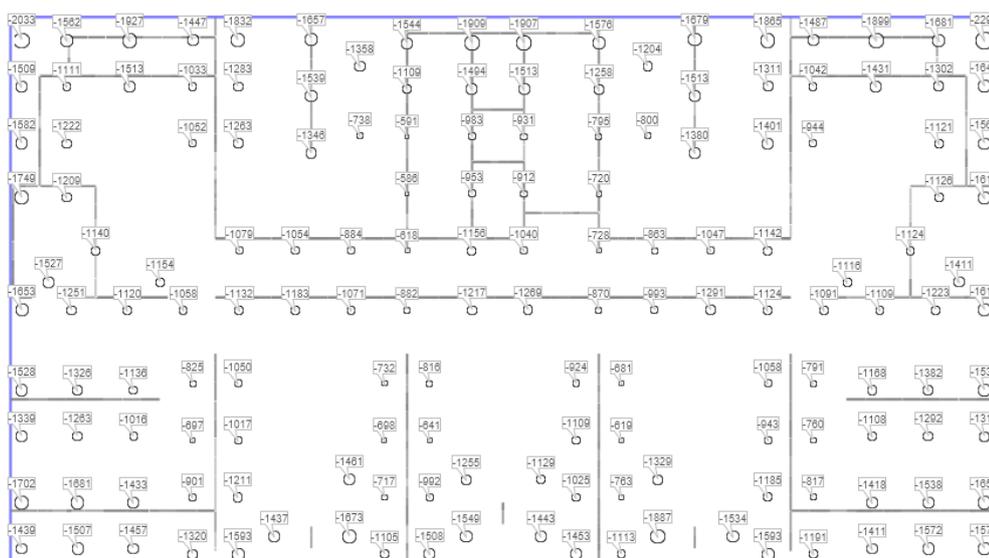


Рисунок 6.3.12 – Схема распределения вертикальных усилий в сваях для варианта фундамента с учетом промежуточного распределительного слоя и жесткости надземного строения

В результате расчетов, проведенных по данному варианту, удалось установить, что прогнозная максимальная осадка здания составила около 74,8 мм (рисунок 6.3.13), что на 70% ниже, чем при использовании плитного варианта на естественном основании.

Доля воспринятой сваями нагрузки составила 63,5%, что свидетельствует о существенном перераспределении нагрузки со свай на плиту (основание),

благодаря введению промежуточного распределительного слоя. Схожее соотношение долей нагрузки, воспринимаемых плитой и сваями, было установлено при использовании разработанного в Разделе 4 метода расчёта промежуточного распределительного слоя из условий равенства сил и равенства работ упругих деформаций свай, ПРС, фундаментной плиты и грунта основания при их совместной работе в процессе нагружения зданием. Такое перераспределение позволило более полно использовать несущую способность плитного ростверка.

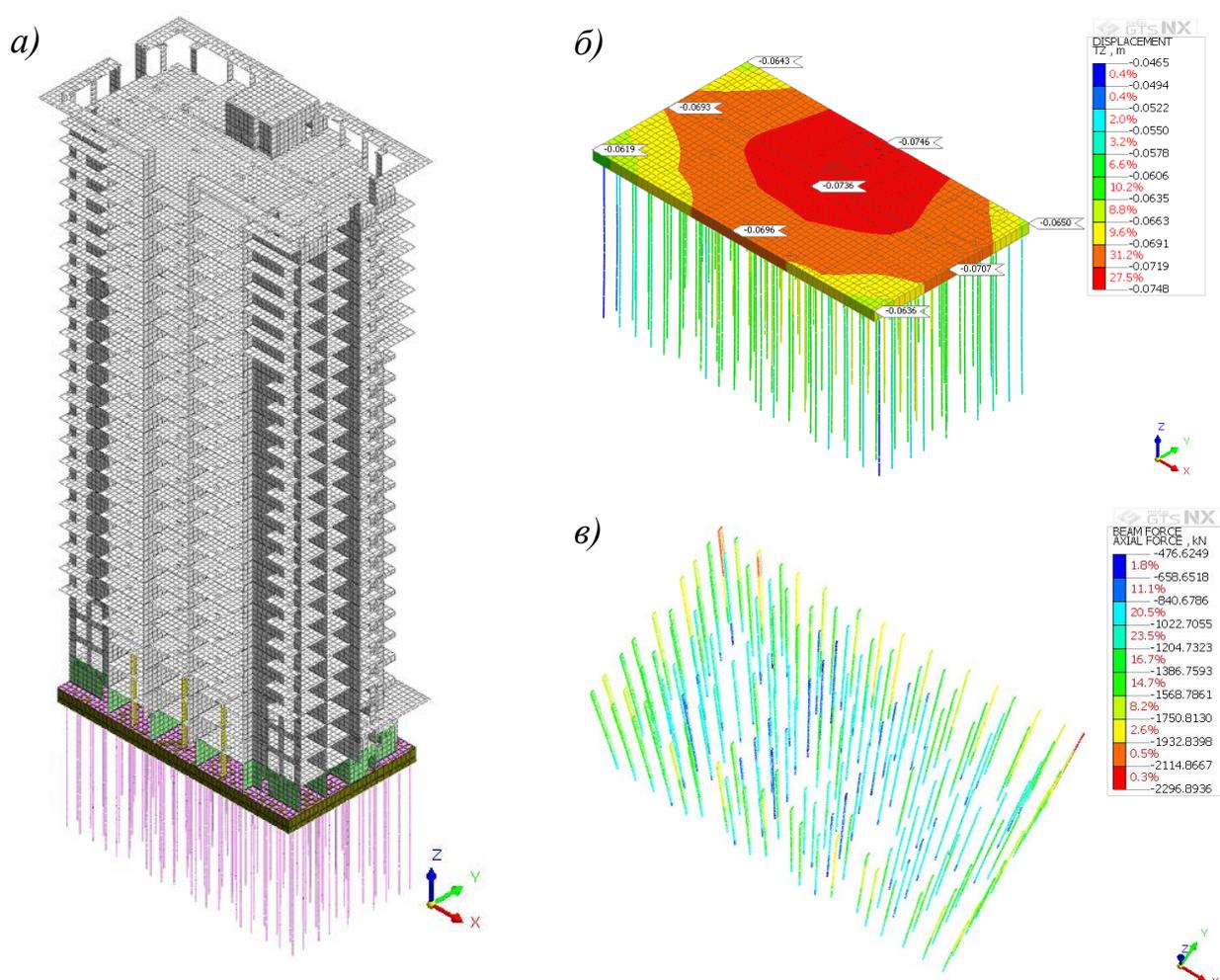


Рисунок 6.3.13 – Результаты моделирования и расчета многоэтажного здания на свайном основании с промежуточным распределительным слоем: а) общий вид свайного фундамента с ПРС; б) осадки плитного фундамента на свайном основании; в) сжимающие усилия в сваях

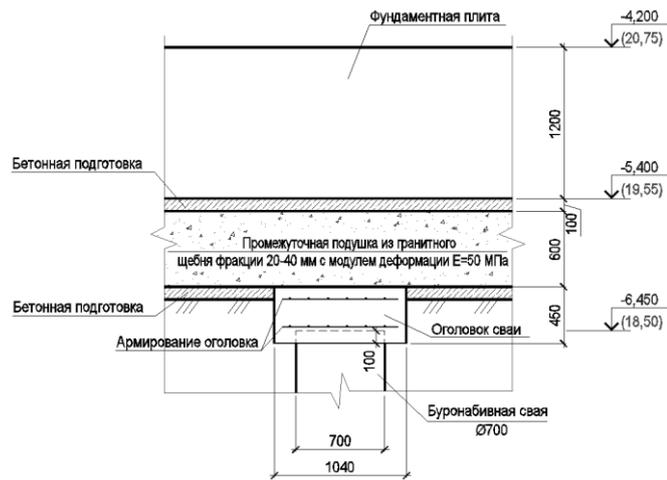


Рисунок 6.3.14 – Техническое решение по сопряжению свайного поля с фундаментной плитой через ПРС

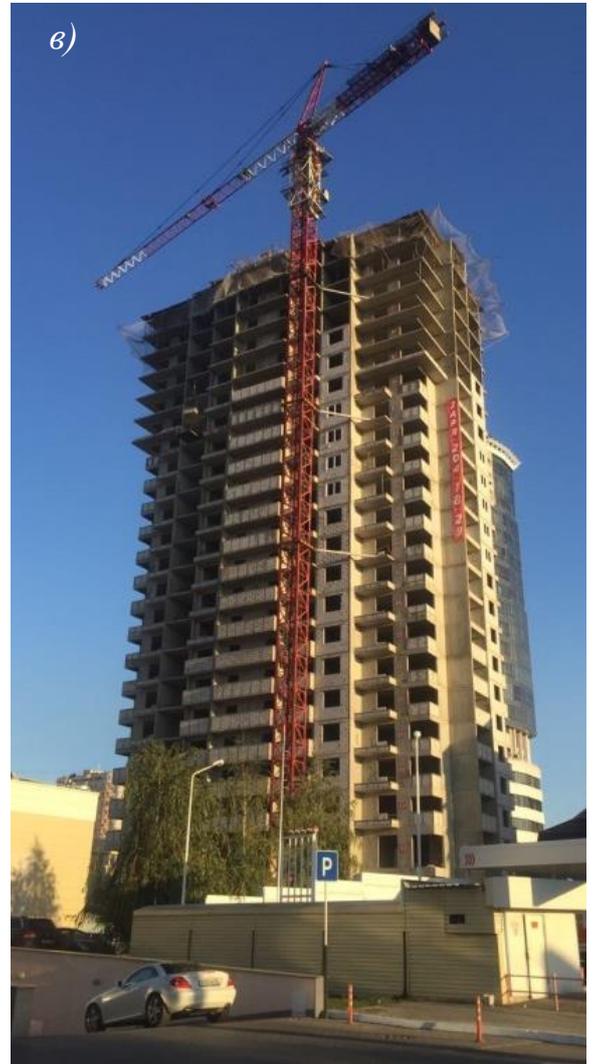


Рисунок 6.3.15 – Этапы строительства объекта: а) выполнение промежуточного распределительного слоя; б) выполнение типового этажа; в) завершение каркаса здания

Реализация технического решения сопровождалась геотехническим мониторингом (рисунок 6.3.16).

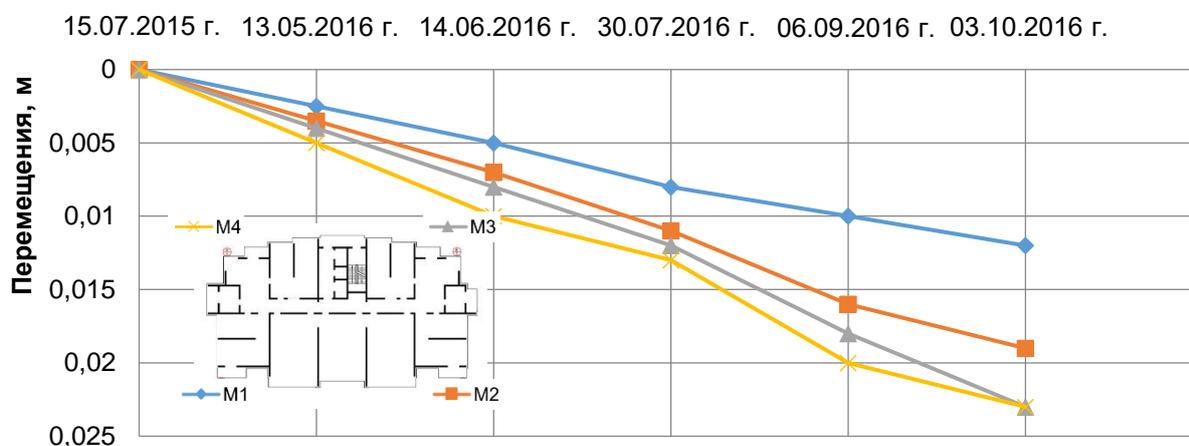


Рисунок 6.3.16 – Результаты геотехнического мониторинга до момента завершения строительства здания

В результате мониторинга на этапе завершения монолитных работ установлена осадка фундамента на 25-30% ниже прогнозного, что было связано с различным значением нормативных нагрузок и фактического веса здания на момент завершения строительства, не включавшего на тот момент полезные нагрузки, конструкции полов и пр.

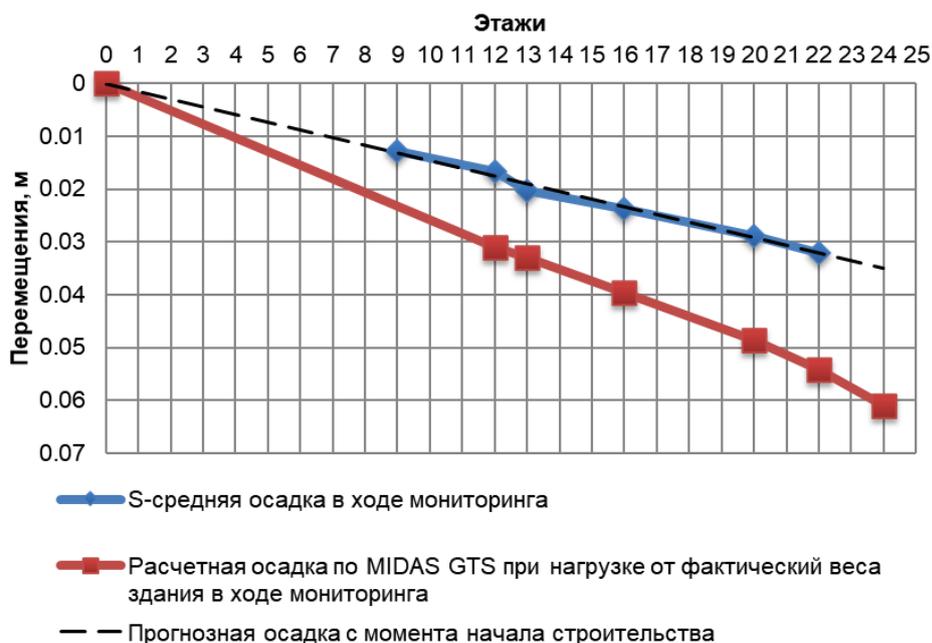


Рисунок 6.3.17 – Сопоставление расчетных и фактических осадок фундамента

### 6.3.2. Комплекс многоэтажных жилых зданий по ул. Гастелло, 27 в г. Сочи

В качестве реализации способа строительства фундаментов с использованием промежуточного распределительного слоя ниже рассмотрен комплекс многоэтажных зданий по ул. Гастелло в г. Сочи (рисунок 6.3.18).



Рисунок 6.3.18 – Комплекс многоэтажных жилых зданий в особых условиях по ул. Гастелло в г. Сочи

При проектировании изначально не предполагалось использование свай в качестве элементов армирования основания. Площадка под строительство была достаточно ровной и в результате первоначальных изысканий не было выявлено значительных по мощности слабых грунтов. Поэтому был предусмотрен свайный фундамент из буронабивных свай длиной 20 м  $\varnothing$  630 мм (рисунок 6.3.19а).

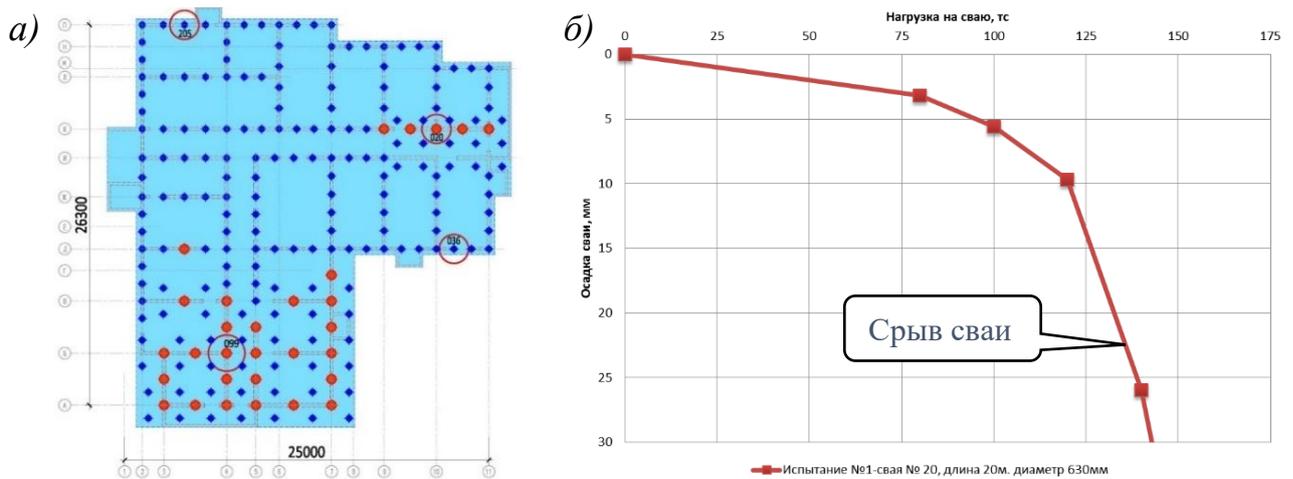


Рисунок 6.3.19 – Предпроектная ситуация на площадке строительства: а) схема с первоначальным расположением опытных свай длиной 20 м  $\varnothing$  630 мм (красные) и новых свай длиной 33-35 м  $\varnothing$  400 мм (синие - вариант с промежуточным распределительным слоем); б) результаты испытаний свай длиной 20 м  $\varnothing$  630 мм

Однако в ходе производства работ и натурных испытаний грунтов сваями было установлено, что фактическая несущая способность свай составила 1200 кН, что было 1,5-2 раза меньше требуемых величин (рисунок 6.3.19б).

По специально разработанной программе были проведены дополнительные инженерно-геологические изыскания для определения причин низкой несущей способности свай. В результате обработки результатов изысканий было установлено, что в пределах площадки сильно меняется отметка заложения кровли нижележащих твердых суглинков (рисунок 6.3.20), а толщина верхних слабых слоев местами достигает 30 м, что и приводит к низкой несущей способности свай.

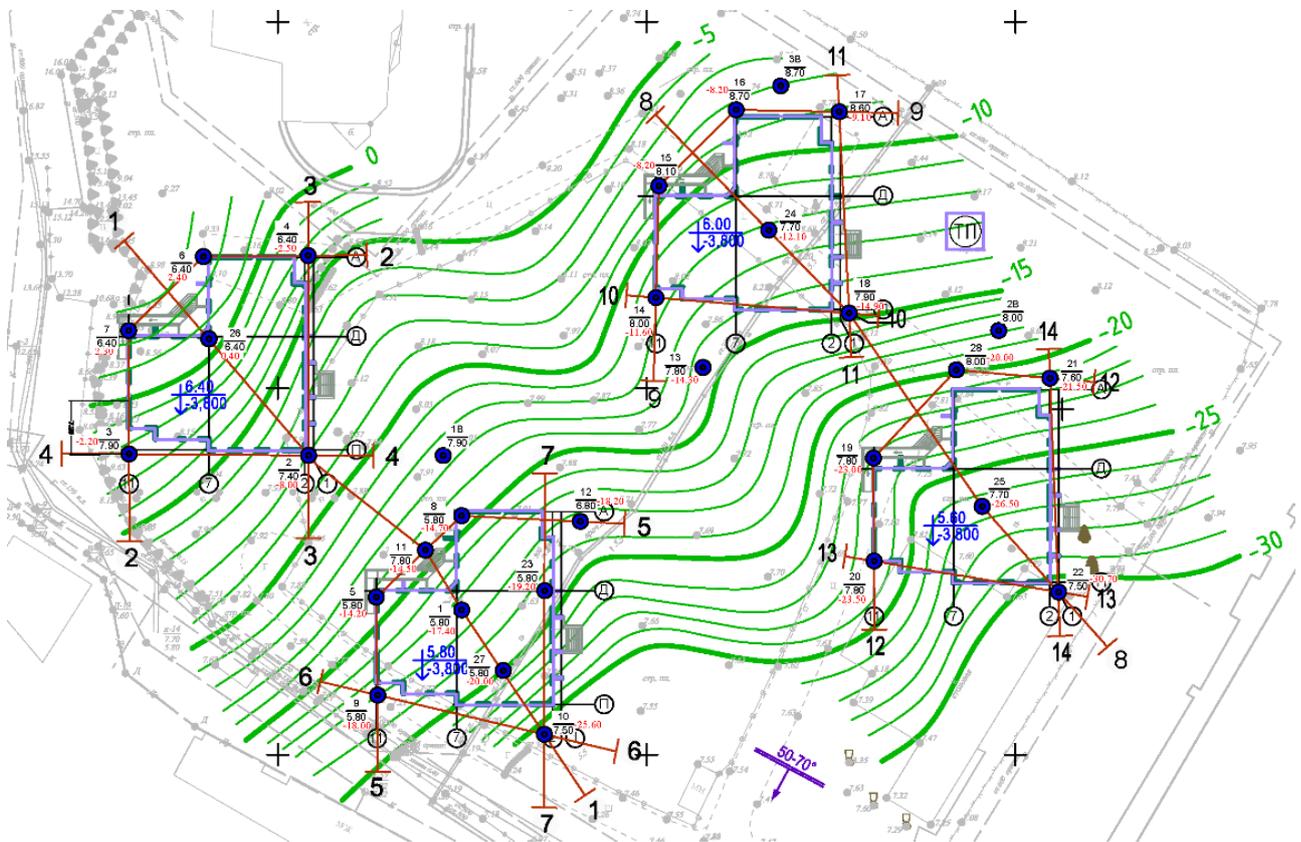


Рисунок 6.3.20 – Карта отметок кровли подстилающих твердых суглинков

По результатам уточненных инженерно-геологических изысканий грунтовый массив в пределах строительной площадки оказался сложен суглинистыми грунтами с включениями органики, участками сильно опесчанеными с модулем деформации 4,2-11,7 МПа, залегающими до глубины 30-35 м. Ниже залегают суглинки твердые, слоистые с модулем деформации 22-34 МПа (рисунок 6.3.21). Физико-механические свойства грунтов и условные обозначения в таблице 6.3.2.

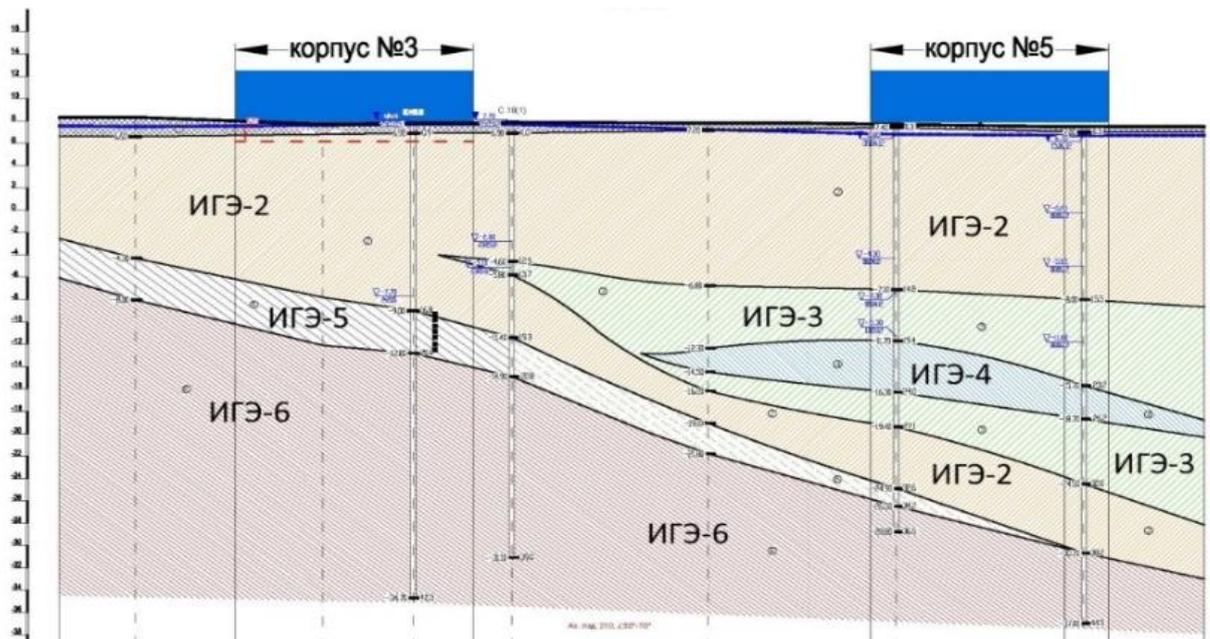


Рисунок 6.3.21 – Инженерно-геологическое строение площадки после проведения дополнительных изысканий

Таблица 6.3.2 – Основные характеристики грунтов площадки строительства

Условные обозначения	Инженерно-геологические элементы	Модуль деформации грунта E, МПа	Удельное сцепление C, кПа	Угол внут. трения, град
①	ИГЭ 1. Насыпной неслежавшийся техногенный грунт	-	-	-
②	ИГЭ 2. Суглинок тугопластичный	11,7	6,2	1,2
③	ИГЭ 3. Суглинок текучепластичный	7,2	1,4	11,1
④	ИГЭ 4. Суглинок с примесями органики	4,2	2	8,1
⑤	ИГЭ 5. Суглинок твердый, слоистый	18,0	20,6	20,9
⑥	ИГЭ 6. Суглинок твердый, слоистый, с песчаной присыпкой	29,3	31,0	22,6

В таких условиях было принято решение об изменении длины свай до 35 м и уменьшении их диаметра на 400 мм. Выбор в том числе был продиктован технологическими возможностями буровой установки и ограничением максимального крутящего момента шнека. Суммарное количество свай по условиям прочности ствола не позволяло выдержать горизонтальные усилия от расчетного сейсмического воздействия в местах заделки свай в тело фундаментной плиты, при этом в ограниченной площади фундаментной плиты не было возможно

увеличить количество свай до требуемого значения с соблюдением минимально допустимого шага между сваями. Кроме того, в несколько раз превышалось расчетное сопротивление грунта на боковой поверхности сваи при передаче горизонтальной расчетной нагрузки.

При такой развитой неравномерности геологического строения мощность слабых слоев в основании соседних секций варьирует от 10 до 28 метров (рисунок 6.3.22), что определило необходимость индивидуального рассмотрения типа фундаментов для каждой отдельной секции.

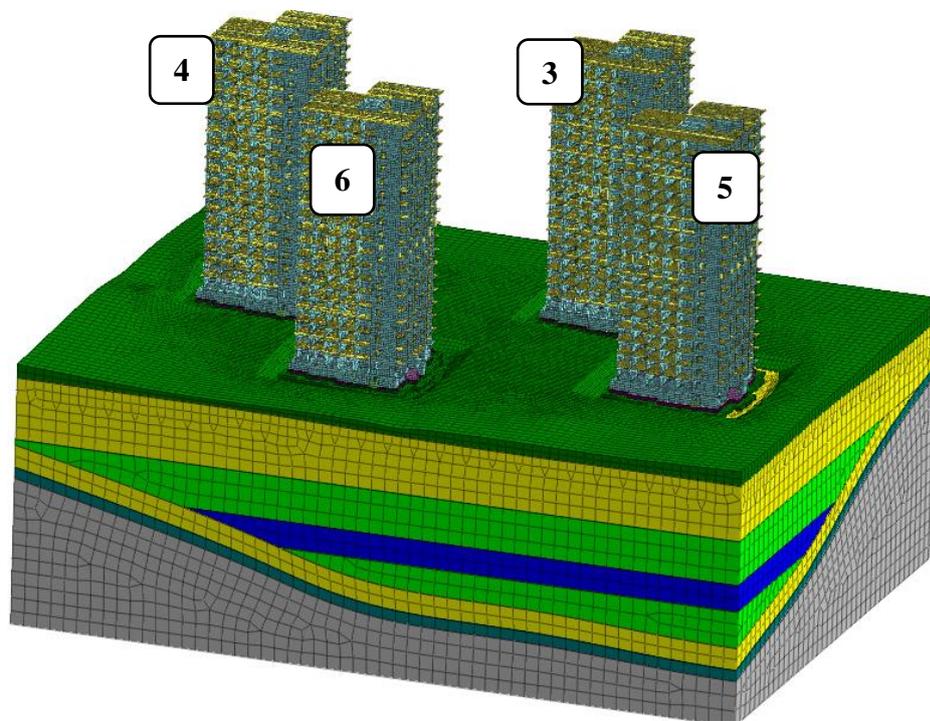


Рисунок 6.3.22 – Расчетная схема комплекса многоэтажных жилых зданий жилых зданий в особо сложных инженерно-геологических условиях в ПК «Midas FEA NX»

Предварительно были проведены натурные испытания свай, которые подтвердили их требуемую несущую способность в данных грунтах. Сваи испытаны статической вдавливающей нагрузкой. Расчетная допускаемое усилие по разработанному проекту не должно было превысить 1600 кН, в процессе испытаний была установлена несущая способность  $F_d = 2500$  кН. График зависимости осадки от нагрузки представлен на рисунке 6.3.23.

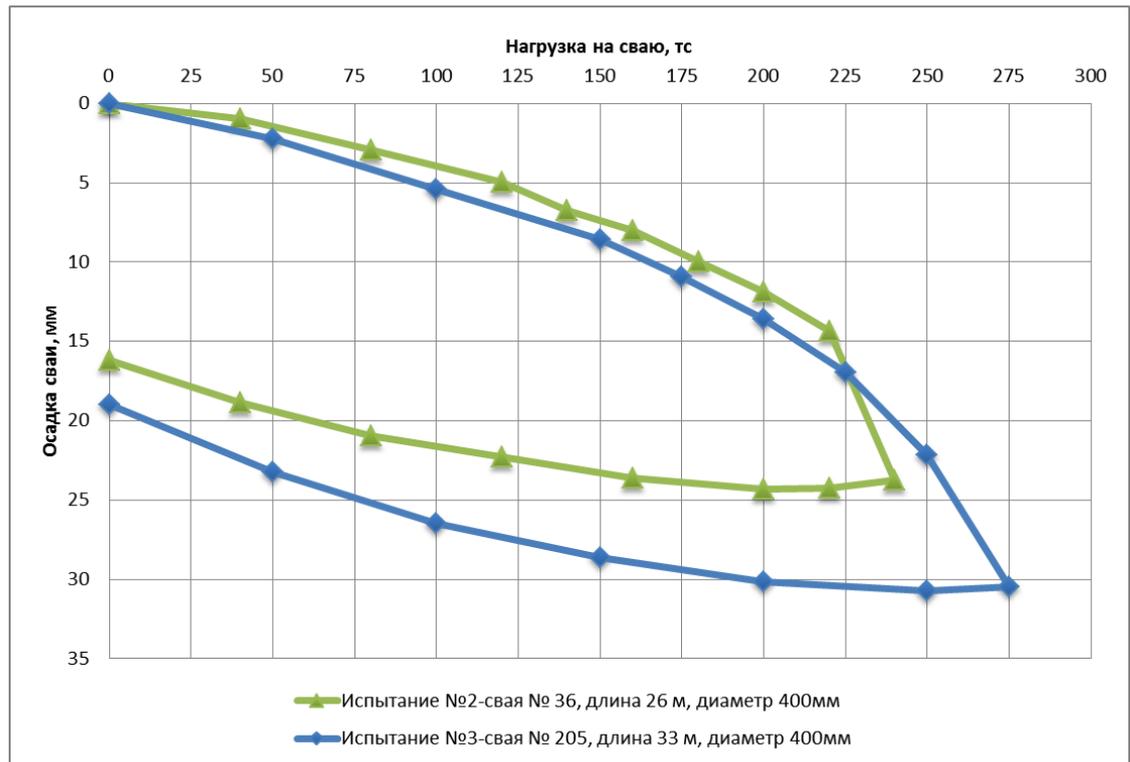


Рисунок 6.3.23 – График «осадка - нагрузка», построенный по результатам испытания грунтов вертикальными вдавливающими нагрузками на сваи длиной 26 м и 33 м, диаметром 400 мм

Расчетная схема свайного основания с введенным промежуточным распределительным слоем приведена на рисунке 6.3.24.

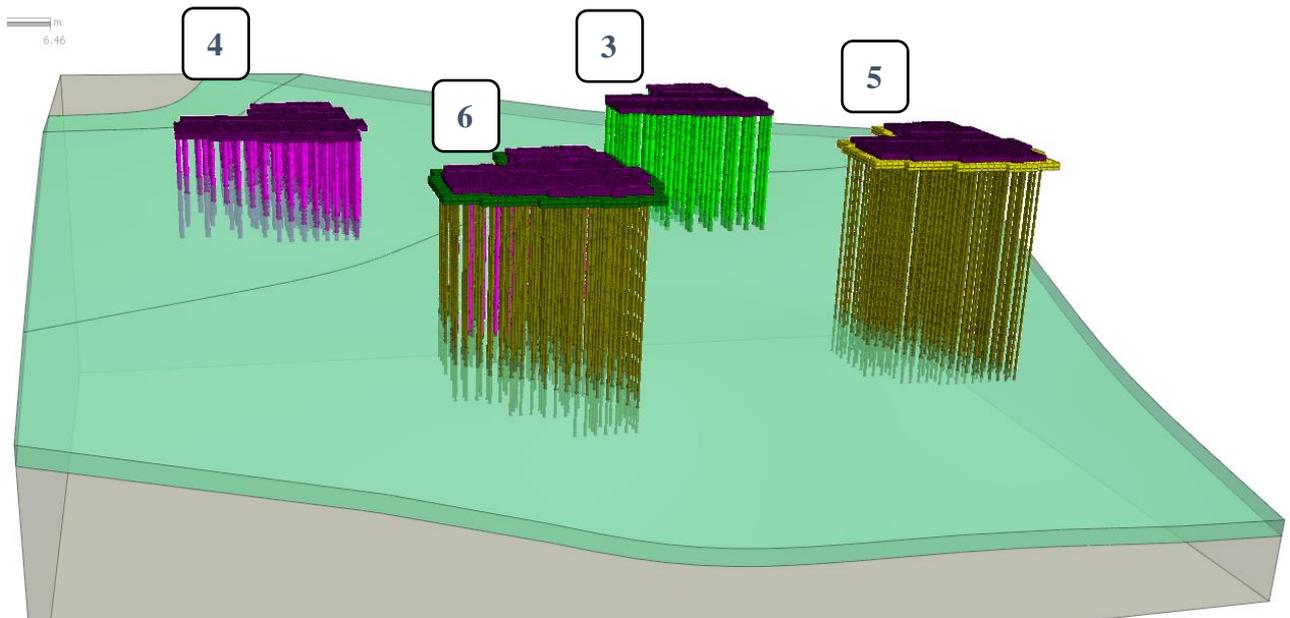


Рисунок 6.3.24 – Расчетная схема свайного основания с введенным промежуточным распределительным слоем (над схемами фундаментов приведены номера Литеров по генплану)

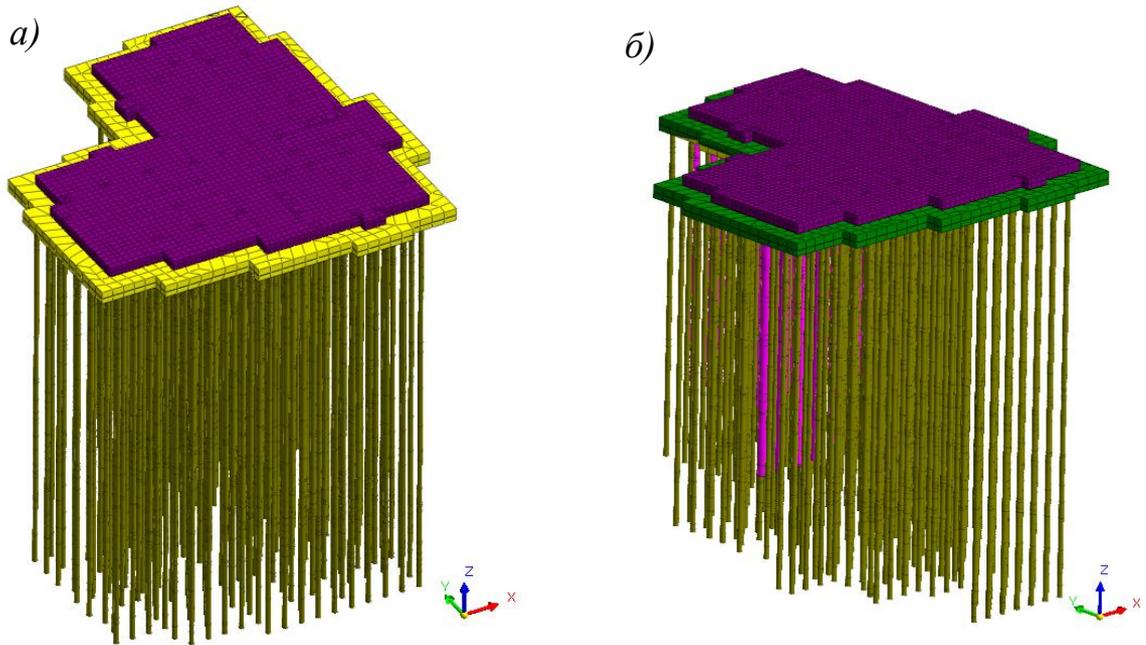


Рисунок 6.3.25 – Расчетные схемы фундаментов с включением фундаментной плиты, промежуточного распределительного слоя и элементов армирования основания: а) для секции 5; б) для секции 6

В результате выполнения поэтапного расчета с учетом стадийности возведения зданий и армированного основания были получены результаты по конечным осадкам и вертикальным усилиям в элементах фундамента (рисунок 6.3.25).

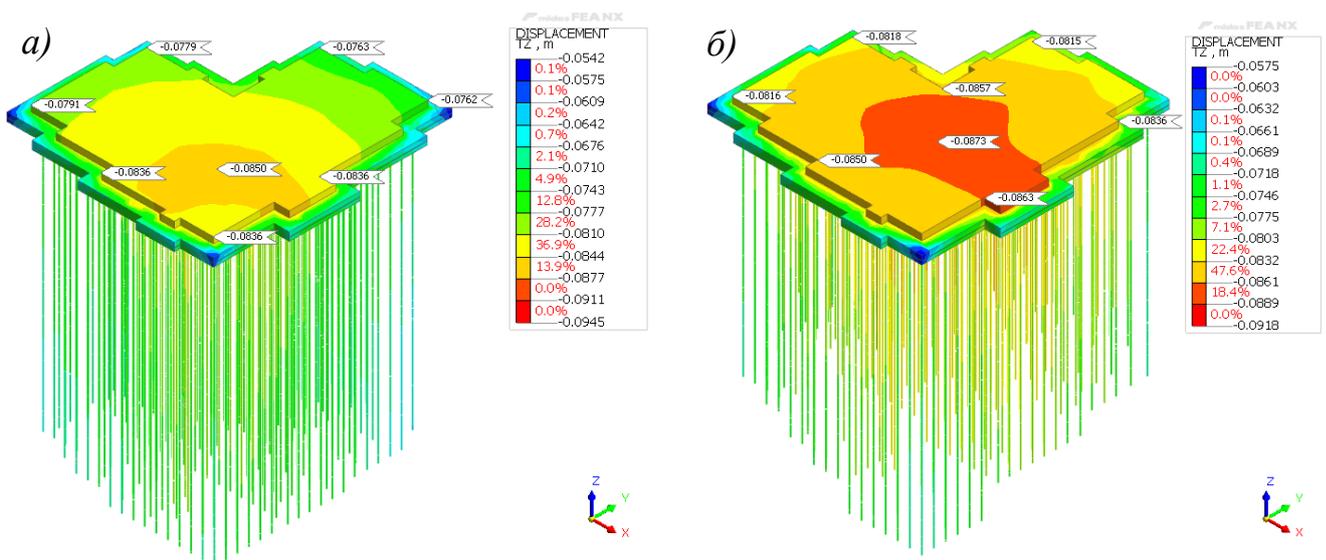


Рисунок 6.3.26 – Расчетные вертикальные перемещения фундаментов с введенным промежуточным распределительным слоем: а) для секции 5; б) для секции 6

Полученные результаты фактической деформируемости позволили провести численное моделирование их работы с уточнением параметров интерфейсного взаимодействия с окружающим грунтом для принятия окончательных проектных решений по фундаментам рассматриваемых секций. В процессе строительства фундаментов и надземных конструкций осуществлялся геотехнический мониторинг, который подтвердил корректность принятых технических решений.

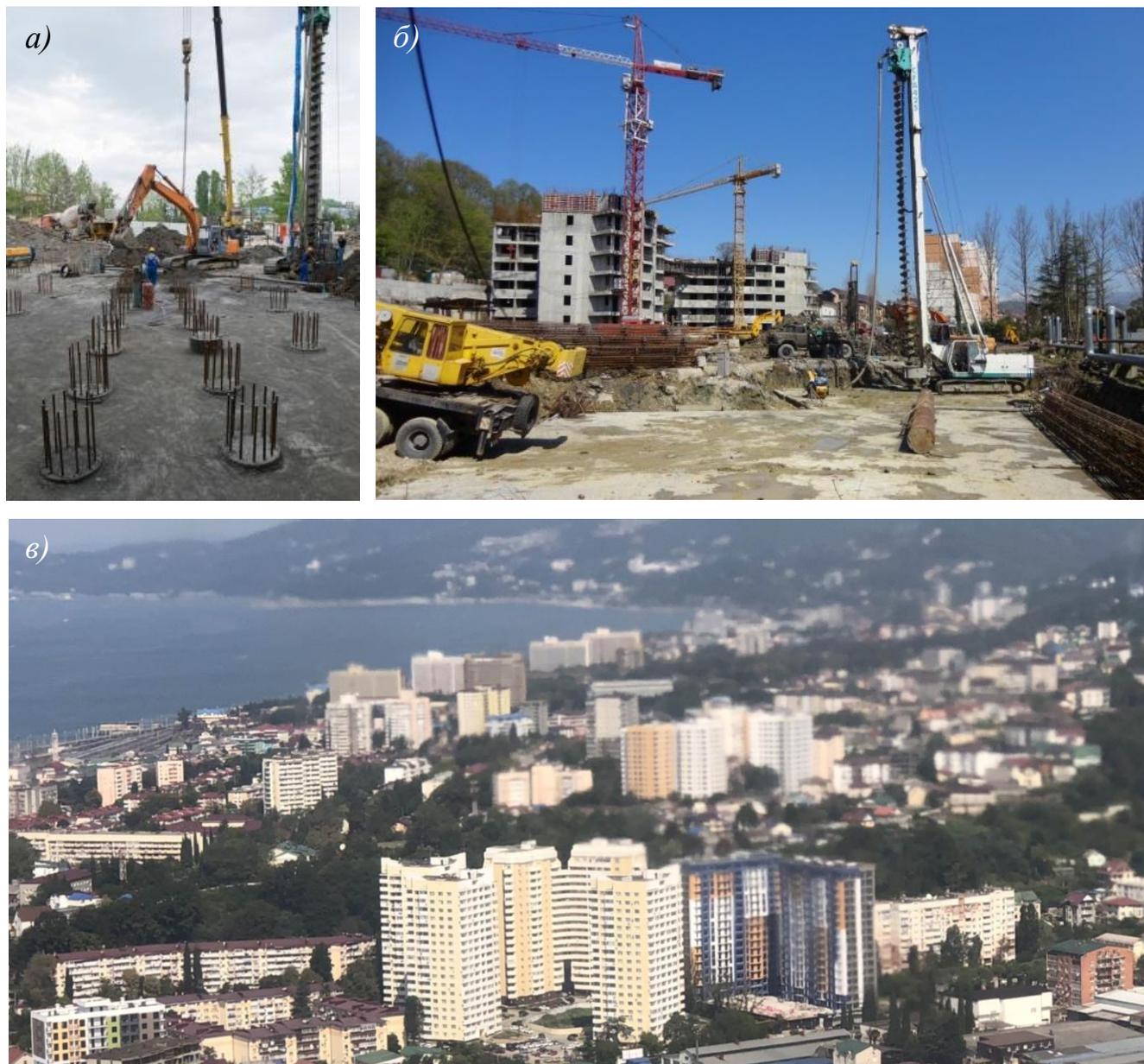


Рисунок 6.3.27 – Этапы строительства комплекса многоэтажных жилых зданий в сложных грунтовых условиях по ул. Гастелло в г. Сочи:  
а, б) выполнение свайного основания с промежуточным распределительным слоем; в) завершённое строительство

Выполнение свайного основания с промежуточным распределительным слоем позволило снизить осадки многоэтажных зданий практически в 4 раза по сравнению с плитным фундаментом и привести их к допустимым значениям, при этом разность осадок во всех точках фундаментных плит рассматриваемых зданий не превысила 5 мм, что подтверждает высокую несущую и распределительную способность таких оснований.

Использованная методика позволила разработать эффективные и экономичные решения фундаментов многоэтажных зданий на неравномерно сжимаемых грунтах. При сравнении вертикальных деформаций свайного фундамента и варианта с промежуточным распределительным слоем установлено, что за счет введения *ППС* расчетной высоты удалось достичь более равномерных осадок, что также подтверждается натурными наблюдениями в ходе строительства. В результате применения промежуточного распределительного слоя толщиной 600 мм между оголовками свай и фундаментной плитой минимизировано влияние сейсмических воздействий.

#### **6.4. Метод регулирования неравномерных осадок фундаментов путем повышения их пространственной жесткости (Метод 3)**

Проведенные в Разделе 5 исследования показывают путь создания эффективных конструкций и позволяют развить метод регулирования неравномерных осадок фундаментов путем повышения их пространственной жесткости.

Чтобы выровнять осадки сооружения, возводимого на основании с неравномерной сжимаемостью грунтов, необходимы жесткие фундаменты. Тонкие плиты изгибаются, следуя за осадками, а толстые имеют большой собственный вес. В некоторых случаях даже наличие свайного поля в сочетании с промежуточным распределительным слоем не дает возможность добиться равномерных осадок (п. 5.4), тогда решение может быть найдено за счет повышения пространственной жесткости фундамента, взаимодействующего со свайным полем.

Ниже приведен практический пример реализации метода.

***Высотное жилое здание «Millenium tower» по ул. Гагринская  
в Хостинском районе г. Сочи***

Особая сложность проектирования многоэтажного здания высотой около 90 метров от поверхности планировки (рисунок 6.4.1) связана с 9-ти балльной расчетной сейсмичностью площадки строительства, большими значениями горизонтальных нагрузок, действием пульсационной составляющей ветровой нагрузки, неравномерным напластованием грунтов.



Рисунок 6.4.1 – Общий вид высотного жилого здания в особых условиях по ул. Гагринской в г. Сочи

Основание сложено грунтами с выклиниванием в верхней части разреза отдельных инженерно-геологических элементов с сильно набухающими свойствами, а также меняющейся толщиной под пятном здания (рисунок 6.4.2). Это не позволило применить в качестве фундаментов плиту на естественном основании. Фундаменты были решены с применением буровых свай  $d = 630$  мм длиной 15 м, заведенных в нижележащие слои на расчетную глубину.

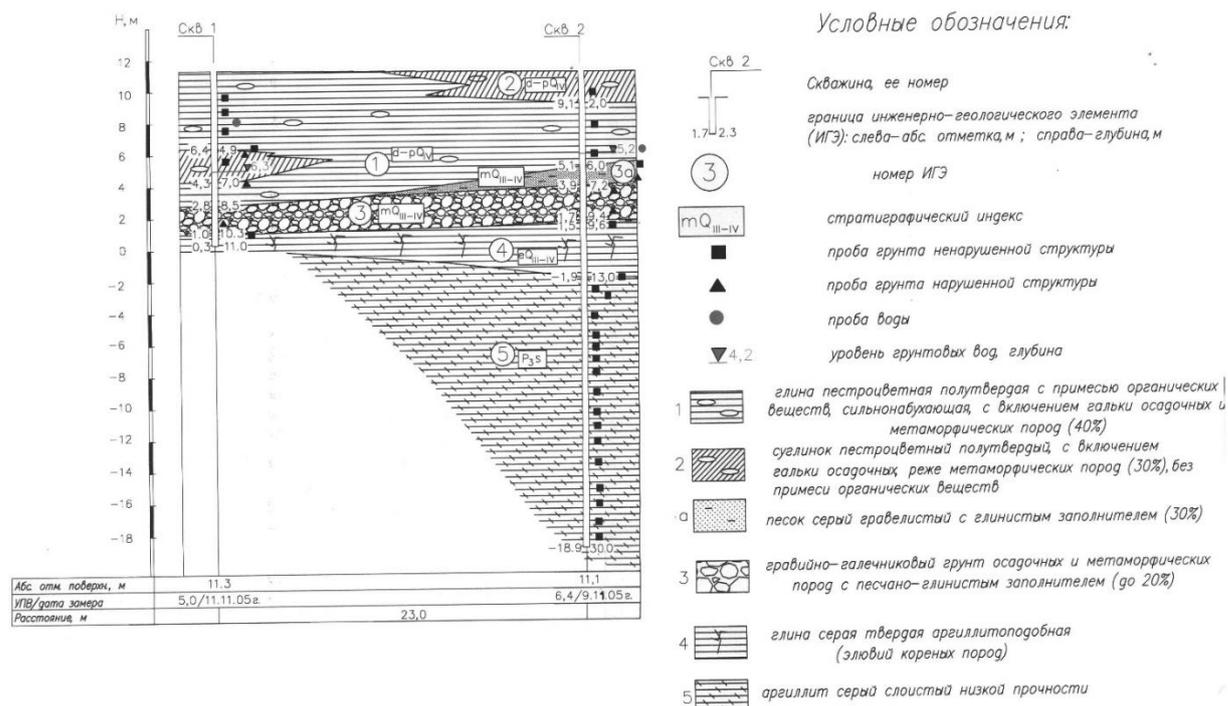


Рисунок 6.4.2 – Инженерно-геологические условия площадки строительства

Развитие в плане пятно фундамента высотного здания приводило к риску проявления неравномерных усилий и деформаций в случае знакопеременных сейсмических и ветровых воздействий, значительно перегружая сваи крайних рядов. Задача по снижению усилий в периметральных и угловых сваях была решена за счет увеличения пространственной жесткости и распределительной способности цокольной части здания.

Этого удалось добиться благодаря формированию жесткого ребристого ростверка, а также выполнения нижних этажей здания в виде замкнутого коробчатого сечения с соосным расположением диафрагм жесткости и ребер нижерасположенного ростверка. Шаг, толщина и количество ребер и диафрагм были определены в соответствии с исследованиями, проведенными в Разделе 5 диссертационной работы.

При обосновании технических решений фундаментов использованы предоставленные материалы исследований [291] по оценке сейсмической опасности площадки строительства, в результате которых рассчитаны характеристики колебаний на поверхности скалы и грунта при трех сценарных землетрясениях с магнитудами  $M = 5,5-7,0$  (рисунок 6.4.3).

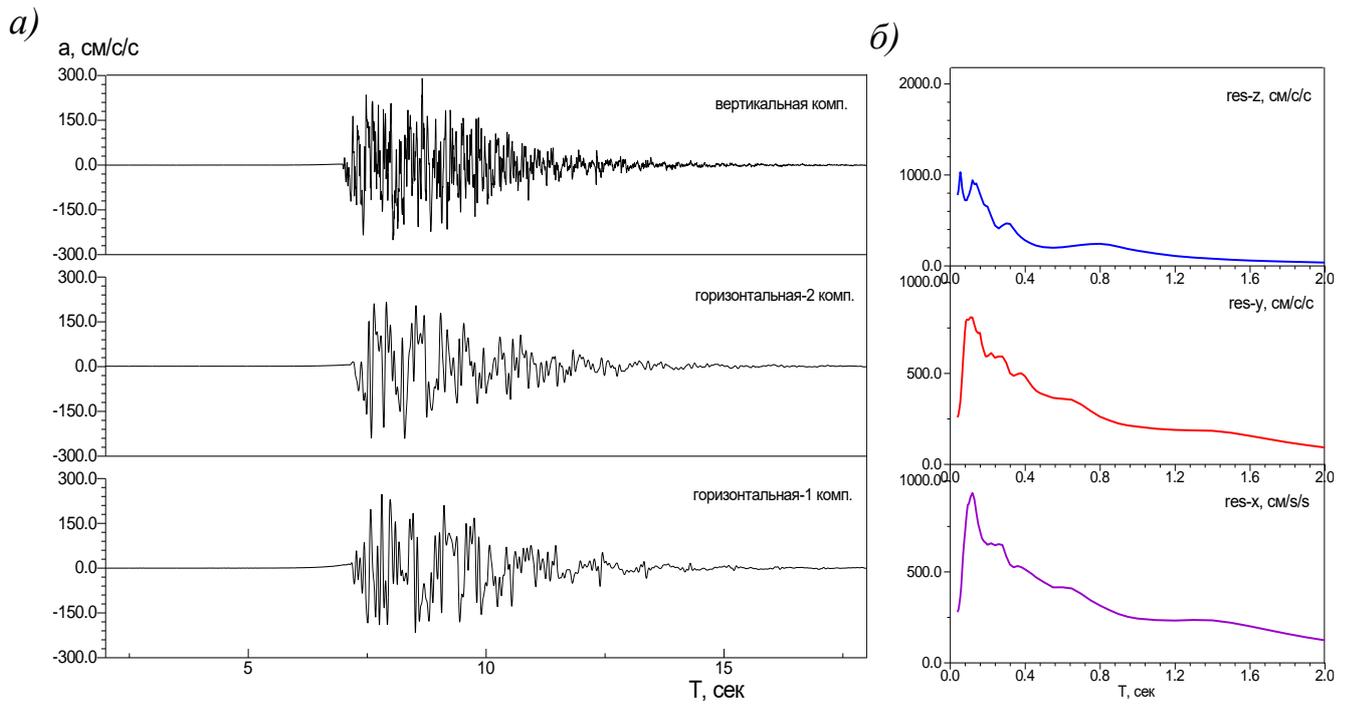


Рисунок 6.4.3 – Параметры учтенного сейсмического воздействия:

*a)* примеры ускорений на трех компонентах при землетрясении Z3;

*б)* спектры реакции (5% затухание) на трех компонентах при землетрясении Z3

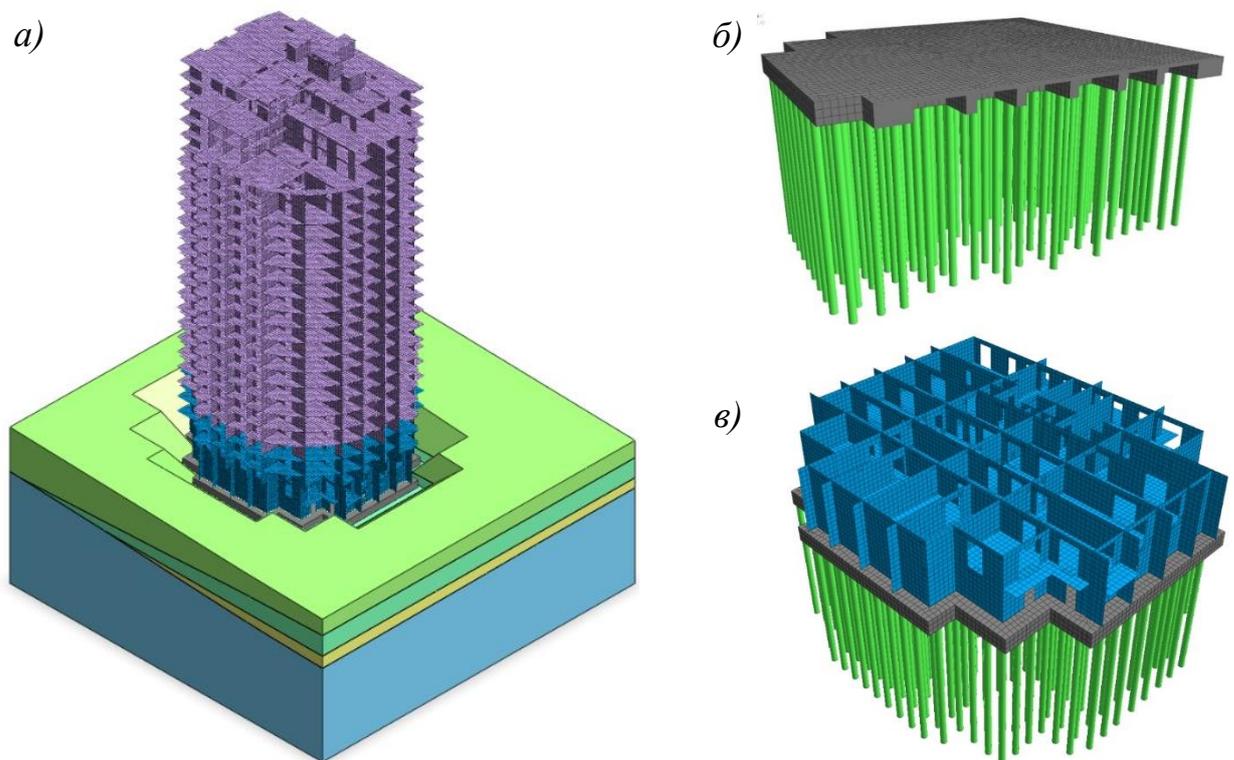


Рисунок 6.4.4 – Расчетная схема высотного здания в особых условиях г. Сочи:

*a)* надземное строение совместно с основанием;

*б)* сечение ребристого ростверка; *в)* цокольный этаж замкнутого коробчатого сечения с продольными и поперечными диафрагмами жесткости



Рисунок 6.4.5 – Этапы строительства многоэтажного жилого здания с ребристым фундаментом в особых условиях по ул. Гагринская в г. Сочи: *а)* бурение свай; *б)* армирование ребер и плиты ростверка; *в)* бетонирование ребер ростверка; *г)* выполнение нижних этажей замкнутого коробчатого сечения с продольными и поперечными диафрагмами жесткости; *д)* возведение надземных конструкций; *е)* завершение строительства

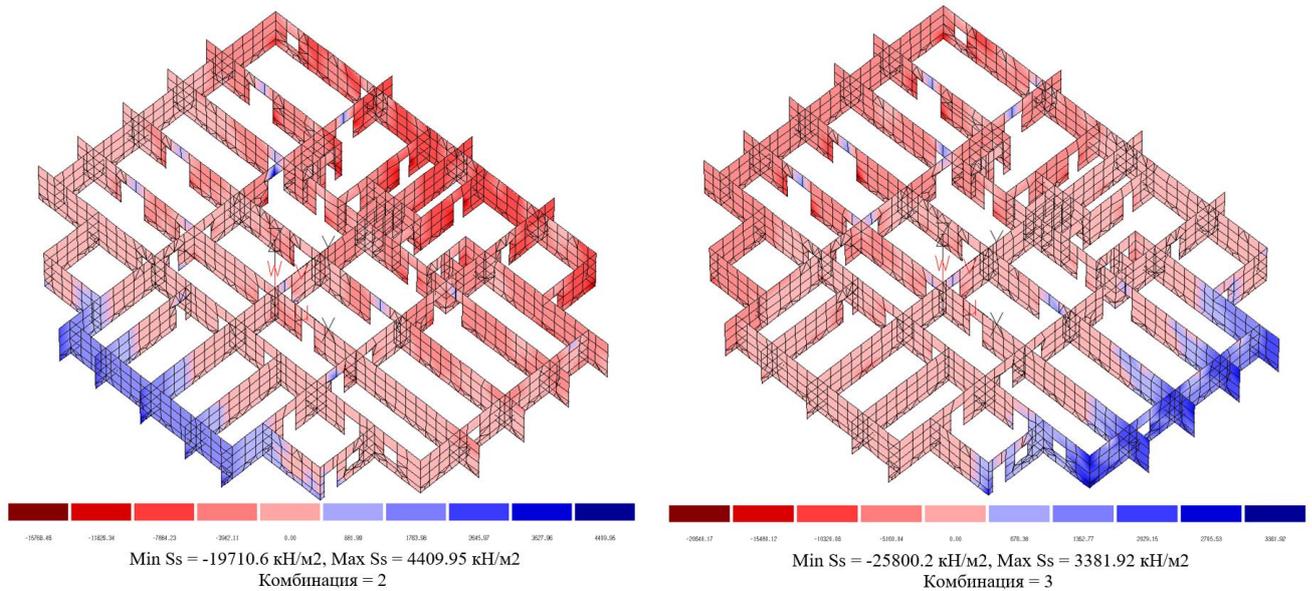


Рисунок 6.4.6 – Сжимающие усилия в продольных и поперечных диафрагмах жесткости цокольного этажа при различных направлениях сейсмического воздействия: а) при поперечном воздействии; б) при продольном воздействии

Результаты сравнения массивных плитных фундаментов с системами перекрестных ребер, объединенных сверху тонкими плитами, показывают, что удельная жесткость предлагаемых фундаментов в несколько раз (до 4 раз) выше плитных вариантов [242]. Таким образом, если удастся предусмотреть расстановку ребер жесткости с максимально возможной глубиной по осям расположения колонн или стен, можно добиться высокой эффективности использования материала при строительстве в сложных и особых условиях.

### 6.5. Метод конструирования фундаментов с учетом их адаптации к переменной поверхности рельефа (Метод 4)

Крутизна склонов оказывает существенное влияние на застройку, так для равнинных участков свойственна правильная планировка, а для местности с перепадом рельефа – свободная застройка. В первую очередь, это касается трассирования улиц, которые в соответствии перепадом рельефа принимают криволинейные формы [51]. Одна из главных проблем заключается в необходимости преодоления перепада высот, образующегося по сторонам здания, величина которого прямо пропорциональна степени увеличения уклона и протяженности здания.

Таблица 6.5.1 – Классификация пригодности местности для градостроительного освоения по крутизне рельефа [70].

Категория местности	Характеристика	Примеры	Степень пригодности для градостроительного освоения
1.Плоскоравнинная	Уклоны 2-6 ‰, крутизна рельефа незначительная (от 20 м на 5 км до 10 м на 100 м). Выделяются мелкие возвышенности высотой 2-5 м и небольшие впадины глубиной 1-2 м	Полесье, Барабинские и Кулунские степи	Пригодна
2.Пересеченная равнинная и всхолмленная	Преобладают уклоны скатов 20-30 ‰ и доходят до 60 ‰. Крутизна рельефа от 175 м на 5 км до 40 м на 100 м	Большинство районов Европейской части РФ	Пригодна
3. Предгорная и горная	Большая крутизна рельефа: от 500-900 м на 5 км до 300-500 м на 1 км	Большая часть восточной Сибири, Крым	Ограниченно пригодна
4. Высокогорная	Большая крутизна рельефа: от 3000 м на 5 км до 1000 м на 1 км, средние разности высот между двумя водоразделами и тальвегами достигают 90-300 м при расстояниях между ними 200-900 м	Район главного Кавказского хребта	Непригодна

В настоящем параграфе рассмотрен метод адаптации конструкций фундаментов многоэтажных зданий к действующим оползневым процессам и форме естественного рельефа для строительных площадок в г. Сочи. Метод является одним из проверенных эффективных вариантов снижения материалоемкости геотехнических решений и может быть интересен для других регионов, где установлено такое же большое количество одновременно действующих осложняющих факторов, сочетающихся с переменным рельефом строительной площадки.

#### ***Многоэтажный жилой комплекс «Королевский Парк» в Хостинском районе г. Сочи***

Рассматриваемый жилой комплекс располагается в г. Сочи. Площадка строительства имеет уклон 20-25 градусов в двух направлениях. Здание имеет три блока: один высотный и два стилобатных. Высотный блок имеет различное

количество надземных этажей: в южной части здания 23 этажа, в северной – 18 этажей, что обусловлено конфигурацией рельефа площадки строительства.

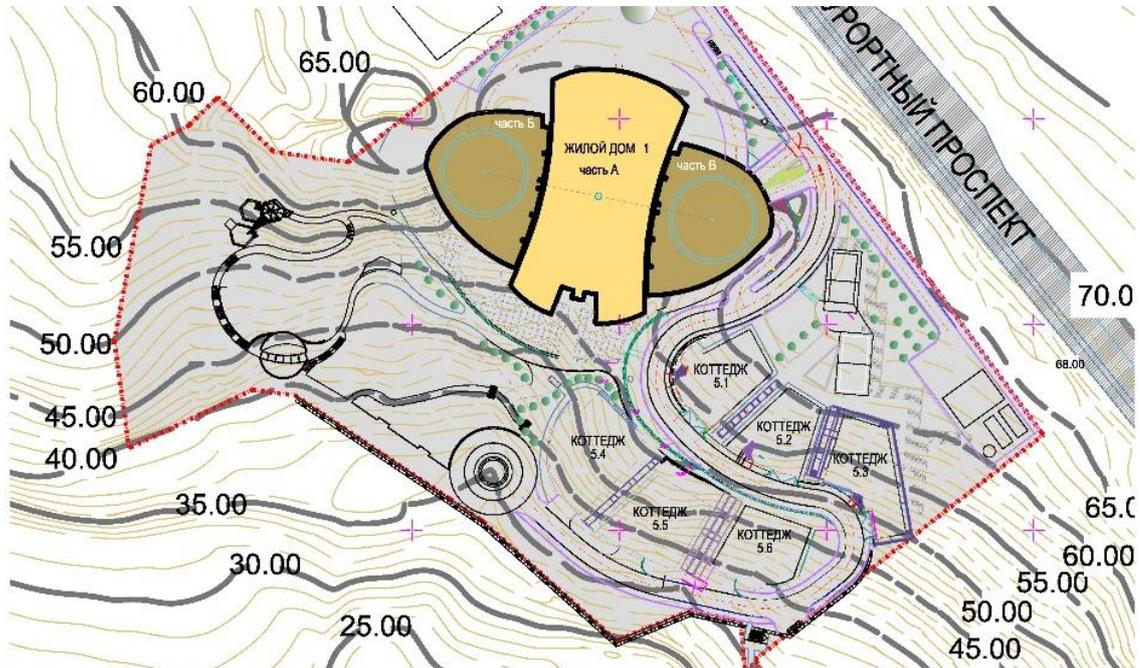


Рисунок 6.5.1 – Схема расположения здания на оползнеопасном склоне с показом горизонталей естественного рельефа строительной площадки

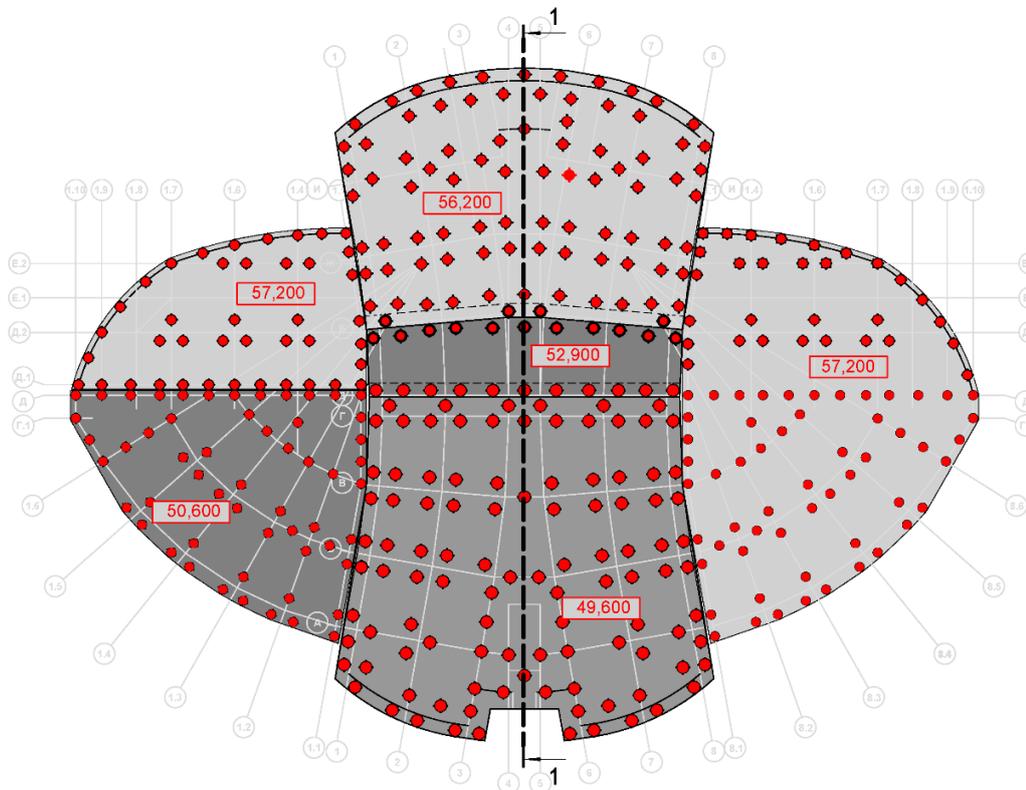


Рисунок 6.5.2 – Схема разнозаглубленных фундаментных плит высотной и стилобатной частей комплекса с нанесёнными абсолютными отметками низа уступов

В пределах строительной площадки имеется значительный перепад высотных отметок (около 20 метров), зафиксированы активные оползневые процессы, установлена 9-ти балльная расчетная сейсмичность, поэтому существенное воздействие на склон в виде глубокой подрезки при выколаживании отметок для строительства фундаментной плиты ставило под угрозу безопасность эксплуатации всех объектов окружающей застройки из-за потенциального снижения устойчивости склона даже при выполнении массивных сооружений инженерной защиты. Таким образом, объект находится в особых условиях и требует особого подхода при выборе конструкций фундаментов.

При разработке более эффективного и безопасного варианта фундамента было принято решение повторить конфигурацией фундаментной плиты поверхность несущих слоев грунтового массива, что привело к введению в пределах пятна застройки разнозаглубленных отметок подошвы фундаментных плит, объединяющих группы свай (рисунок 6.5.3).

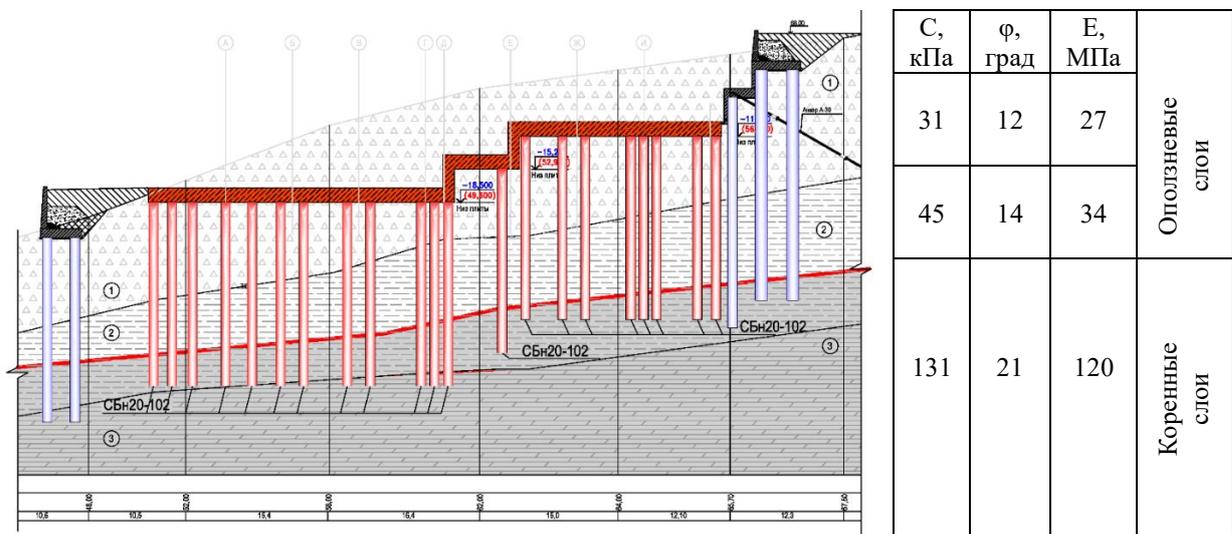


Рисунок 6.5.3 – Разрез вдоль высотной части здания, совмещенный с инженерно-геологическими условиями

При этом учтены оползневые и откосные процессы, для которых рассчитана необходимая конструкция инженерной защиты, задана последовательность строительства фундамента исходя из условия минимизации воздействий на склон с учетом поэтапной срезки грунта. Предложенная и реализованная конструкция фундамента здания на оползневом склоне представлена на рисунке 6.5.4.

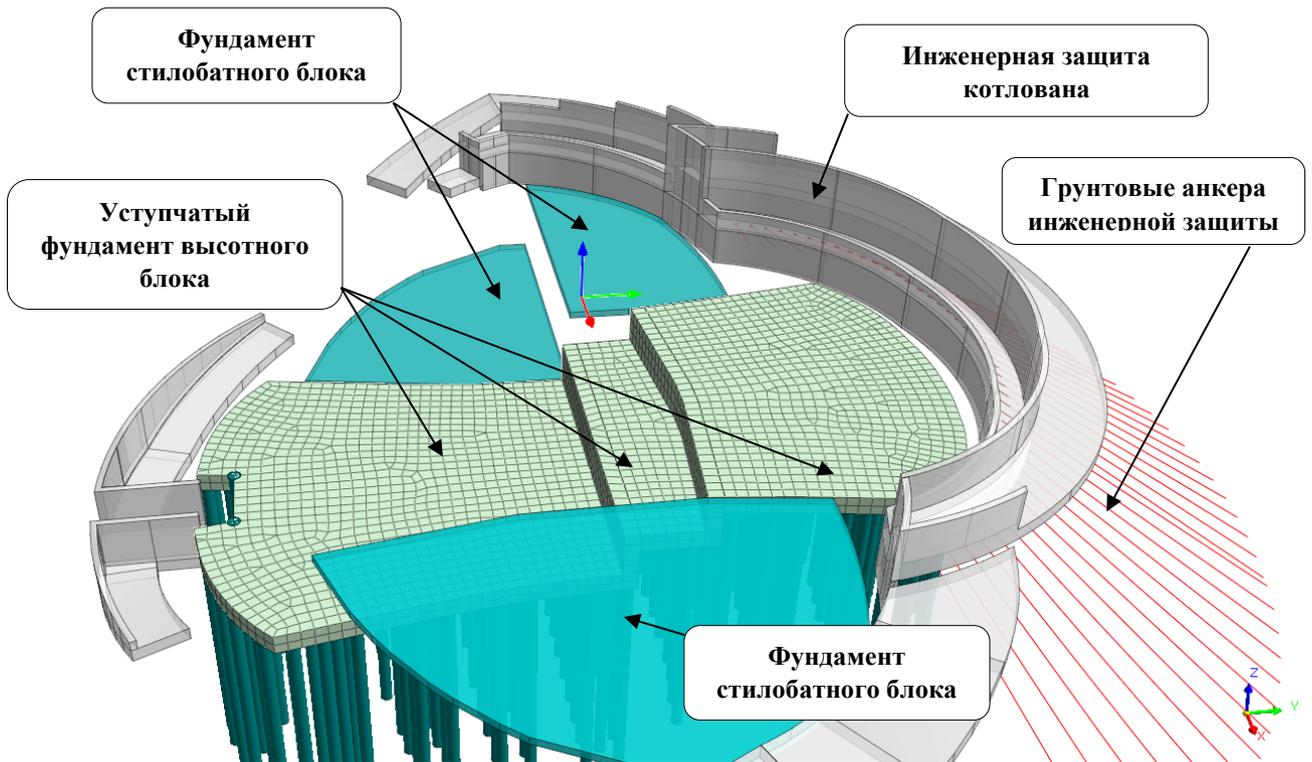


Рисунок 6.5.4 – Фрагмент расчетной схемы с планово-высотным расположением фундаментных плит отдельных блоков и их пространственной конфигурацией (инженерно-геологические элементы условно не показаны)



Рисунок 6.5.5 – Строительный этап возведения фундаментов высотного и стилобатных блоков

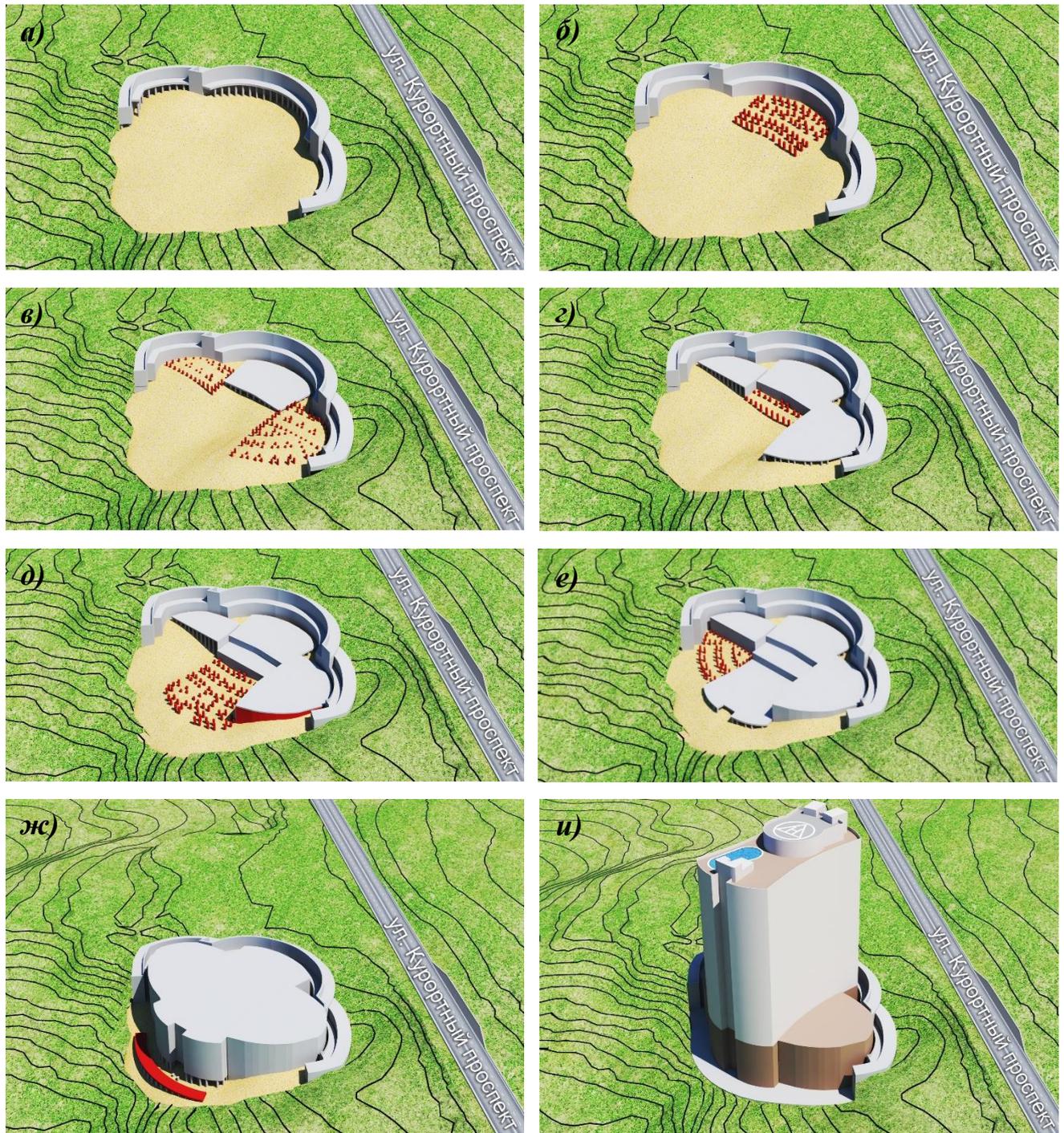


Рисунок 6.5.6 – Этапы строительства многоэтажного жилого комплекса в особых условиях по ул. Курортный Проспект в г. Сочи: а) выполнение инженерной защиты участка; б) бурение свай верхнего уступа фундаментной плиты высотного здания; в) бурение свай стилобатных блоков; г) бурение свай среднего уступа фундаментной плиты высотного здания; д) бурение свай нижнего уступа фундаментной плиты высотного здания; е) бурение свай стилобатного блока; ж) завершение строительства до отм. 0.000; и) завершение строительства высотного здания в особых условиях

При разработке проекта была использована разработанная в диссертации методика назначения параметров пространственной жесткости фундамента, а также выбраны места расположения уступов фундамента на склоне, заданы стадии выполнения свай высотного здания на разных отметках с поэтапным изготовлением объединяющей их фундаментной плиты. Итоговая цельная уступчатая конструкция плиты была учтена при выполнении совместных пространственных расчетов, в том числе с учетом сейсмического воздействия и пульсационных ветровых воздействий.



Рисунок 6.5.7 – Завершенное строительство здания на переменном рельефе

В результате расчетов и поэтапного строительства высотного здания с разнозаглубленными фундаментами была подтверждена их эффективность и обеспечено значительно меньшее воздействие на склон за счет повторения фундаментными конструкциями характера падения несущих слоев, а опыт наблюдения за объектом в процессе эксплуатации позволяет рекомендовать такой подход при освоении участков со сложным рельефом в схожих инженерно-геологических условиях [281, 282].

## **6.6. Метод строительства фундаментов с учетом последовательности выполнения постоянных и временных деформационных швов (Метод 5)**

Введение вертикальных швов в объем надземного строения помогает снизить или исключить места концентрации напряжений, формируемых в надземных конструкциях и фундаментах ввиду имеющихся существенных перепадов в этажности и высотности надземной части. При этом возникает взаимное влияние отдельных блоков друг на друга, и проявляется это в виде неравномерных осадок фундаментов смежных блоков, а также в усилиях, передаваемых на сваи. При передаче динамических, ветровых и сейсмических воздействий периметральные сваи смежных блоков испытывают горизонтальные нагрузки, которые часто могут превышать несущую способность сваи по материалу и грунту. В таких случаях при выборе мест введения вертикальных швов важно соотносить конструктивные особенности высотного объема с местами устройства участков разбиения, в том числе не приводящих к значительным архитектурным изменениям.

В качестве примера практического внедрения принципа разбиения сложной формы высотного здания на блоки при помощи временных и постоянных деформационных швов с целью снижения усилий в элементах фундамента ниже приведены примеры реализованных многоэтажных и высотных зданий.

### ***Многоэтажный многофункциональный жилой комплекс «Ideal House» по ул. Бытха в Хостинском районе г. Сочи***

Здание имеет сложную пространственную структуру, состоящую из нескольких частей, в которых размещены разные по функциональности зоны комплекса. Форма здания следует изрезанной форме участка и архитектурно символизирует естественную складчатую геологическую горную структуру. Таким образом, здание изначально расположено на участке с уклонами в двух направления – вдоль и поперек здания (рисунок 6.6.1). Наличие активных оползневых процессов, значительные перепады отметок рельефа, 9-балльная сейсмичность определили особую сложность инженерно-геологических условий.



Рисунок 6.6.1 – Многосекционный многоэтажный жилой комплекс в особых условиях по ул. Бытха в г. Сочи, расположенный на оползневом склоне с уклонами рельефа в двух направлениях

Для формирования площадки под строительство фундаментов, как правило, предполагается ее выполаживание на единую отметку для всего пятна здания. Однако в этом случае выравнивание отметки приводило к необходимости срезки оползневого склона на глубину более 20 метров, приводя к существенному снижению его общей устойчивости и риску создания аварийной ситуации для объектов примыкающей инфраструктуры.

Кроме значительного перепада отметок рельефа (рисунок 6.6.2), особая сложность условий строительства определялась 9-ти балльной расчетной сейсмичностью, неравномерным напластованием слоев грунта (рисунок 6.6.3) в пределах сжимаемой толщи, а также риском развития оползневых процессов. В таком случае единственным вариантом сохранения архитектурной концепции явился способ адаптации сложной формы здания к переменной поверхности рельефа за счет введения вертикальных деформационных швов и назначения разных отметок заложения подошв фундаментных плит смежных многоэтажных блоков.



Значительные уклоны привели к необходимости выполнения перепада между фундаментными плитами смежных блоков на величину более 10 метров, что потребовало учета последовательности передачи нагрузок на фундаменты и определило метод их расчета и конструирования.

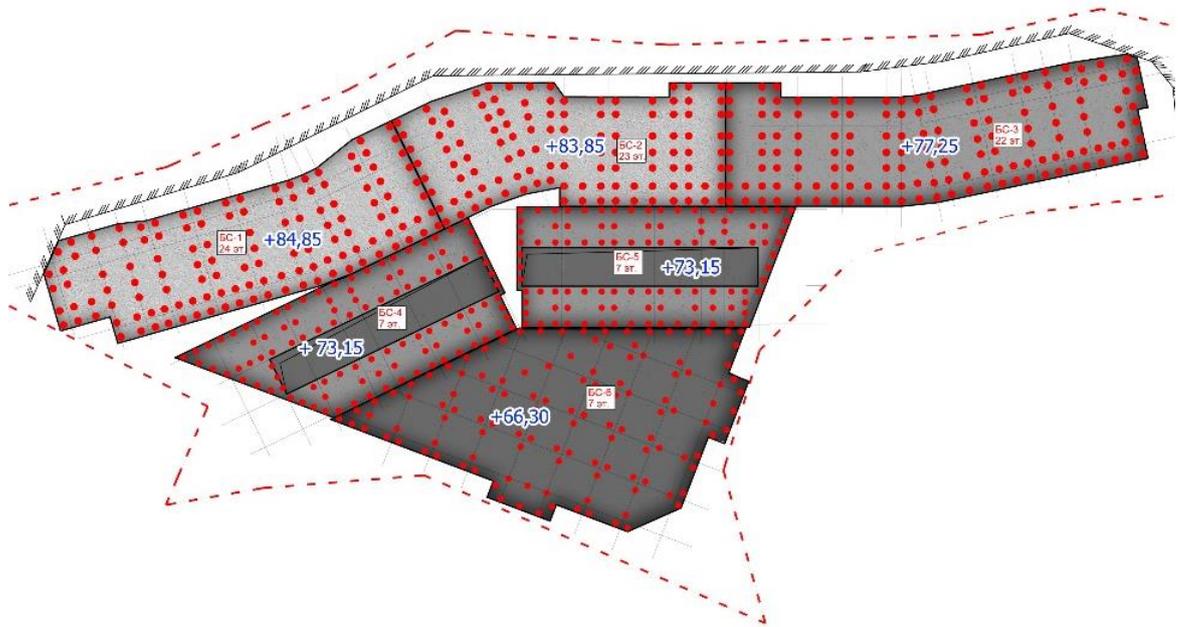


Рисунок 6.6.4 – Схема расположения свайных фундаментов блок-секций с отметками подошвы смежных фундаментных плит

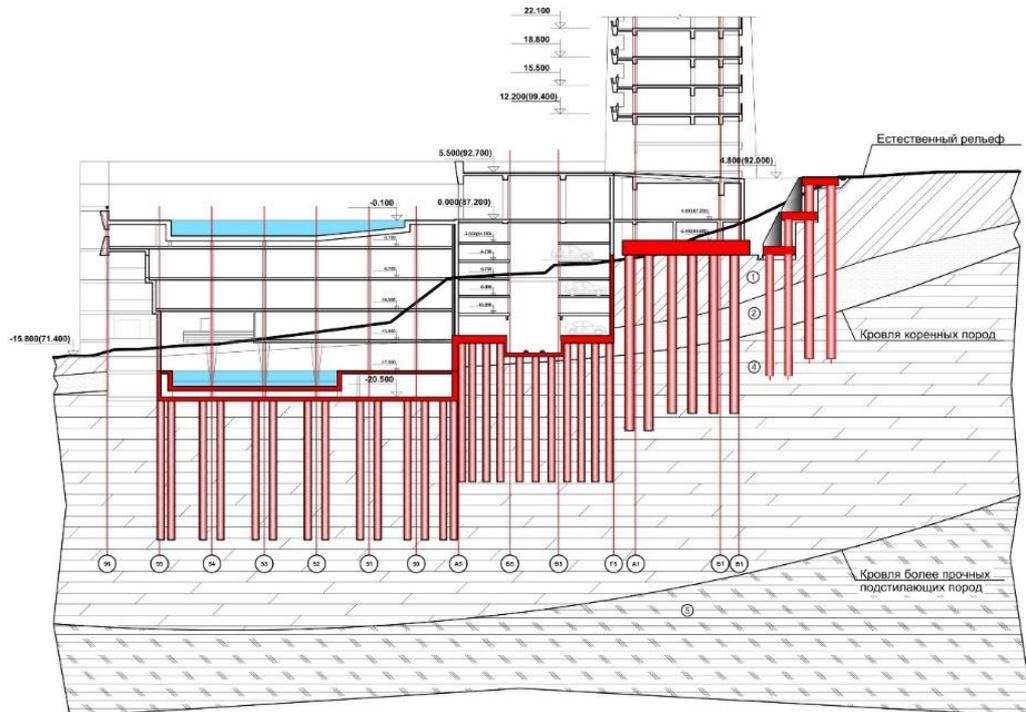


Рисунок 6.6.5 – Сечение с перепадом смежных фундаментных плит и выбранной длиной свай

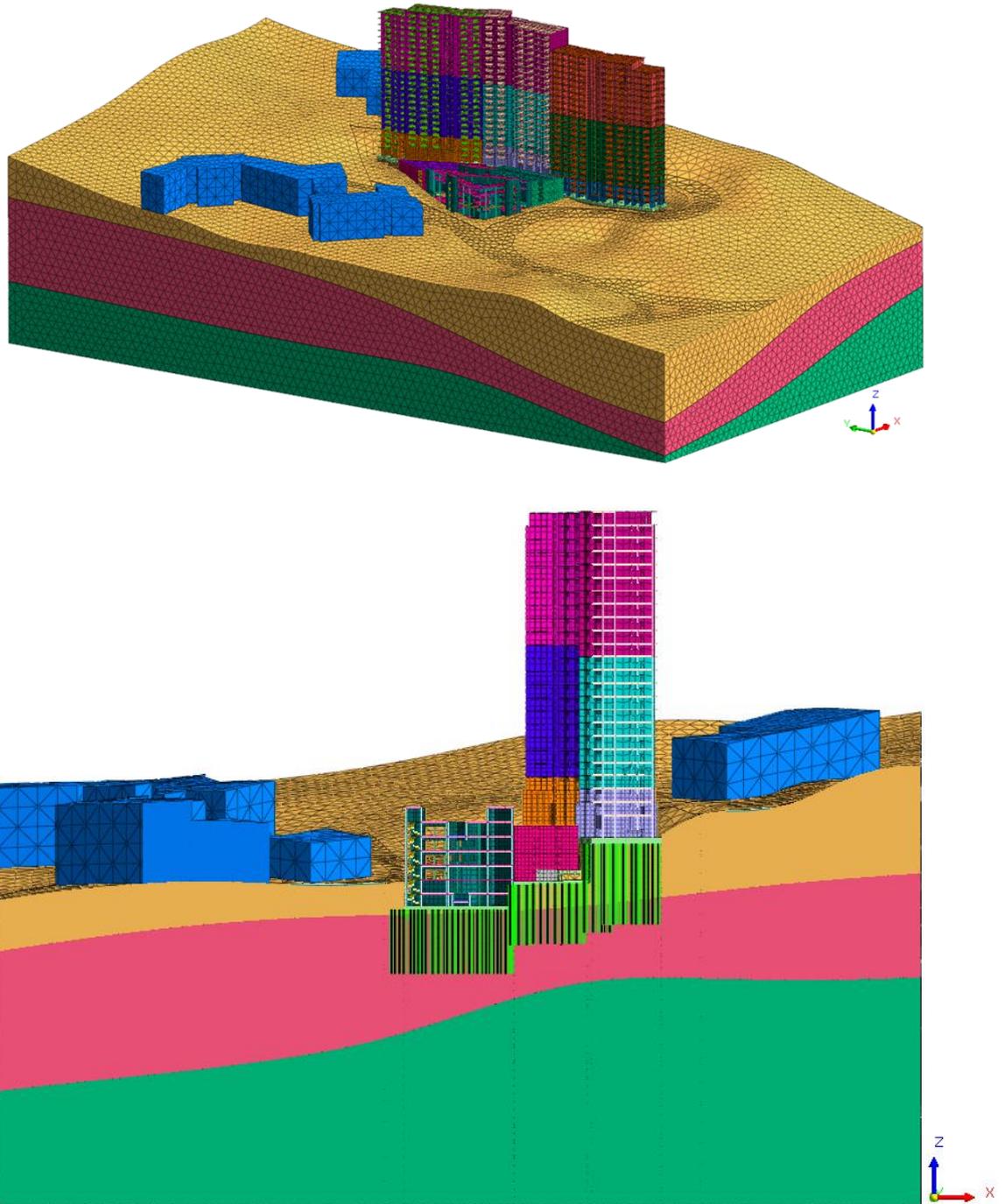


Рисунок 6.6.6 – Расчетная схема многосекционного жилого комплекса на переменном рельефе

Большой проектный перепад в местах стыка смежных фундаментных плит приводил к оголению выполненных свай вышележащих блоков (рисунок 6.6.7), это формировало соответствующие усилия и моментные нагрузки в стволах свай (рисунок 6.6.9-6.6.11) и внесло корректировки в схему их расстановки в плане, а также принцип армирования.

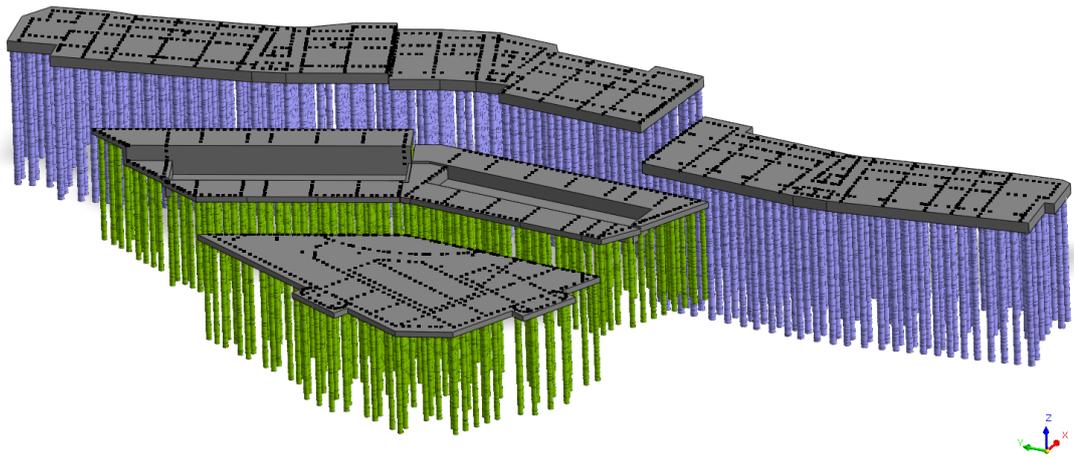
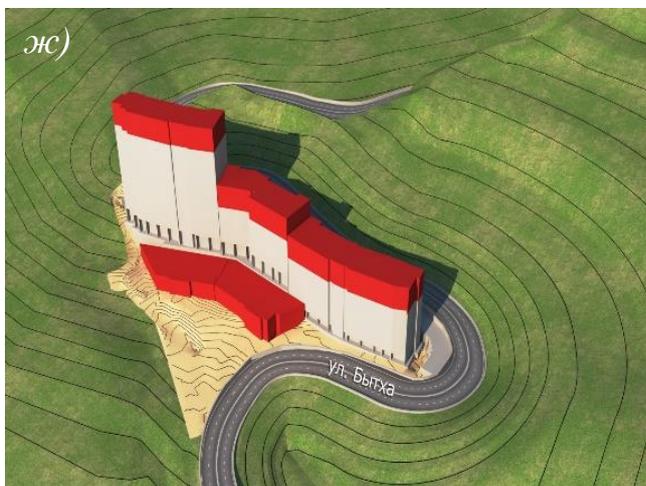


Рисунок 6.6.7 – Общий вид схемы свайных фундаментов жилого комплекса

В процессе реализации метода проводилась работа по оценке усилий, возникающих в выполненных оголяемых сваях на каждом этапе строительства фундаментов комплекса, вплоть до момента объединения рядом расположенных секций в местах временных деформационных швов, после чего горизонтальные и моментные усилия в сваях существенно снижались за счет включения в совместную работу нижележащего конструктивного блока и его фундаментов. Итоговая схема фундаментов, террасированная сверху-вниз, позволила также добиться требуемой пространственной устойчивости оползневого склона, что стало возможным благодаря сформированной пространственной жесткости выполненных фундаментов и надземных конструкций, последовательно объединяемых в общую схему через временные деформационные швы. Схема расстановки свай для каждой блок-секции (рисунок 6.6.4) определялась по результатам анализа наихудшего сочетания усилий. В частности, это привело к необходимости введения дополнительного ряда свай для высотных блок-секций БС1-3 на стыке с нижележащей секцией БС4, поскольку при оголении свай на глубину около 10-ти метров однорядная схема свай не удовлетворяла требованиям по несущей способности материала свай из-за совокупности моментных и сжимающих нагрузок. На рисунке 6.6.8 представлены некоторые этапы выполнения фундаментов, в том числе этапы включения смежных блоков в совместную работу при помощи объединения конструкций в местах расположения временных деформационных швов.



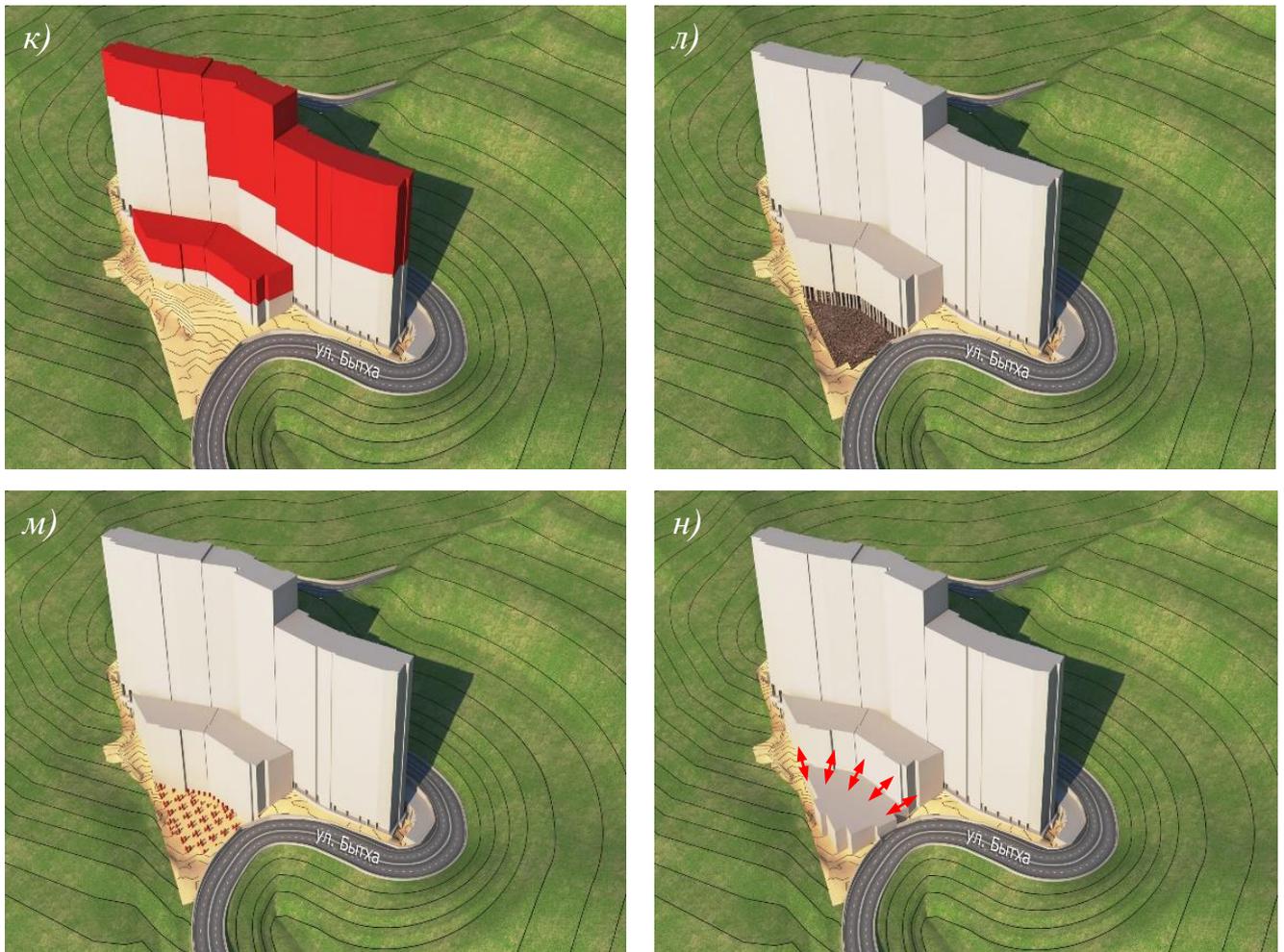


Рисунок 6.6.8 – Проектные этапы строительства многоэтажного жилого комплекса в особых условиях по ул. Бытха в г. Сочи:

- а)* бурение свай высотной секции БС1; *б)* бурение свай высотной секции БС2, выполнение нижнего этажа БС1; *в)* бурение свай высотной секции БС3;
- г)* оголение свай БС1-БС3 для выполаживания площадки под БС4-БС5;
- д)* бурение свай секции БС4-БС5; *е)* продолжение строительства БС1-БС3, выполнение облицовочной стенки для оголенных свай БС1-БС3;
- ж)* продолжение строительства БС1-БС3, начало строительства БС4-БС5;
- и)* этап объединения перемещений (в месте временных деформационных швов) фундаментных плит БС1-БС3 и плит перекрытия 3 этажа БС4-БС5;
- к)* продолжение строительства БС1-БС5; *л)* оголение свай БС4-БС5 для выполаживания площадки под строительство БС 6; *м)* выполнение свай БС6;
- н)* этап объединения перемещений (в месте временных деформационных швов) фундаментных плит БС4-БС5 и плиты покрытия БС6

В целом, было предусмотрено и реализовано более 20-ти расчетных этапов строительства фундаментов и несущих конструкций жилого комплекса, наиболее важными из которых были этапы объединения горизонтальных усилий и перемещений смежных фундаментов через временные деформационные швы.

Большой проектный перепад в местах стыка смежных фундаментных плит приводил к оголению выполненных свай вышележащих блоков, что формировало соответствующие усилия и моментные нагрузки в стволах свай (рисунок 6.6.11).

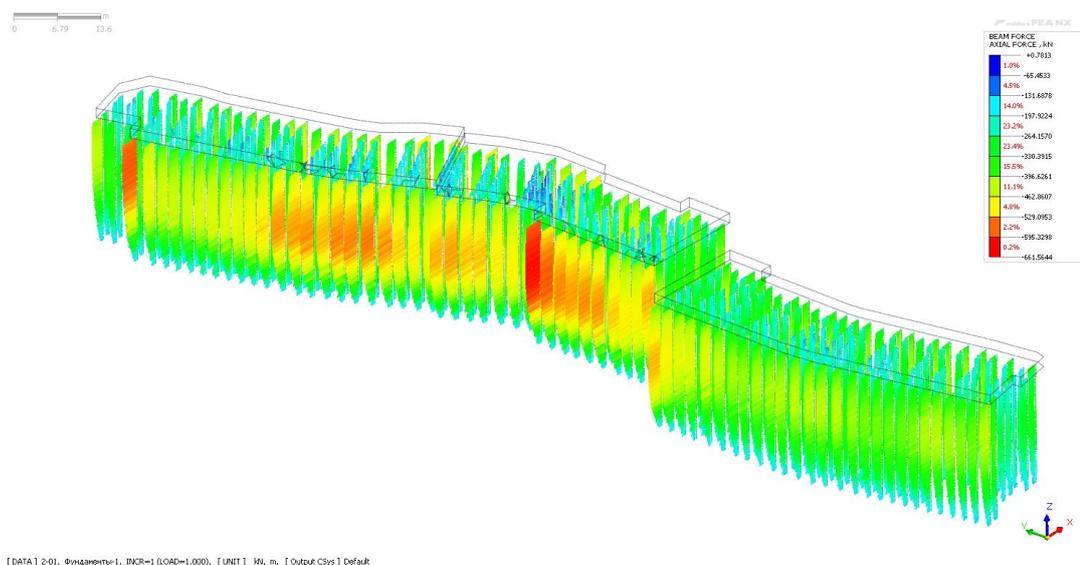


Рисунок 6.6.9 – Анализ усилий в сваях после завершения фундаментных плит высотных блоков (Продольное сжатие,  $kH$ )

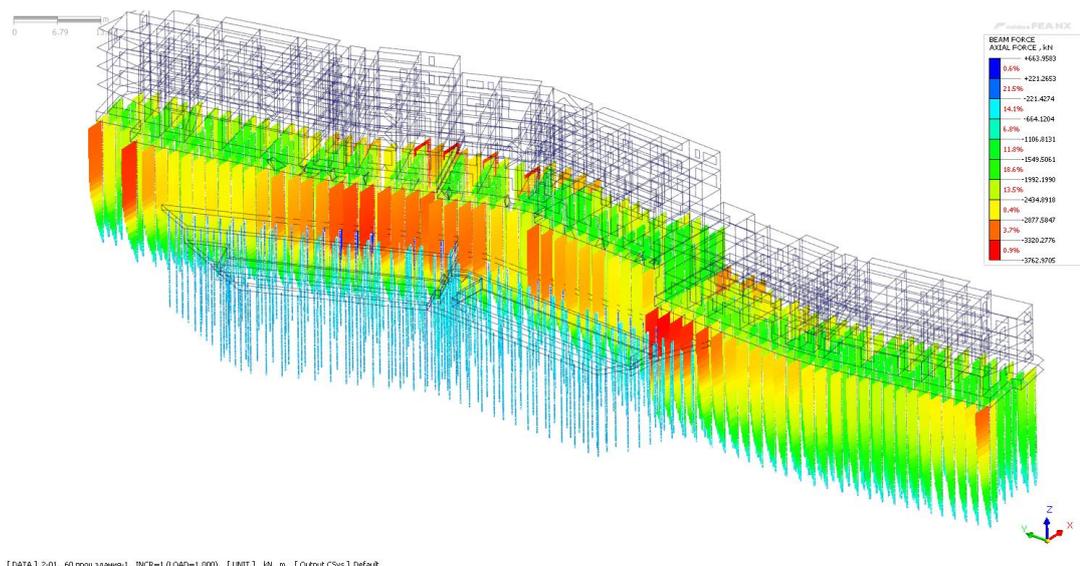


Рисунок 6.6.10 – Анализ усилий в сваях после оголение свай БС1-БС3 для выколаживания площадки под БС4-БС5 (Продольное сжатие,  $kH$ )

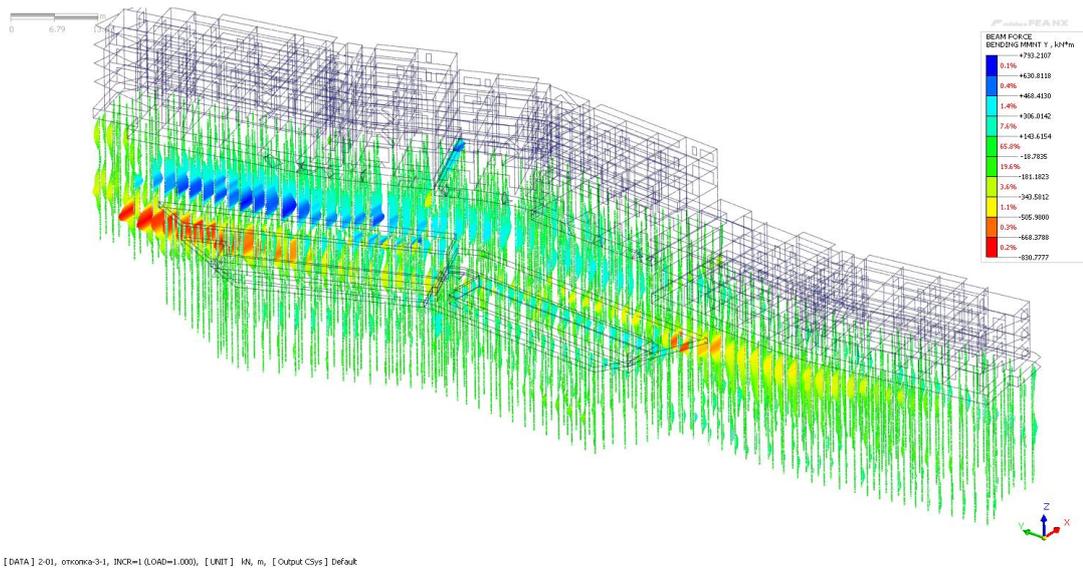


Рисунок 6.6.11 – Анализ усилий в сваях после оголения свай БС1-БС3 для выполаживания площадки под БС4-БС5 (Изгибающий момент,  $kNm$ )

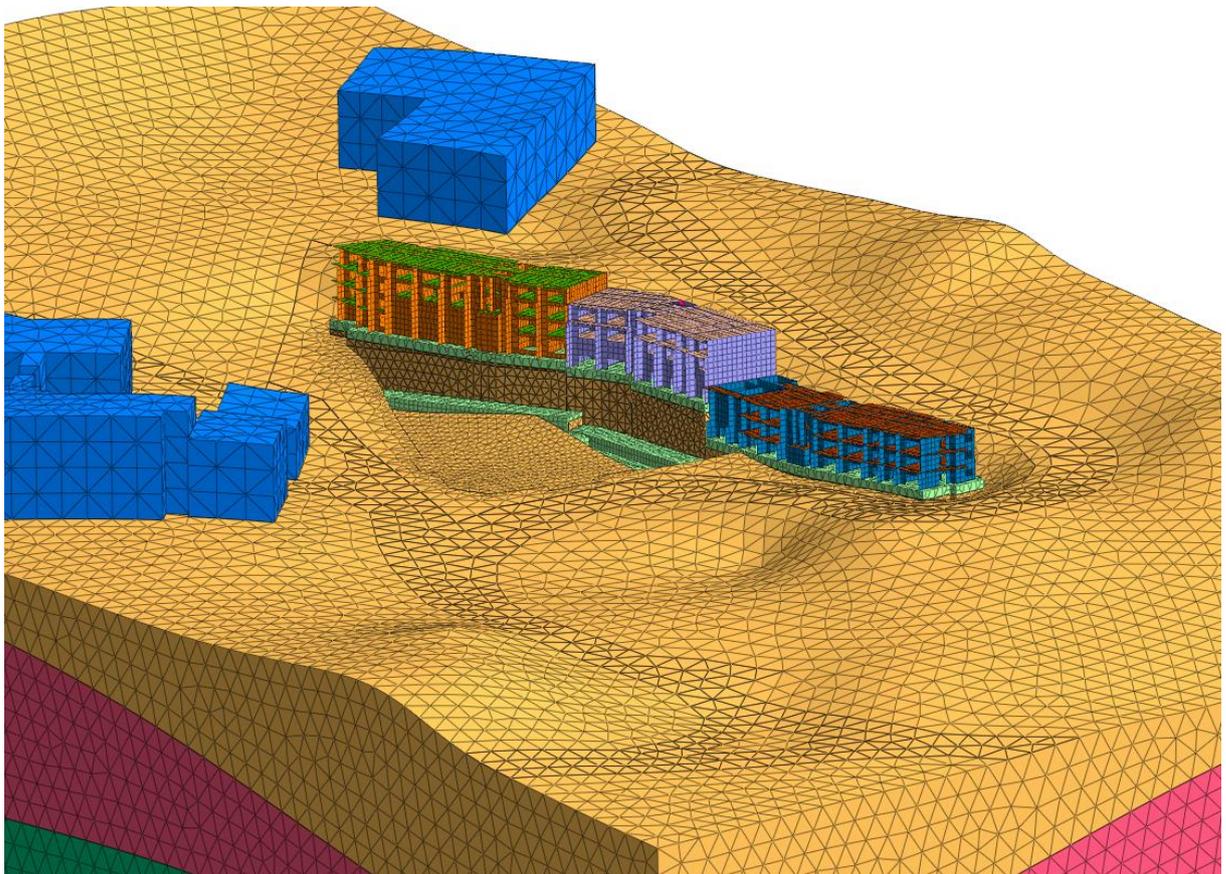


Рисунок 6.6.12 – Расчетная схема, соответствующая этапу оголения свай БС1-БС3 для выполаживания площадки под БС4-БС5 (по внешней вертикальной поверхности свай предусмотрена облицовочная стена для предотвращения вывалов грунта в межсвайное пространство)

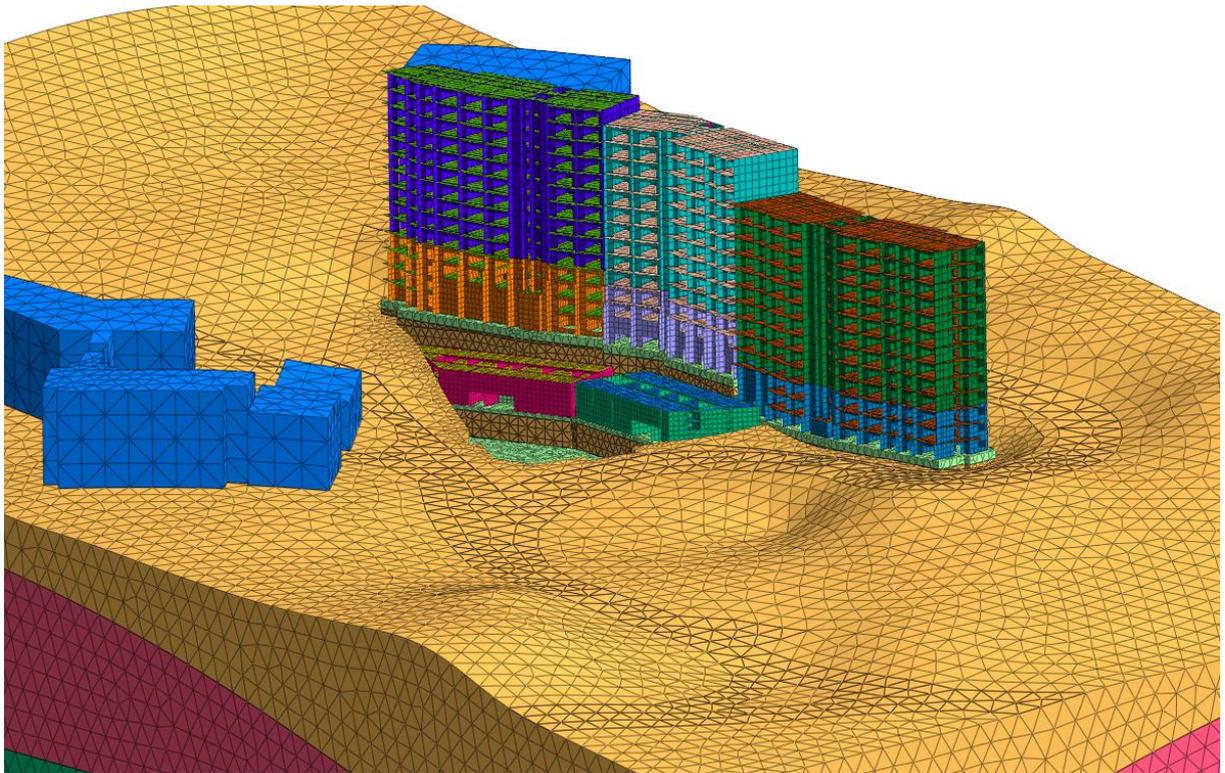


Рисунок 6.6.13 – Расчетная схема, соответствующая этапу объединения перемещений (в месте временных деформационных швов) фундаментных плит БС1-БС3 и плит перекрытия 3 этажа БС4-БС5, а также этапу оголения свай БС4-БС5 для выполаживания площадки под строительство БС6

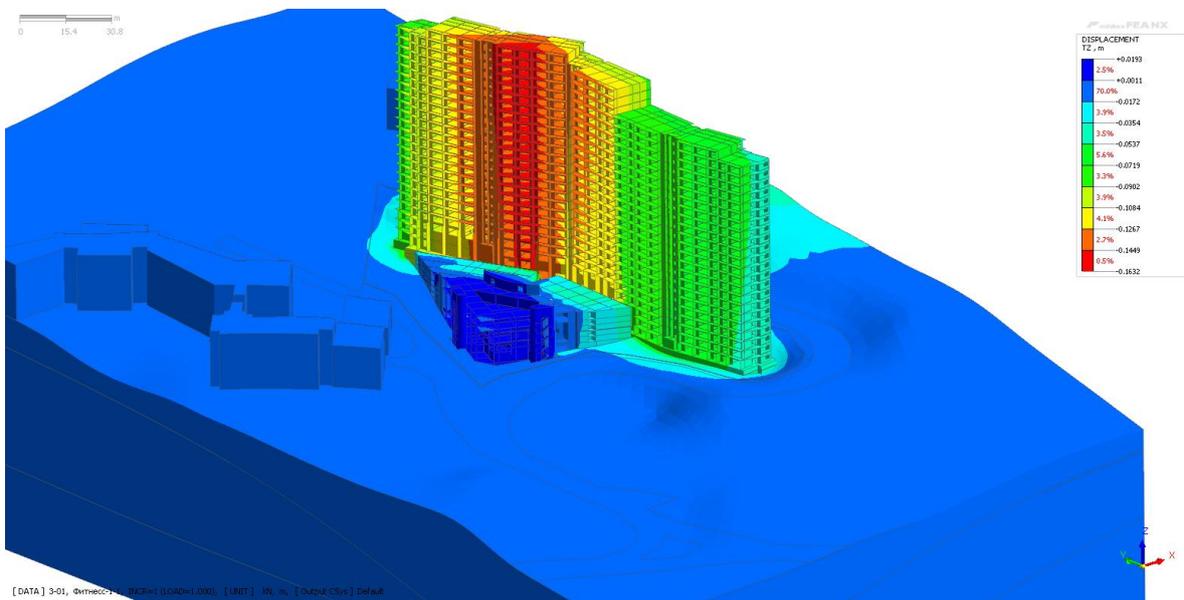


Рисунок 6.6.14 – Итоговые вертикальные перемещения блок-секций после завершения работ с оценкой влияния строительства на объекты примыкающей инфраструктуры



Рисунок 6.6.15 – Фотофиксация фактических этапов строительства:  
*а)* бурение свай БС1-БС3; *б)* оголение свай БС1-БС3; *в)* бурение свай БС4-БС5;  
*г)* строительство БС4-БС5 (до уровня предусмотренного объединения секций в местах оставленных арматурных выпусков); *д), е)* оголение свай БС4-БС5 для подготовки площадки для БС6; *ж)* завершение строительства БС6 и всего жилого комплекса

При выполнении фундаментов для всех блоков жилого комплекса были проведены натурные испытания свай для террас с разными отметками. Испытания проводились на вертикальные и горизонтальные нагрузки (рисунок 6.6.16).

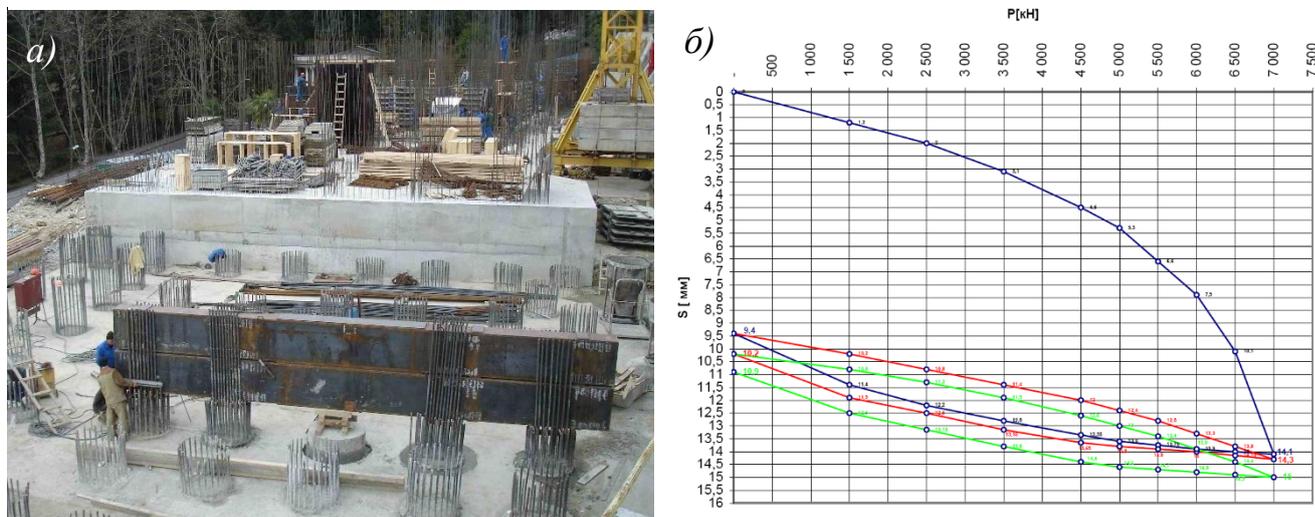


Рисунок 6.6.16 – Результаты испытаний свай  $d=1000$  мм,  $l=25$  м для фундамента БС2: а) установка для испытаний; б) полученный график зависимости «нагрузка - осадка» после проведения 3 циклов нагружения

Таким образом, при проектировании многоэтажных и высотных зданий на склонах целесообразно разбивать проектируемый объект на отдельные разноэтажные блоки с разной глубиной заложения подошвы фундамента.

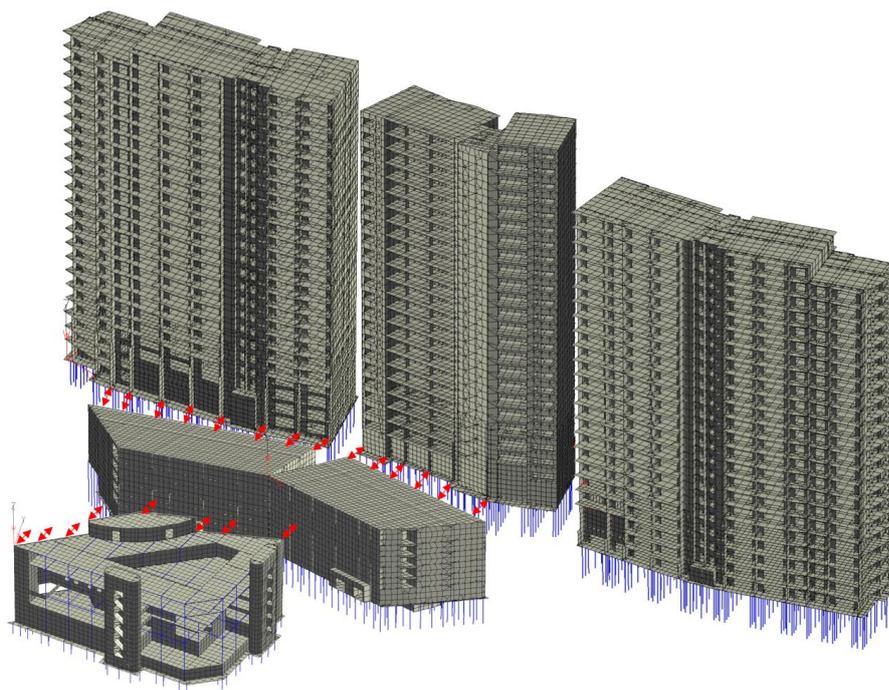


Рисунок 6.6.17 – Места объединения перемещений смежных блоков

Блоки работают отдельно друг от друга при восприятии внешних воздействий. Однако решение по снижению нагрузок на фундамент высотной части может быть найдено за счет вовлечения в работу фундамента смежных стилобатных частей. Стыки между смежными блоками предусматриваются шарнирными – только для передачи горизонтальных усилий. В сочетании с этим, террасирование смежных фундаментов с учетом естественной формы склона позволяет в разы снизить объем срезаемого грунта. Общая устойчивость всего комплекса может быть обеспечена за счет своевременного включения конструкций и фундаментов нижележащих блоков в совместную работу с вышележащими блоками путем их объединения через горизонтальные временные деформационные швы.

#### **6.7. Метод устройства фундаментов с заданной последовательностью включения элементов в совместную работу (Метод б)**

Одним из исследованных способов регулирования сверхнормативных и неравномерных осадок во время строительства является устройство фундаментов с заданной последовательностью включения элементов в совместную работу (см. Раздел 5). В целом, суть заключается в минимизации затрат за счет использования менее материалоемкого типа фундамента или более рационального способа укрепления основания. Реализуемая конструкция получает расчетное обоснование на этапе проектирования, однако в нее могут быть внесены необходимые изменения по ходу строительства в результате обработки данных наблюдения за осадками фундаментов и напряжениями в их элементах.

Такой подход используется при проектировании уникальных зданий, для которых не применимы стандартные методы расчета и конструирования, регламентируемые действующими нормами. Если в процессе мониторинга на любом из этапов превышаются критические величины, то используется один из заранее рассчитанных вариантов регулирования НДС системы.

Ниже рассмотрен один из объектов в особых условиях г. Сочи, для которого был применен такой исследованный метод конструирования и строительства фундаментов.

*Многосекционный многоэтажный жилой комплекс «Горизонт»  
по ул. Просвещения, 24 в Адлерском районе г. Сочи*

Многоэтажный жилой комплекс состоит из 13-ти рядом стоящих блок-секций и примыкающих к ним в уровне подземного этажа 8-ми одноэтажных блоков автомобильных парковок. Объект имеет сложную надземную объемную форму, при этом подземное пространство под всей застройкой формирует единое функциональное пространство, предназначенное для стоянки автомобилей (рисунок 6.7.1).



Рисунок 6.7.1 – Общий вид жилого комплекса

Площадка строительства имеет очень сложное напластование грунтов, представленных ритмичным чередованием малосжимаемых галечников и сильносжимаемых суглинков текучепластичной консистенции. Слой галечника расположен в верхней части разреза до глубины 10-12 метров. В пределах высоты слоя встречаются отдельные линзы суглинков с модулями деформации около 10 МПа. Верхний слой галечников подстилается мощным (высотой до 14 м) слоем суглинков ИГЭ 4Б текучепластичной консистенции с модулем деформации 7 МПа. Ниже слоя ИГЭ 4Б снова встречен мощный слой маслосжимаемых галечников ИГЭ 2Б (рисунок 6.7.2). В сочетании с 9-ти балльной расчетной сейсмичностью, высоким уровнем грунтовых вод, гидравлически связанных с морем (менее 50 метров от береговой линии до границы площадки строительства), взаимным

влиянием блок-секций друг на друга, условия проектирования и строительства можно отнести к особым.

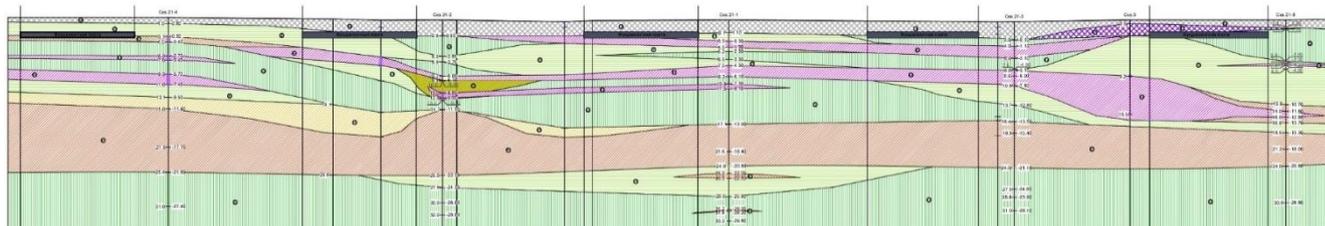


Рисунок 6.7.2 – Инженерно-геологический разрез, совмещенный с контурами вышележащих секций

Таблица 6.7.1 – Физико-механические характеристики слоев грунта

№ИГЭ	Разновидность грунта по ГОСТ 25100	Плотность грунта $\rho$ , г/см <sup>3</sup>	Влажность природная, %	Число пластичности, %	Показатель текучести, %	Коэффициент пористости, д.е.	Показатели по результатам лабораторных испытаний глинистых грунтов				Показатели крупнообломочных грунтов, полученные по методике ДАЛЬНИИИС.а					
							Угол вн. тр., град	Сцепление, кПа	Модуль деф., МПа	К-т водон., д.е.	По схеме консолидир. среза		по схеме неконсолидир. среза		Модуль деформ., МПа	
											$\varphi_a$ $\varphi_{II}$ $\varphi_I$	$c_{II}$ $c_I$	$\varphi_a$ $\varphi_{II}$ $\varphi_I$	$c_a$ $c_I$		E
ИГЭ-1	1А-комплекс насыпных, подвид крупнообломочных грунтов	2,00 2,00 1,74	-	-	-	-	*29°	*0,2-0,4	*10-15	-	-	-	-	-	-	
	1Б - комплекс насыпных, подвид глинистых грунтов	1,68 1,68 1,46					*10-15°	*1-3	*3-5	1,0	-	-	-	-	-	
ИГЭ-2	2А - комплекс крупнообломочных грунтов: галька крупная, гравий с песчано-глинистым заполнителем до 10-25%	2,40 2,40 2,09	21,8	16,6	<0	-					0,14	32° 32° 27,9°	25 25 17	25,5° 25,5° 22,2°	15 15 10	50-60
	2Б - комплекс крупнообломочных грунтов: гравий с большим количеством песчано-глинистого заполнителя (до 35-50%), песок с галькой и гравием до 40-50%, песок крупный, средний с примесью гравия и гальки до 10-20% в виде линз и прослоев	2,20 2,20 1,91	20,6	7,5	0,49	-					0,30	30,0 30,0 26,1	23,7 23,7 20,6	4 4 3	7 7 5	30-40
ИГЭ-3	3А - комплекс глинистых грунтов: суглинок тугопластичный-мягкопластичный	1,96 1,95 1,94	29,7	14,7	0,65	0,823	16° 16° 14°	16 16 11	8,0	0,99	-	-	-	-	-	-
	3Б - комплекс глинистых грунтов: суглинок мягкопластичный-текучий	1,83 1,82 1,81	42,9	14,9	0,66	1,093	12° 12° 10°	12 12 8	5,0	1,05	-	-	-	-	-	-
ИГЭ-4	4А - комплекс глинистых грунтов: супесь пылеватая пластичная	1,89 1,88 1,88	18,8	5,2	0,35	0,695	22,0° 22,0° 19,0°	12 12 8	13,0	0,73	-	-	-	-	-	-
	4Б - комплекс глинистых грунтов: супесь пылеватая текучая	1,88			0,70	0,850	18,0° 18,0° 15,6°	9 9 6	7	1,00						

Основная доля расчетной осадки фундамента определяется деформацией мощного слоя текучепластичных суглинков, обладающих выраженной ползучестью, что подтверждается многолетними наблюдениями за соседними объектами в схожих грунтовых условиях при сопоставимых напряжениях на подошве фундаментов, для которых стабилизация осадок построенных в 2012 году зданий до сих пор не наступила, что на этапах эксплуатации объектов приводило к авариям внутренних инженерных систем и неравномерным перемещениям элементов фасада на смежных блоках. Таким образом, на рассматриваемом объекте

основная задача заключалась в снижении влияния слоя текучепластичного суглинка на итоговые фактические осадки основания, в том числе в течение времени.

Сложность задачи была связана с неоднократным увеличением проектной этажности возводимого объекта в течение строительства. Исходная этажность с 10-ти этажей в начале строительства к моменту завершения монолитных работ увеличилась до 15-ти этажей.

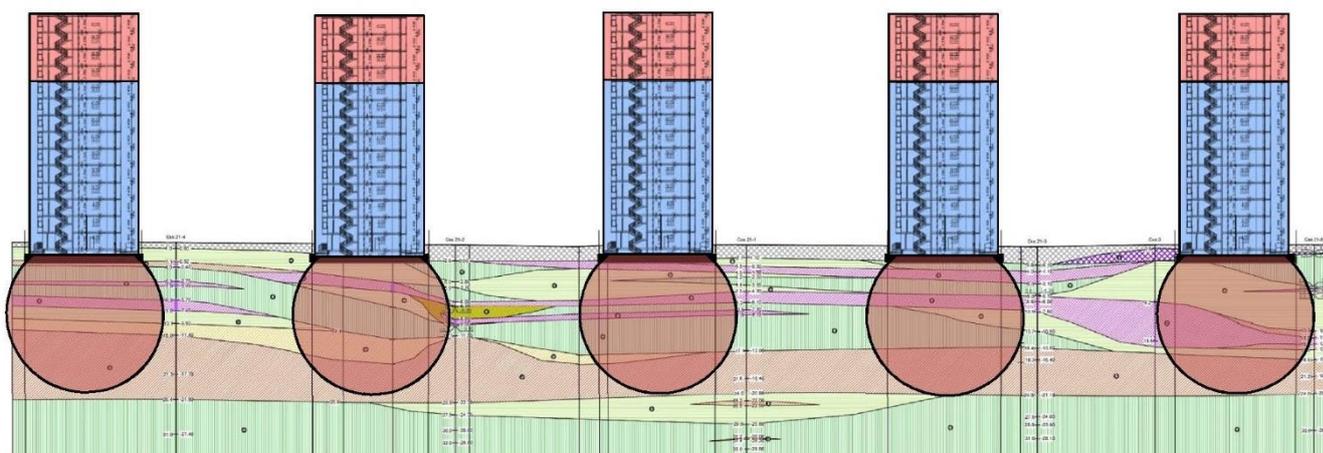


Рисунок 6.7.3 – Схема с увеличением этажности возводимых зданий (начальный и конечный вариант)

Для первоначального и конечного варианта с разной этажностью включение слоя ИГЭ 4Б в восприятие возникающих объемных напряжений меняло расчетную осадку и тип соответствующего рекомендуемого фундамента. Однако при изначально предусмотренных для всех 13-ти блок-секций фундаментных плитах фактически изменить тип уже выполненного фундамента было затруднительно. Для исходного 10-ти этажного варианта здания расчетная осадка составляла около 120 мм, и зона напряжений не распространялась за нижнюю границу верхнего слоя галечников, поэтому фундаменты были решены в плитном исполнении. Повышение этажности до 15 этажей привело к значительному увеличению расчетной осадки до 300 мм, что было недопустимо с точки зрения нормативных ограничений, в том числе для предельных неравномерных осадок смежных секций, поскольку все заглубленные части представляют собой единое пространство,

отведенное под подземную автопарковку, в которой недопустимы перепады на пути движения автомобилей. Кроме того, неравномерные осадки непременно привели бы к нарушению герметичности деформационных швов, сдерживающих действие подземных вод.

При увеличении этажности объекта потребовалось проведение дополнительных инженерно-геологических изысканий для уточнения характеристик нижних слоев грунтового разреза и дальнейшего построения корректной модели здания, взаимодействующего с основанием. Схема дополнительных более глубоких скважин была назначена таким образом, чтобы максимально точно установить пространственную конфигурацию слоев грунта под всем пятном многоэтажного комплекса.

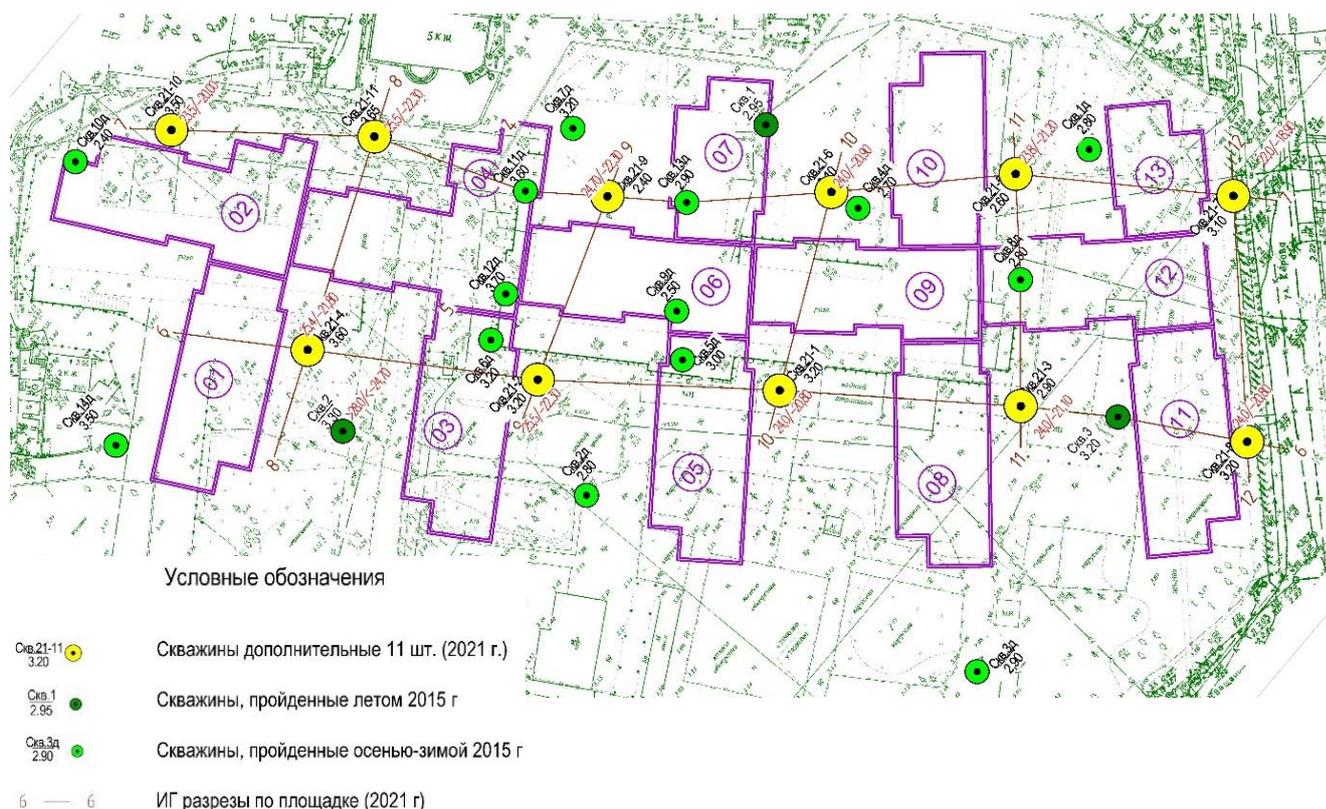


Рисунок 6.7.4 – Схема расположения дополнительных скважин для проведения уточняющих инженерно-геологических изысканий

После проведения изысканий, используя полученные результаты, была построена подробная геотехническая модель, отражающая изменчивость

расположения слоев в плане и по глубине, а также определены осадки смежных блоков с учетом взаимного влияния (рисунок 6.7.6).

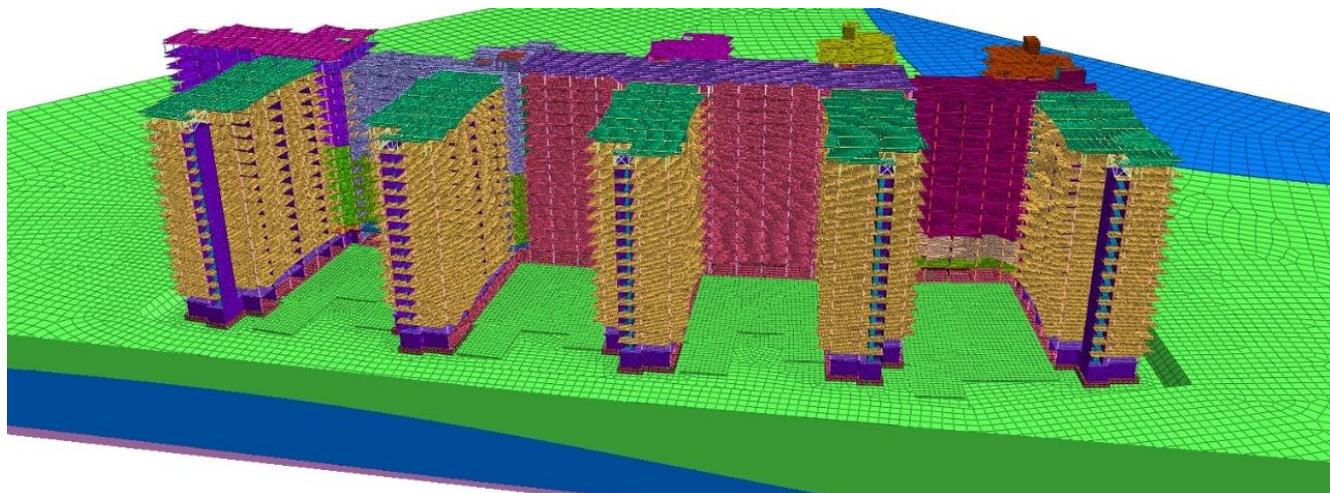


Рисунок 6.7.5 – Геотехническая модель проектируемого объекта с учетом уточненного напластования инженерно-геологических элементов

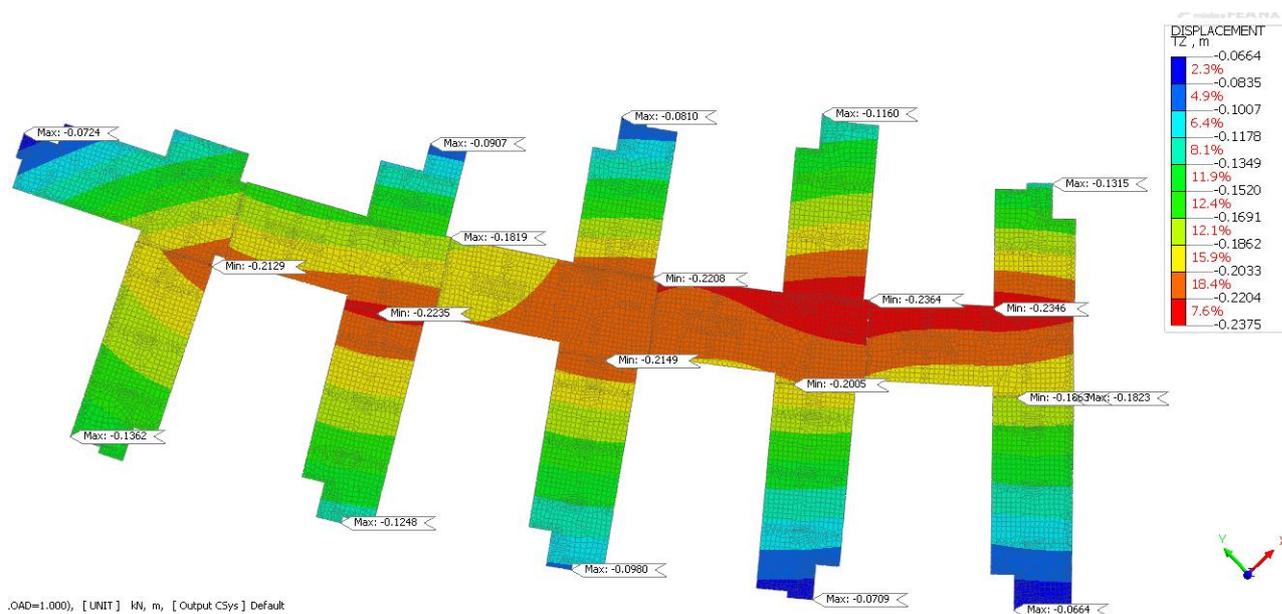


Рисунок 6.7.6 – Итоговые расчетные осадки смежных фундаментных плит и их неравномерность

Для решения геотехнической задачи было решено использовать способ последовательного включения элементов фундаментов в совместную работу для более полного использования резервов несущей способности верхнего и нижнего слоев галечника. На основании разработанных в Разделе 5 и запатентованных способов устройства фундаментов, было предложено на начальном этапе

строительства не выполнять какие-либо специальные мероприятия, и вовлечь фундаментную плиту в максимальное взаимодействие с верхними слоями галечника, передав на них часть нагрузки от надземного строения. После достижения заданной доли от полной нагрузки, передаваемой на верхние слои грунтового разреза, в расчетную схему добавлялись вертикальные жесткие элементы, объединяемые через податливое соединение с нижней гранью фундаментной плиты, разгружая верхние слои и передавая нагрузку на малосжимаемые нижележащие элементы.

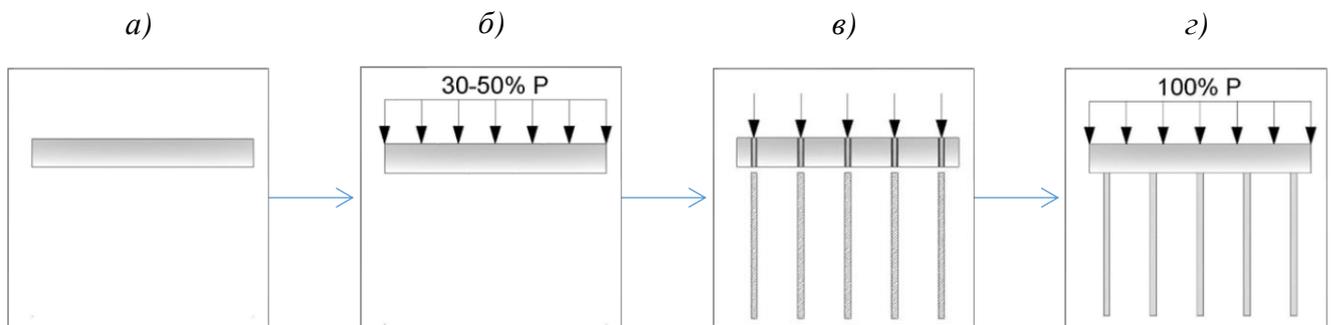


Рисунок 6.7.7. – Последовательность включения элементов фундаментов в совместную работу: *а)* устройство фундаментной плиты, *б)* передача на фундаментную плиту расчетной доли нагрузки от надземного строения; *в)* введение в основание вертикальных жестких элементов для передачи нагрузки от здания на нижние слои основания; *г)* объединение фундаментной плиты и жестких вертикальных элементов с последующим завершением строительства

Исходя из результатов детальных дополнительных изысканий и проведенных на их основании уточняющих расчетов, под некоторыми секциями выполнение усиления основания не требовалось (рисунок 6.7.6). Под остальными, наоборот, было необходимо. Поскольку до момента завершения строительства был расчетно установлен характер развития осадок на каждом этапе нагружения фундаментов, можно было в результате натурных наблюдений дать оценку соблюдению контролируемых параметров. В результате проводимого в ходе строительства геотехнического мониторинга устанавливалось качественное и количественное соответствие фактических осадок прогнозным расчетным значениям (рисунок 6.7.8-6.7.10).

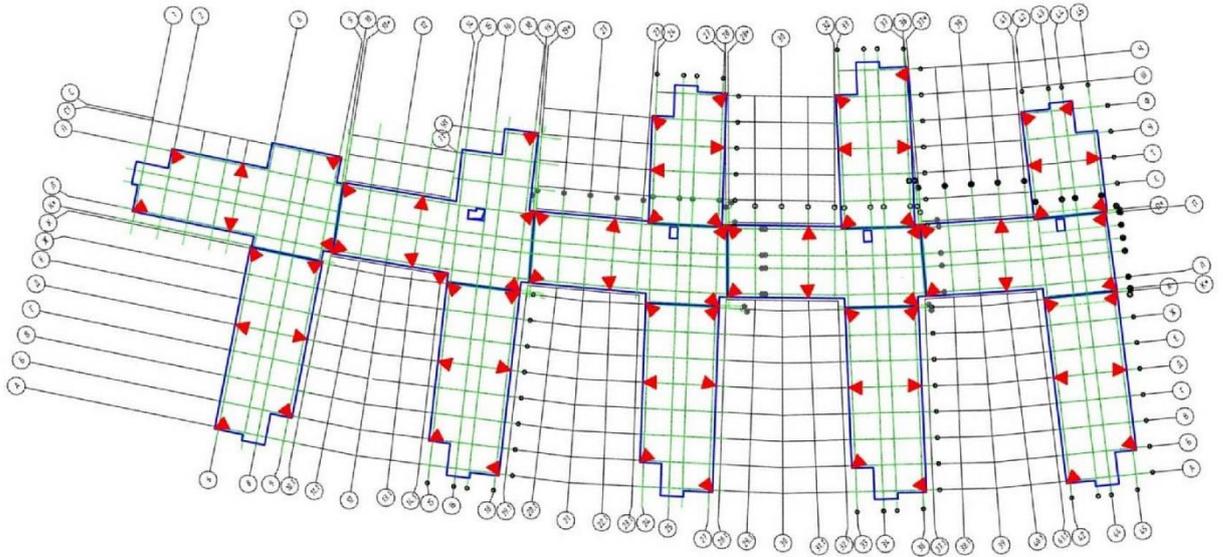


Рисунок 6.7.8 – Схема расположения деформационных марок

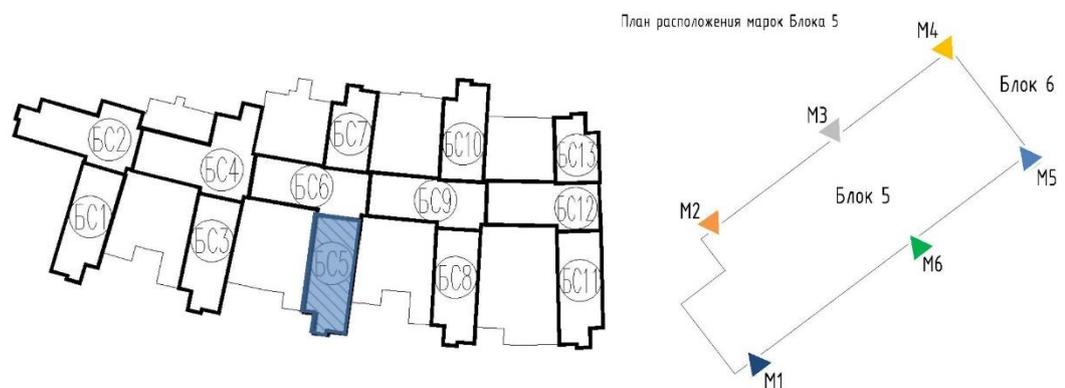
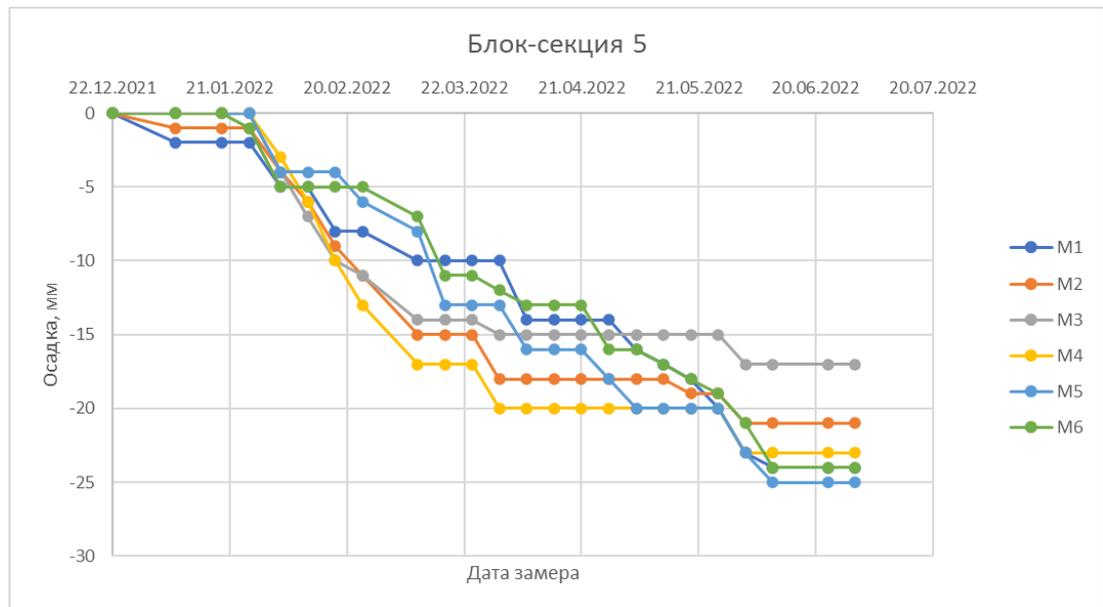


Рисунок 6.7.9 – Результаты наблюдения за осадками блок-секции БС 5 до момента включения жестких вертикальных элементов в совместную работу

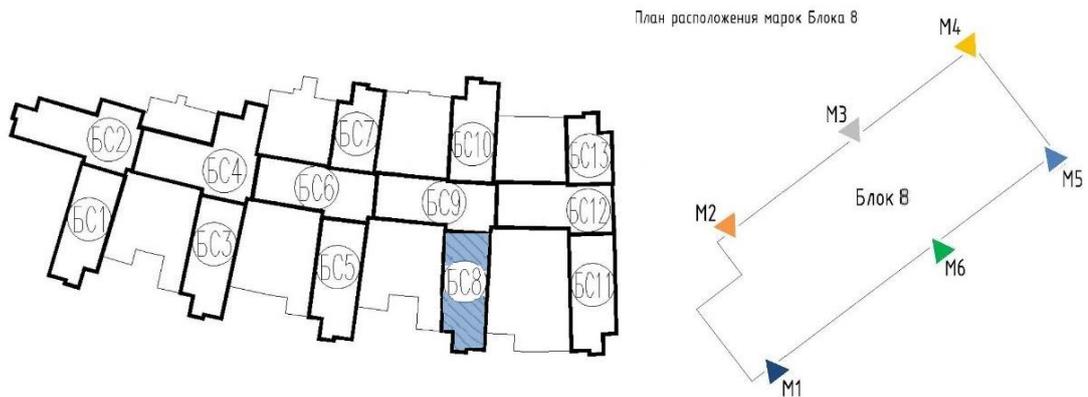
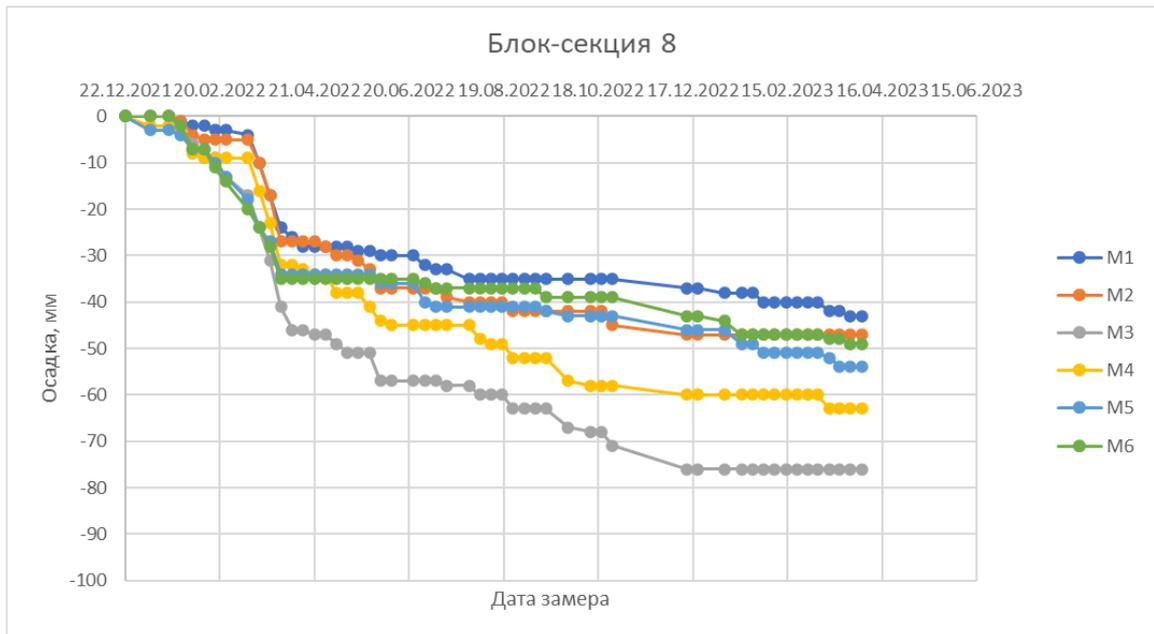


Рисунок 6.7.10 – Результаты наблюдения за осадками блок-секции БС 8 до момента включения жестких вертикальных элементов в совместную работу

По результатам расчета дополнительное усиление основания жесткими вертикальными элементами и их включение в совместную работу с фундаментной плитой должно быть произведено после достижения плитами 30% от расчетной осадки. В качестве элементов усиления фундаментов были выбраны сваи minijet, выполняемые путем прямого бурения на проектную длину с размыванием грунта цементным раствором при использовании в качестве бурового инструмента теряемых стальных трубчатых штанг. Нагнетание раствора при бурении свай выполняется по технологии струйной цементации грунтов по однокомпонентной схеме. Давление нагнетания раствора до 350 атм. Для фундаментов секций, где требовалось усиление основания, в фундаментных плитах в назначенных местах

были выполнены кондуктора в виде металлических труб, дающие возможность после завершения расчетного этапа строительства выполнить из объема цокольного этажа жесткие вертикальные элементы, доведя их до нижнего слоя галечника ИГЭ 4Б и объединить их оголовки с нижней гранью фундаментной плиты (рисунок 6.7.11). После этого в восприятие нагрузки от надземного строения задействуются в основном нижние малосжимаемые слои.

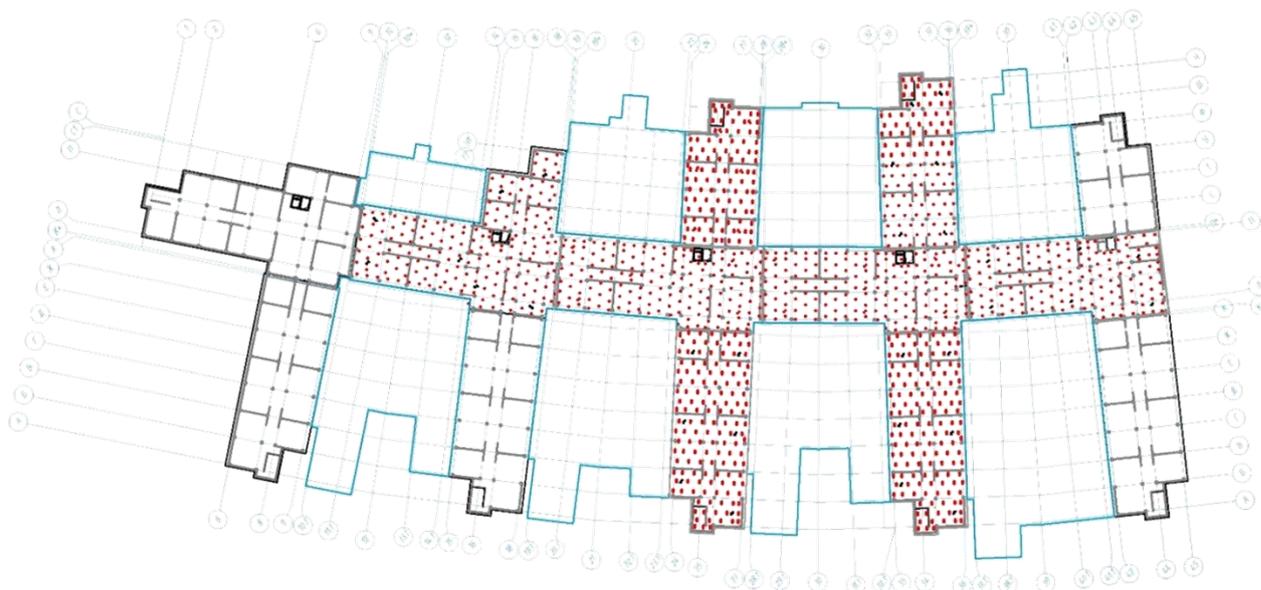


Рисунок 6.7.11 – Схема расположения кондукторов, предварительно заложённых в тело фундаментных плит для обеспечения последующего этапного включения отдельных элементов фундамента в совместную работу

Для подтверждения характеристик элементов усиления основания проведены испытания сжимающей нагрузкой в разных местах строительной площадки.

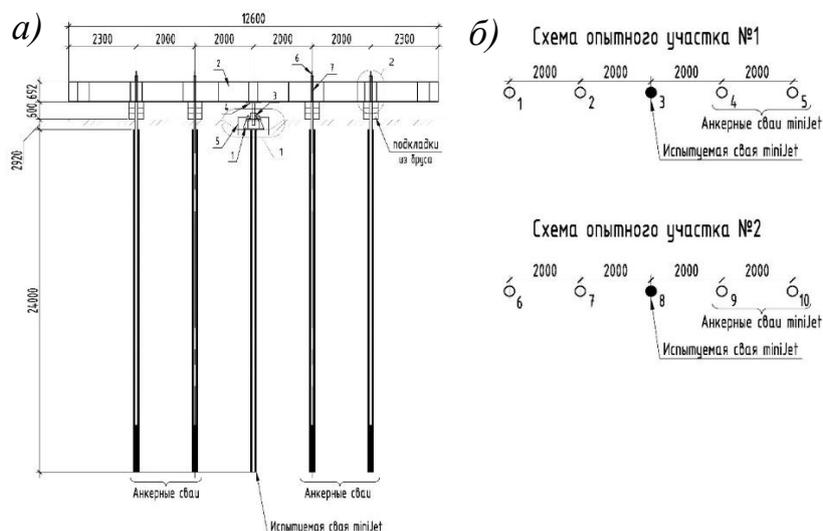


Рисунок 6.7.12 – Программа проведения опытных работ на площадке строительства:  
а) схема для испытания элементов MiniJet статической вдавливающей нагрузкой; б) схема опытных участков

Объединение выполненных под фундаментными плитами элементов с нижней гранью плиты производилось в соответствии с разработанными узловыми соединениями, исключаями жесткую связь для минимизации горизонтальных нагрузок, передаваемых на голову вертикального элемента при сейсмических событиях. Помимо оснований и фундаментов, также произведено усиление перегруженных вследствие увеличения этажности вертикальных несущих конструкций нижних этажей.



Рисунок 6.7.13 – Этапы строительства жилого комплекса:  
 а, б) схема заложенных кондукторов в теле фундаментных плит;  
 в) завершающий этап строительства

В настоящее время за осадками фундаментов всех секций жилого комплекса ведется геодезическое наблюдение, в том числе для обоснования предложенных в диссертационной работе способов устройства фундаментов с заданной последовательностью включения элементов в совместную работу.

## 6.8. Карта-схема с привязкой разработанных и внедренных методов в особых условиях на примере города Сочи

Классифицированные методы расчета и конструирования фундаментов охватывают различные геотехнические ситуации. Целесообразность применения каждого из методов зависит от совокупности исходных данных, к которым относятся инженерно-геологические условия строительства, форма здания, напряжения на подошве фундамента и пр. Для наглядности разработанных методов сформирована таблица с их условными обозначениями и соответствующими наименованиями.

Таблица 6.8.1 – Условные обозначения и наименование методов

	Метод расчета и конструирования фундаментов многоэтажных и высотных зданий на основании результатов исследования параметров взаимодействия с грунтом одиночных свай и свай в составе свайного поля
	Метод расчета и конструирования свайных фундаментов с применением промежуточного распределительного слоя
	Метод регулирования неравномерных осадок фундаментов путем повышения их пространственной жесткости
	Метод конструирования фундаментов с учетом их адаптации к переменной поверхности рельефа
	Метод строительства фундаментов с учетом последовательности выполнения постоянных и временных деформационных швов
	Метод устройства фундаментов с заданной последовательностью включения элементов в совместную работу

Ниже в таблице 6.8.2 приведен перечень объектов внедрения результатов диссертационной работы с указанием примененного метода.

Таблица 6.8.2 – Перечень объектов внедрения результатов диссертационной работы с указанием примененного метода

№	Название объекта	Метод
1.	Комплекс 20-ти этажных жилых зданий по ул. Демократическая – Кирова в Адлерском районе г. Сочи. Период строительства фундамента: 10.2005-04.2006 г. Заказчик ООО «Наш дом - Сочи»	
2.	Многоэтажное жилое здание по ул. Чайковского в г. Сочи Период строительства фундамента: 08.2007-11.2007 г. Заказчик ООО «Юкрис+»	
3.	Многоэтажный жилой комплекс «Парк Горького» с торгово-офисно-деловым центром в г. Сочи по ул. Горького, 87 Период строительства фундамента: 01.2011-06.2011 г. Заказчик ООО «Сакс»	
4.	25-ти этажный жилой комплекс с 2-х уровневой подземной парковкой по ул. Виноградная в г. Сочи Период строительства фундамента: 07.2011-09.2011 г. Заказчик ООО «ЮгСпецСтрой»	
5.	Торгово-развлекательный комплекс «Красная площадь» в г. Новороссийске Период строительства фундамента: 12.2007-04.2008 г. Заказчик ООО «Новомол»	
6.	Комплекс жилых зданий переменной этажности 12-18 эт. по ул. Кирпичная в Адлерском районе г. Сочи Период строительства фундамента: 01.2010-06.2010 г. Заказчик ООО «Экспострой»	
7.	Фундаменты зданий Основной Олимпийской Деревни (3000 мест). Имеретинская низменность. Зона 8 Период строительства фундамента: 03.2011-07.2011 г. Заказчик ООО «Штрабаг Юг»	
8.	Многоэтажное жилое здание по ул. Набережная Адмирала Серебрякова в г. Новороссийске Период строительства фундамента: 09.2010-11.2010 г. Заказчик ООО «Компания Выбор»	
9.	Многоэтажный жилой дом «Барселона Парк» по ул. Соколова в г. Сочи Период строительства фундамента: 01.2012-03.2012 г. Заказчик ООО «ЮгСпецСтрой»	
10.	Многоэтажный жилой дом по ул. Театральной в г. Сочи Период строительства фундамента: 11.2011-12.2011 г. Заказчик ООО «ЮгСпецСтрой»	
11.	Комплекс многоэтажных жилых зданий в селе Веселое Адлерского района г. Сочи по ул. Таврическая-Акаций Период строительства фундамента: 09.2012-11.2012 г. Заказчик ООО «ВЭЛСТ-проект»	

№	Название объекта	Метод
12.	Многофункциональный комплекс в г. Минске в границах ул. Филимонова – просп. Независимости – ул. Макаенка Период строительства фундамента: 07.2018-05.2020 г. Заказчик ООО «АЙКОМ»	
13.	Комплекс многоэтажных жилых зданий по ул. Гастелло, 27 в Адлерском районе г. Сочи Период строительства фундамента: 04.2012-03.2013 г. Заказчик ООО «ИМПЕРИАЛ ГРУПП»	
14.	Высотное здание «Сан Сити» по ул. Курортный Проспект в г. Сочи Период строительства фундамента: 11.2007-02.2008 г. Заказчик ООО «Датонг Групп»	
15.	Многоэтажный жилой дом с подземной автопарковкой по ул. Бытха в г. Сочи Период строительства фундамента: 01.2019-05.2019 г. Заказчик ООО «Дипломат+»	
16.	24-х этажный жилой дом с подземной автопарковкой по ул. Монтажников в г. Краснодаре Период строительства фундамента: 04.2015-08.2015 г. Заказчик ООО «Остринский»	
17.	Группа многоэтажных жилых домов по ул. Солнечная, 55 в пгт. Яблоновском, Тахтамукайского района, Республики Адыгея Период строительства фундамента: 10.2012-02.2013 г. Заказчик ОАО «Краснодарстрой»	
18.	Многоэтажный жилой дом ул. Шоссейной в Хостинском районе г. Сочи Период строительства фундамента: 09.2019-12.2019 г. Заказчик ООО «Сочистрой-Инвест»	
19.	Комплекс высотных зданий в границах улиц Гагринская-Депутатская-Южная в Хостинском районе г. Сочи Период строительства фундамента: 08.2006-01.2007 г. Заказчик ООО «Сунжа»	
20.	Высотное здание «Кристалл» с многоуровневой подземной парковкой по ул. Курортный проспект в г. Сочи Период строительства фундамента: 12.2012-04.2013 г. Заказчик ООО «ЮгСпецСтрой»	
21.	Многоэтажный жилой дом по ул. Первомайская, 1 в г. Сочи Период строительства фундамента: 07.2012-09.2012 г. Заказчик ООО «ЮгСпецСтрой»	
22.	Жилой дом с подземной автопарковкой по ул. Тростниковой в Адлерском районе г. Сочи Период строительства фундамента: 08.2015-09.2015 г. Заказчик Гущин Р.В.	

№	Название объекта	Метод
23.	Фундаменты филиала ПАО «СберБанк» в г. Новороссийске Период строительства фундамента: 11.2004-12.2004 г. Заказчик ООО «Компания Выбор»	
24.	Фундаменты колеса обозрения D=75 м в г. Геленджике Период строительства фундамента: 04.2004-08.2004 г. Заказчик ОАО «ТИЖГП Краснодаргражданпроект»	
25.	Фундаменты изотермических резервуаров для сжиженных углеводородных газов (СУГ) по адресу: Ленинградская область, г. Усть-Луга Период строительства фундамента: 06.2012-078.2012 г. Заказчик ОАО «НИПИГазпереработка»	
26.	Многоэтажный жилой комплекс «Королевский Парк» в Хостинском районе г. Сочи Период строительства фундамента: 01.2007-05.2007 г. Заказчик ЗАО «МР Групп»	
27.	Многоэтажный жилой комплекс «Москва» по ул. Депутатская в г. Сочи Период строительства фундамента: 05.2012-08.2012 г. Заказчик ООО «ЮгСпецСтрой»	
28.	Многоуровневая автопарковка по ул. Есауленко в Хостинском районе г. Сочи Период строительства фундамента: 10.2018-10.2019 г. Заказчик ООО «Дипломат+»	
29.	Многоэтажный многофункциональный жилой комплекс «Ideal House» по ул. Бытха в Хостинском районе г. Сочи Период строительства фундамента: 11.2006-01.2009 г. Заказчик ООО «ДиалСтройИнвест»	
30.	Комплекс многоэтажных жилых домов по ул. Есауленко в г. Сочи Период строительства фундамента: 10.2017-10.2019 г. Заказчик ООО «Дипломат+»	
31.	Комплекс 24-х этажных жилых зданий «Эльсинор» по ул. Пасечной в г. Сочи Период строительства фундамента: 11.2014 Заказчик ООО «Остринский»	
32.	23-х этажное здание гостиничного комплекса «Marriott» по ул. Красной в г. Краснодаре Период строительства фундамента: 10.2006-12.2007 г. Заказчик ООО «Европа»	
33.	Многосекционный многоэтажный жилой комплекс «Горизонт» по ул. Просвещения, 24 в Адлерском районе г. Сочи Период строительства фундамента: 01.2017-05.2023 г. Заказчик ООО «СК МАГНА»	

На примере территории города Сочи, приведена схема результатов внедрения фундаментов, выполненных на основе разработанных методов (рисунок 6.8.1).



Рисунок 6.8.1 – Карта-схема города Сочи с привязкой разработанных методов строительства фундаментов в особых условиях (применительно к реализованным многоэтажным и высотным зданиям)

### ***Выводы по Разделу 6***

1. Разработана классификация методов расчета и конструирования фундаментов многоэтажных и высотных зданий в особых условиях Юга России. Внедрены в практику строительства эффективные конструкции фундаментов, обладающие патентной новизной, адаптированные к сложным грунтовым условиям эксплуатации многоэтажных и высотных зданий, расположенных в сейсмических районах, в том числе на участках со значительным перепадом отметок рельефа.

2. Использование разработанной классификации методов расчета и конструирования фундаментов многоэтажных и высотных зданий в особых условиях позволяет избежать ошибок на этапе выбора проектных решений и, тем самым, уменьшить риски инвестиций в строительство.

3. Подготовлена карта-схема города Сочи с привязкой разработанных автором методов строительства фундаментов в особых условиях (применительно к реализованным многоэтажным и высотным зданиям).

4. Перспективным направлением в использовании разработанных методов является их применение при составлении генеральных планов территорий с наличием выявленных особых условий, т.е. – предварительная разработка классификаций территорий строительства многоэтажных и высотных зданий в особых условиях с учетом предлагаемых методов расчета и конструирования фундаментов.

## ЗАКЛЮЧЕНИЕ

### Итоги выполненных исследований

1. Выявлены признаки формирования особых условий при застройке территории Юга России многоэтажными и высотными зданиями, заключающиеся в сочетании различных факторов, к которым относятся: высокая расчетная сейсмичность территории, наличие оползневых процессов, переменный рельеф, незакономерное чередование грунтовых разностей в пределах инженерно-геологического разреза. Выявленные признаки обосновали необходимость развития методов расчета и конструирования фундаментов многоэтажных и высотных зданий.

2. Выполнено обобщение многолетних результатов полевых испытаний буровых натуральных свай в песчано-глинистых грунтах по выделенным критериям (несущая способность  $F_d$ , диаметр  $d$ , соотношение длины к диаметру  $l/d$ ), соответствующих практике проектирования и строительства свайных фундаментов в особых условиях Юга России.

3. Предложен способ оценки фактической несущей способности свай с использованием эмпирических поправочных коэффициентов при назначении параметров свайного фундамента; усовершенствована программа для ЭВМ «*CPRF-CFA*», позволяющая определять рациональное размещение буровых свай в пределах опорной площади фундамента.

4. Разработан метод испытания буровых висячих свай постоянно возрастающей нагрузкой с синхронной регистрацией вдавливающей силы, осадки и времени, что позволило выявить неравномерность роста осадки свай, вызванную перестройкой структуры грунта при нагружении. Установлен циклический характер скорости и ускорения осадки сваи, что позволило выделить упругие и пластические деформации, а также определить соотношение их долей.

5. Разработан метод расчета несущей способности проектируемых свай с разными размерами боковой поверхности, базирующийся на данных их испытаний постоянно возрастающей нагрузкой с использованием коэффициентов подобия,

обоснованных разделением деформации на упругую и пластическую составляющую, использующий результаты оценки деформационной однородности грунтов основания строительной площадки по данным статического зондирования.

6. Проведены численные исследования для определения параметров свайных фундаментов с промежуточным распределительным слоем, позволившие установить закономерности распределения осадок фундаментной плиты в зависимости от параметров свайного поля, жесткости надземного строения, а также стадийности приложения нагрузки; разработаны соответствующие рекомендации по конструированию свайных фундаментов для многоэтажных и высотных зданий в особых условиях Юга России, в том числе с учетом сейсмических воздействий.

7. Разработан аналитический метод расчёта промежуточного распределительного слоя, позволяющий определить значения доли внешней нагрузки, воспринимаемой межсвайным грунтом в зависимости от расстановки свай в плане. Метод основан на условиях равенства сил и равенства работ упругих деформаций фундаментной плиты, промежуточного распределительного слоя, свай и грунта основания при их совместной работе под нагрузкой от здания, в том числе с учетом сейсмических воздействий.

8. Предложены новые способы проектирования и строительства свайных и свайно-плитных фундаментов в сейсмических районах: с заданной начальной осадкой плитной части; с использованием свай разной длины и их последовательным включением в совместную работу с плитной частью; с возможностью управления осадками фундаментов в процессе строительства.

9. Разработана классификация методов расчета и конструирования фундаментов многоэтажных и высотных зданий в особых условиях Юга России. Внедрены в практику строительства эффективные конструкции фундаментов, обладающие патентной новизной, адаптированные к сложным грунтовым условиям эксплуатации многоэтажных и высотных зданий, расположенных в сейсмических районах, в том числе на участках со значительным перепадом отметок рельефа.

10. Подготовлена карта-схема города Сочи с привязкой разработанных автором методов строительства фундаментов в особых условиях Юга России (применительно к реализованным многоэтажным и высотным зданиям).

11. Разработанные методы расчета и конструирования фундаментов получили широкое применение в практике проектирования, строительства многоэтажных и высотных зданий в сейсмических районах Юга России, в том числе при реконструкции и развитии инфраструктуры таких городов как Краснодар, Сочи, Новороссийск, Анапа, а также при строительстве фундаментов зданий олимпийской деревни в рамках подготовки Зимних Олимпийских Игр, прошедших в 2014 году в г. Сочи. Результаты исследований используются в проектной практике крупных проектно-изыскательских организаций Юга России, при чтении лекций и проведении практических занятий для студентов архитектурно-строительного факультета Кубанского государственного аграрного университета им. И.Т. Трубилина. Сформулированы перспективы дальнейшей разработки темы исследований.

#### **Рекомендации по внедрению результатов исследований:**

Результаты исследований могут быть применены при разработке генеральных планов крупных городов. Предварительно проведенное районирование, учитывающее распространение опасных природных процессов, может обосновать выбор участков, пригодных для безопасной и эффективной застройки городской территории зданиями и сооружениями различного функционального назначения, этажности, высотности, условий эксплуатации. Для каждого из выделенных в процессе районирования участков могут быть применены разработанные автором эффективные решения фундаментов, учитывающие одновременное сочетание осложняющих факторов.

Предложенная классификация методов расчета и конструирования фундаментов многоэтажных и высотных зданий в особых условиях позволяет избежать ошибок в выборе проектных решений и, тем самым, уменьшить риски инвестиций в строительство.

### **Перспективы дальнейшей разработки темы исследований**

**В области расчетов:** развивать расчетные модели оснований фундаментов и отдельных свай с использованием законов механики и, в частности, механики грунтов так, чтобы задаваемые в моделях граничные условия были доступны для измерений с заданной погрешностью. Такой подход даст возможность построения более точной расчетной модели для группы свай, выполняемых в грунтовом массиве с незакономерным чередованием свойств в плане и по глубине.

**В области инженерно-геологических изысканий для свайных фундаментов:** развивать испытания грунтов свай с постоянно возрастающей нагрузкой (или/и при постоянной скорости перемещения свай) при частой синхронной регистрации параметров опыта, как способ физического моделирования, дающий наиболее точные и достоверные данные для построения математических моделей основания свай. Развивать испытания грунтов свай в логической связи со статическим зондированием, с измерениями реакции ствола испытываемой свай и грунтов вокруг него.

**В области конструирования свайных фундаментов:** совершенствовать методы расчета и конструирования фундаментов с промежуточным распределительным слоем, выполняемым между свайным полем и фундаментной плитой, – для снижения сейсмического воздействия на здание, регулирования осадки фундамента и возможности учета последовательного включения элементов фундамента в совместную работу.

**В области мониторинга:** развивать длительные и непрерывные наблюдения за деформациями свай и грунтов основания синхронно с осадкой фундамента здания – в процессе его строительства и эксплуатации.

**СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ**

1. Абелев, Ю. М. Слабые водонасыщенные глинистые грунты как основания сооружений / Ю. М. Абелев. - М. : Изд-во Стройиздат, 1973. - 287 с.
2. Абелев, М. Ю. и др. Аварии фундаментов сооружений / М. Ю. Абелев., В. В. Куйбышева. - М. : Изд-во МИСИ, 1975. - 56 с.
3. Абелев, М. Ю. Деформации сооружений в сложных инженерно-геологических условиях / Ю. М. Абелев. - М. : Изд-во Стройиздат, 1982. - 49 с.
4. Абелев, М. Ю. Строительство промышленных и гражданских сооружений на слабых водонасыщенных грунтах / Ю. М. Абелев. - М. : Изд-во Стройиздат, 1983. - 247 с.
5. Абелев, М. Ю. и др. Геотехнические исследования площадок строительства, сложенных слабыми водонасыщенными глинистыми грунтами / Ю. М. Абелев, К. М. Абелев // Геотехника. - 2010. - № 6. - С. 30-33.
6. Ананьев, В. П. и др. Инженерно-геологические свойства пород Северного Кавказа и прилегающей части Предкавказья / В. П. Ананьев, М. И. Черкасов. - Ростов-на-Дону : Изд-во РИСИ, 1970. - 116 с.
7. Бабичев, З. В. О распределении нагрузок крупнопанельного здания на свайный фундамент / З. В. Бабичев // Основания, фундаменты и подземные сооружения. Труды 1-й научной конференции Молодых специалистов НИИОСП. - М. : Изд-во Стройиздат, 1967. - С. 40-44.
8. Бартоломей, А. А. Экспериментальные и теоретические основы прогноза осадок ленточных свайных фундаментов и их практические приложения : дис. ... д-ра техн. наук / А. А. Бартоломей ; МИСИ. - М., 1977. - 352 с.
9. Бартоломей, А. А. и др. Прогноз осадок свайных фундаментов / А. А. Бартоломей, И. М. Омельчак, В. С. Юшков. - М. : Изд-во Стройиздат, 1994. - 384 с.
10. Безухов, Н. И. Основы теории упругости, пластичности и ползучести / Н. И. Безухов. - М. : Изд-во ВШ, 1968. - 512 с.
11. Батурина, А. Н. и др. Карта инженерно-геологических условий Краснодарского края масштаба 1:200000 / А. Н. Батурина, Н. Ф. Соловьева. - Краснодар : СевКавТИСИЗ, 1998.
12. Бахолдин, Б. В. и др. Метод определения прочностных и деформационных характеристик грунтов по результатам глубинного вдавливания стержневых штампов / Б. В. Бахолдин, П. И. Ястребов // Основания, фундаменты и механика грунтов. - 2004. - № 1. - С. 4-7.

13. Белаш, Т. А. и др. Нетрадиционные методы повышения сейсмостойкости зданий и сооружений. Отечественный и зарубежный опыт / Т. А. Белаш, В. С. Казарновский // Известия вузов. Строительство. - 2010. - № 8. - С. 3-11.
14. Белаш, Т. А. и др. Исследование сейсмостойкости зданий с подземными парковками / Т. А. Белаш, Л. А. Яковлев // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. - 2012. - № 3., - С. 42-47.
15. Белаш, Т.А. и др. Сейсмостойкие конструкции транспортных зданий и сооружений / Т.А. Белаш, А.М. Уздин, С.В. Елизаров // Учебное пособие. - Москва, 2012. - 501с. ISBN: 978-5-89035-653-6.
16. Березанцев, В. Г. Пособие для проектирования "Расчёт оснований сооружений" / В. Г. Березанцев. - Л. : Изд-во Стройиздат, 1970. - 297 с.
17. Бирбаер, А. Н. и др. Оценка надежности свайных фундаментов при сейсмических воздействиях / А. Н. Бирбаер, С. Г. Шульман // Основания, фундаменты и механика грунтов. - 1986. - № 1. - С. 15-18.
18. Богомолов, А. Н. Расчет несущей способности оснований сооружений и устойчивости грунтовых массивов в упругопластической постановке / А. Н. Богомолов. - Пермь, 1996. - 150 с.
19. Боков, И. А. и др. Взаимовлияние свай через грунт: сравнение аналитических и численных оценок / И. А. Боков, В. Г. Федоровский // Промышленное и гражданское строительство. - 2016. - № 10. - С. 26-30.
20. Боков, И. А. и др. О применимости функции влияния, полученной по результатам расчётов одиночной сваи для расчёта свайных групп / И. А. Боков, В. Г. Федоровский // Основания, фундаменты и механика грунтов. - 2018. - № 6. - С. 2-7.
21. Болдырев, Г. Г. Методы определения механических свойств грунтов с комментариями к ГОСТ 12248-2010 / Г. Г. Болдырев. - М. : Изд-во ООО «Прондо», 2014. - 812 с.
22. Бугров, А. К. и др. Анизотропные грунты и основания сооружений / А. К. Бугров, А. И. Голубев. - СПб. : Изд-во Недра, 1993. - 245 с.
23. Вадачкоря, О. А. Отчет на тему: «Инженерная защита территории Сочи от опасных геологических процессов» / О. А. Вадачкоря. - Сочи : Градостроительный совет при главе города Сочи, 2021.
24. Васильков, Г. В. Эволюционные задачи строительной механики. Синергетическая парадигма : учебное пособие / Г. В. Васильков. - Ростов-на-Дону: Изд-во ИнфоСервис. - 2003. - 180 с.

25. Водопьянова, О. Г. и др. Карта инженерно-геологического районирования г. Краснодара масштаба 1:10000 / О. Г. Водопьянова, Л. И. Чередниченко, А. Н. Батурина, И. Л. Кухарев. - Краснодар : СевКавкТИСИЗ, 2001.
26. Водопьянова, О. Г. Научно-практический отчет на тему: «Составление карты инженерно-геологического районирования Краснодарского края в масштабе 1:200000» / О. Г. Водопьянова. - Краснодар : Геопроектстрой, 2005.
27. Вожик, А. А. Отчет на тему: «Оценка экзогенной геологической опасности при ведении государственного мониторинга состояния недр» / А. А. Вожик. - М. : ФГБУ «Гидроспецгеология», 2016.
28. Вялов, С. С. Реологические основы механики грунтов / С. С. Вялов. - М. : Изд-во ВШ, 1978. - 447 с.
29. Гарагаш, Б. А. Аварии и повреждения системы «здание-основание» и регулирование надежности ее элементов / Б. А. Гарагаш. - Волгоград : Изд-во ВолГУ, 2000. - 384 с.
30. Гарагаш, Б. А. Надежность стохастических пространственных систем сооружений и оснований при неоднородных деформациях оснований : дис. ... д-ра техн. наук : 05.23.02 / Б. А. Гарагаш ; ВолГАСА. - Волгоград, 2001.
31. Гольдфельд, И.З. Практика расширенного анализа результатов полевых испытаний грунтов сваями и зондированием / И.З. Гольдфельд // Международный журнал «Геотехника». - 2013. - №3. - С. 48-66.
32. Гольдштейн, М. Н. Механические свойства грунтов / М. Н. Гольдштейн. - М. : Изд-во Стройиздат, 1971. - 367 с.
33. Гольдштейн, М. Н. и др. Механика грунтов, основания и фундаменты / М. Н. Гольдштейн, А. А. Царьков, И. И. Черкасов. - М. : Изд-во Транспорт, 1981. - 320 с.
34. Горбунов-Посадов, М. И. и др. Расчет конструкции на упругом основании / М. И. Горбунов-Посадов, Т. А. Маликова, В. И. Соломин. - М. : Изд-во Стройиздат, 1984.
35. ГОСТ 5686-2020. Грунты. Методы полевых испытаний сваями. - М. : Изд-во Стандартиформ, 2020. - 65 с.
36. Готман, А. Л. и др. Исследование работы комбинированных свайных фундаментов на вертикальную нагрузку / А. Л. Готман, М. З. Каранаев // Основания, фундаменты и механика грунтов. - 1991. - № 6. - С. 15-18.
37. Готман, А. Л. и др. Исследование вертикально нагруженных буронабивных свай в глинистых грунтах и их расчёт по данным статического зондирования / А. Л. Готман, А. О. Глазачёв // Основания, фундаменты и механика грунтов. - 2014. - № 2. - С. 5-13.

38. Готман, А. Л. Сваи и свайные фундаменты. Избранные труды / А. Л. Готман. - Уфа : Изд-во УГНТУ, Ин-т доп. проф. образования, 2015. - 384 с.
39. Готман, А. Л. Расчет одиночных свай и свайных фундаментов (доклад) / А. Л. Готман // Герсевановские чтения (г. Новосибирск, 15 марта 2017 г.) - Новосибирск : Изд-во Товарищество сибирских геотехников, 2017.
40. Готман, Н. З. и др. Математическое моделирование взаимодействия свай с грунтом в сплошном свайном поле / Н. З. Готман, Д. М. Шапиро // Труды Международного семинара по механике грунтов, фундаментостроению и транспортным сооружениям. - М., 2000. - С. 171-174.
41. Готман, Н. З. Определение параметров свайного поля свайно-плитного фундамента / Н. З. Готман // Основания, фундаменты и механика грунтов. - 2003. - № 3. - С. 2-6.
42. Готман, Н. З. Расчет свайно-плитных фундаментов из забивных свай с учетом образования карстового провала : дис. ... д-ра техн. наук : 05.23.02 / Н. З. Готман ; ГУП ин-т «БашНИИстрой» (Уфа). - М. : НИИОСП, 2004. - 348 с.
43. Готман, Н. З. Определение сопротивления сдвигу грунта по боковой поверхности забивных свай в численных расчётах / Н. З. Готман // Основания, фундаменты и механика грунтов. - 2018. - № 6. - С. 8-13.
44. Григоренко, В. В. и др. Геологическая карта Кавказа / В. В. Григоренко, Н. Ф. Соловьева. - Ессентуки : Северо-Кавказское геологическое территориальное геологическое управление, 1975.
45. Григорян, А. А. и др. Несущая способность и способ устройства свай в лёссовых грунтах / А. А. Григорян, Е. С. Иванов // Труды к VIII Международному Конгрессу по механике грунтов и фундаментостроению. - М. : Изд-во Стройиздат, 1973. - С. 140-150.
46. Григорян, А. А. Расчет оснований свайных фундаментов в свете решения задач механики грунтов / А. А. Григорян // Труды Международной научно-практической конференции по проблемам механики грунтов, фундаментостроению и транспортному строительству. - Т. 1. - Пермь, 2004. - С. 200-205.
47. Далматов, Б. И. и др. Определение коэффициента сжимаемости поровой воды в глинистых грунтах / Б. И. Далматов, В. К. Нгуен // Материалы XXX научной конференции ЛИСИ. - Л. : Изд-во ЛИСИ. 1971. - С. 2-7.
48. Далматов, Б. И. и др. Проектирование свайных фундаментов в условиях слабых грунтов / Б. И. Далматов, Ф. К. Лапшин, Ю. В. Россихин. - Л. : Изд-во Стройиздат, Ленингр. отделение, 1975. - 240 с.
49. Далматов, Б. И. Механика грунтов, основания и фундаменты / Б. И. Далматов. - М. : Изд-во Стройиздат, 1981. - 391 с.

50. Далматов, Б. И. и др. Проектирование фундаментов зданий и подземных сооружений : учебное пособие // Под ред. Б. И. Далматова. - М. : Изд-во АСВ; СПб : СПбГАСУ, 2001. - 440 с.
51. Дектерев, С. А. Архитектура жилища в условиях Урала / С. А. Дектерев. - Екатеринбург : Изд-во УАХИ, 1992. – 258 с.
52. Денисенко, В. В. и др. Совершенствование техники и технологии испытания грунтов : монография / В. В. Денисенко, П. А. Ляшенко ; КубГТУ. - Краснодар : Изд-во «ПринтТерра», 2019. - 183 с.
53. Егоров, К. Е. К расчёту деформаций оснований (сборник статей) / К. Е. Егоров. - М. : Изд-во ФГУП «ВНИИНТПИ», 2002. - 400 с.
54. Зарецкий, Ю. К. и др. Расчетная оценка взаимодействия экспериментальных свай с основанием и сравнение с результатами испытаний / Ю. К. Зарецкий, М. И. Карабаев // Вестник МГСУ. - 2006. - № 1, - С. 100-104.
55. Знаменский, В. В. Инженерный метод расчета горизонтально нагруженных групп свай / В. В. Знаменский. - М. : Изд-во АСВ, 2000. - 128 с.
56. Знаменский, В. В. Экспериментальные исследования работы и инженерные методы расчета свайных групп из забивных свай // дис. ... д-ра техн. наук : 05.23.02 / В. В. Знаменский. - М., 2002. - 375 с.
57. Знаменский, В. В. и др. Исследование несущей способности баретт для 56-этажного жилого здания / В. В. Знаменский, Б. В. Бахолдин, Е. А. Парфенов, М. В. Мусатов // Основания, фундаменты и механика грунтов. - 2019. - № 1. - С. 2-6.
58. Ильичев, В. А. и др. Свайные фундаменты в сейсмических районах / В. А. Ильичев, Ю. В. Монголов, В. М. Шаевич. - М. : Изд-во Стройиздат, 1983. - 144 с.
59. Ильичев, В. А. и др. Расчёт и проектные решения по геотехнике при строительстве Центрального ядра ММДЦ «Москва-Сити» / В. А. Ильичёв, В. П. Петрухин, Б. Ф. Кисин, А.Б. Мещанский, И.В. Колыбин / 70 лет НИИОСП им. Н. М. Герсеванова. Сборник научных трудов. - М. : Изд-во Экономика, строительство, транспорт, 2001. - С. 61-69.
60. Ильичёв, В. А. и др. Принципы проектирования оснований и фундаментов высотных зданий, учитывающие их геотехнические особенности. Современное высотное строительство / В. А. Ильичёв, В. П. Петрухин, В. И. Шейнин. - М. : Изд-во ГУП «ИТЦ Москомархитектуры», 2007. - С. 156-160.
61. Ишихара, К. Поведение грунтов при землетрясениях / К. Ишихара. - СПб. : Изд-во НПО «Геореконструкция-Фундаментпроект», 2006. - 384 с.

62. Караулов, А. М. Рекомендации по проектированию вертикально армированных оснований ленточных, отдельно стоящих и плитных фундаментов мелкого заложения / А. М. Караулов. - Новосибирск : Изд-во СГУПС, 1999. - 52 с.
63. Катценбах, Р. и др. Основные принципы проектирования и мониторинга высотных зданий Франкфурта-на-Майне. Случаи из практики / Р. Катценбах, А. Шмит, Х. Рамм // Реконструкция городов и геотехническое строительство. - 2005. - № 9. - С. 80-99.
64. Катценбах, Р. Последние достижения в области фундаментостроения высотных зданий на сжимаемом основании / Р. Катценбах. // Научно-технический журнал МГСУ, - М., 2006, № 1. - С. 105-118.
65. Келемен, Я. и др. Город под землей / Я. Келемен, З. Вайда. - М. : Изд-во Стройиздат, 1986.
66. Клепиков, С. Н. и др. Исследование взаимодействия модели здания с нелинейно деформируемым основанием / С. Н. Клепиков, А. И., Шарапов, Г. В. Кисель // Республиканский межведомственный научно-технический сборник Основания и фундаменты. Вып. 19. - Киев, 1986. - С. 32-35.
67. Крутов, В. И. и др. Расчет армированных массивов / В. И. Крутов, И. К. Попсуенко // Труды института НИИОСП. Вып.70. - М. : Изд-во Стройиздат, 1980. - С. 15-24.
68. Лаврентьев, М. А. и др. Методы теории функций комплексного переменного / М. А. Лаврентьев, Б. В. Шабат. - М. : Изд-во Физматгиз, 1958. - 678 с.
69. Лапшин Ф. К. Расчет свай по предельным состояниям / Ф. К. Лапшин. - Саратов : Изд-во Саратовского университета, 1979.
70. Леонтович, В. В. Вертикальная планировка городских территорий : учебное пособие для студентов вузов по спец. «Городское строительство» / В. В. Леонтович. - М. : Изд-во ВШ, 1985. - 119 с.
71. Луга, А. А. Исследование работы маломасштабных фундаментов в песчаных грунтах на осевую нагрузку / А. А. Луга // Науч.ные труды ЦНИИС. – М.: Трансжелдориздат, 1955. - Вып. 13. - С. 188-222
72. Луга, А. А. Методические указания по расчету осадок одиночных свай / А. А. Луга. - М. : Изд-во ЦНИИС, 1963.
73. Лурье, А. И. Пространственные задачи теории упругости / А. И. Лурье. - М. : Изд-во Гостехтеориздат, 1955. - 491 с.
74. Ляшенко, П. А. Микроструктурная деформируемость глинистых грунтов : монография / П. А. Ляшенко. - Краснодар : КубГАУ, 2001. - 122 с.

75. Ляшенко, П. А. и др. Лабораторное моделирование буронабивной сваи / П. А. Ляшенко, А. И. Остапенко // Политематический сетевой электронный научный журнал КубГАУ. - 2011. - № 66 (02). - С. 44-59.
76. Ляшенко, П. А. Сопротивление и деформации глинистого грунта / П. А. Ляшенко. - Краснодар : Изд-во КубГАУ, 2014. - 161 с.
77. Ляшенко, П. А. и др. Исследование работы оснований буронабивных свай / П. А. Ляшенко, В. В. Денисенко, М. Б. Мариничев // Строительство: новые технологии – новое оборудование. - 2019. - № 7. - С. 18-23.
78. Ляшенко, П. А. и др. Схема работы под нагрузкой буронабивных свай в глинистых грунтах / П. А. Ляшенко, В. В. Денисенко, М. Б. Мариничев // Строительство: новые технологии – новое оборудование. - 2019. - № 8. - С. 34-40.
79. Ляшенко, П. А. и др. Обобщенные характеристики в глинистых грунтах буронабивных свай / П. А. Ляшенко, В. В. Денисенко, М. Б. Мариничев // Строительство: новые технологии – новое оборудование, № 5, 2019. - С. 24-30.
80. Ляшенко, П. А. и др. Сопротивление основания буронабивной висячей сваи внешней нагрузке / П. А. Ляшенко, В. В. Денисенко, М. Б. Мариничев // Строительство и реконструкция, № 5 (91), 2020. - С. 22-31.
81. Ляшенко, П. А. и др. Трение грунта на поверхности соприкосновения с бетоном сваи / П. А. Ляшенко, В. В. Денисенко, М. Б. Мариничев // Строительство: новые технологии – новое оборудование. - 2020. - № 1. - С. 24-30.
82. Ляшенко, П. А. и др. Совершенствование технологии испытания буронабивной висячей сваи / П. А. Ляшенко, В. В. Денисенко, М. Б. Мариничев // Строительство: новые технологии – новое оборудование. - 2020. - № 6. - С. 12-20.
83. Ляшенко, П. А. и др. Учёт взаимодействия бетонных свай в основании фундамента / П. А. Ляшенко, В. В. Денисенко, М. Б. Мариничев // Строительство: новые технологии – новое оборудование. - 2020. - № 6. - С. 27-33.
84. Ляшенко, П. А. и др. Описание работы буронабивных свай в группе с использованием расширенной схемы сопротивления грунтового основания / П. А. Ляшенко, В. В. Денисенко, М. Б. Мариничев // Строительство и реконструкция. - 2021. - № 2 (94). - С. 46-55.
85. Маковецкий, О. А. и др. Обоснование применения искусственного основания структурный геомассив / О. А. Маковецкий, С. С. Зуев, И. И. Хусаинов // Жилищное строительство. - 2016. - № 9. - С. 23-26.

86. Маковецкий, О. А. Наблюдательный метод прогнозирования осадок высотных зданий / О. А. Маковецкий // Транспорт. Транспортные сооружения. Экология. - 2018. - № 1. - С.75-85.
87. Маковецкий, О. А. Расчет и конструирование искусственного основания. Структурный геотехнический массив : дис. ... д-ра техн. наук : 05.23.02 / О. А. Маковецкий ; МИИТ. - М. : МИИТ, 2021. - 363 с
88. Малинин, А. Г. Струйная цементация грунтов / А. Г. Малинин. - Пермь: Изд-во Пресстайм, 2007. - 168 с.
89. Мангушев, Р. А. Принципы формирования застройки с учётом разнотипности зданий и напластования грунтов, определяющих выбор фундаментов : дис. ... д-ра техн. наук : 05.23.02 / Р. А. Мангушев. - СПб., 1993. - 403 с.
90. Мангушев, Р. А. и др. Современные свайные технологии / Р. А. Мангушев, А. В. Ершов, А. И. Осокин. - М. : Изд-во АСВ; СПб. : СПбГАСУ, 2007. - 159 с.
91. Мангушев, Р. А. и др. Современные свайные технологии : учебное пособие / Р. А. Мангушев, А. В. Ершов, А. И. Осокин. - М. : Изд-во АСВ, 2010. - 240 с.
92. Мангушев, Р. А. и др. Сваи и свайные фундаменты. Конструкции, проектирование и технологии : учебное пособие / Р. А. Мангушев, А. Л. Готман, В. В. Знаменский, А. Б. Пономарев. - М. : Изд-во АСВ, 2015. - 320 с.
93. Мангушев, Р. А. и др. Геотехника Санкт-Петербурга. Опыт строительства на слабых грунтах / Р. А. Мангушев, А. И. Осокин. - М. : Изд-во АСВ, 2018.
94. Мариничев, М. Б. Компенсация неравномерной сжимаемости основания жесткостью фундамента (на примере грунтовых условий г. Краснодара и края) : дис. ... канд. техн. наук / 05.23.02 ; КубГАУ (Краснодар). - Волгоград : ВолгГАСУ, 2004, - 166 с.
95. Мариничев, М. Б. и др. Расчетное и практическое обоснование необходимости уточнения методов проектирования свайно-плитных фундаментов с применением буроинъекционных свай больших диаметров (СФА) на дисперсных грунтах / М. Б. Мариничев, А. Ю. Маршалка // Инженерные подходы к решению геотехнических задач. - Краснодар, 2013. - С. 45-48.
96. Мариничев, М. Б. и др. Практическая реализация метода вертикального армирования неоднородного основания для компенсации неравномерной деформируемости грунтового массива и снижения сейсмических воздействий на надземное сооружение / М. Б. Мариничев, И. Г. Ткачев, Ю. Шлее // Политематический сетевой электронный научный журнал КубГАУ. - 2013. - № 94. - С. 279-292.

97. Мариничев, М. Б. и др. Эффективные фундаментные конструкции в сложных грунтовых условиях / М. Б. Мариничев, К. Ш. Шадунц, А. Ю. Маршалка // Промышленное и гражданское строительство. - 2013. - № 2. - С. 34-36.
98. Мариничев, М. Б. Оценка эффективности свайно-плитных фундаментов с промежуточной подушкой на примере высотных зданий в сейсмических районах Краснодарского края / М. Б. Мариничев // Вестник ТГАСУ. - 2017. - № 2 (61).
99. Мариничев, М. Б. и др. Принципы фундаментостроения многоэтажных жилых зданий на неравномерно сжимаемых пойменных участках в сейсмических районах / М. Б. Мариничев, И. Г. Ткачев // Фундаменты глубокого заложения и геотехнические проблемы территорий. Материалы Всероссийской национальной конференции с международным участием (г. Пермь, 29-31 мая 2017 г.). - Пермь : Изд-во ПНИПУ. - С 263-272.
100. Мариничев, М. Б. Опыт реализации нестандартных методов проектирования и строительства фундаментов высотных зданий в сейсмических районах / М. Б. Мариничев // Политематический сетевой электронный научный журнал КубГАУ. - 2017. - № 125. - С. 623-657.
101. Мариничев, М. Б. и др. Особенности расчета и конструирования свайных фундаментов высотных зданий в сложных грунтовых условиях / М. Б. Мариничев, П. А. Ляшенко, В. В. Денисенко, И. Г. Ткачев // Презентации и тезисы докладов II Международной научно-практической конференции: свайные фундаменты: тенденции, проблемы и перспективы развития (г. Москва, 9-10 сентября 2020 г.). - М. : Изд-во Международная ассоциация фундаментостроителей, 2020. - С. 44-103.
102. Мариничев, М. Б. и др. О взаимодействии грунта с поверхностью бетонной сваи / М. Б. Мариничев, П. А. Ляшенко, В. В. Денисенко // Сб. научных трудов по материалам IV Международной научно-практической конференции. - Орел, 2020. - С 232-239.
103. Мариничев, М. Б. и др. Работа буронабивных свай под нагрузкой в глинистых грунтах / М. Б. Мариничев, П. А. Ляшенко, В. В. Денисенко // Сб. научных трудов по материалам IV Международной научно-практической конференции. - Орел, 2020. - С. 240-246.
104. Мариничев, М. Б. и др. Расчет и конструирование свайных фундаментов высотных зданий в сложных грунтовых условиях / М. Б. Мариничев, П. А. Ляшенко, В. В. Денисенко, И. Г. Ткачев // Фундаменты. - 2021. - № 1. - С. 58 - 62.
105. Мариничев, М. Б. и др. Обоснование применения анкерных микросвай как сжимаемых элементов в составе фундаментов при реконструкции и новом

- строительстве / М. Б. Мариничев., П. А. Ляшенко, В. В. Денисенко, И. Г. Ткачев, И. Г. Азов // Строительство и архитектура. - 2022. - № 1. - С. 25-36.
106. Мариничев, М. Б. Исследование работы буровых висячих свай в составе фундаментов многоэтажных и высотных зданий : монография / М. Б. Мариничев ; КубГАУ. - Краснодар : Просвещение-Юг, 2022. - 155 с.
107. Мариничев, М. Б. Сопоставление усилий в сваях для вариантов жесткой и шарнирной заделки в фундаментную плиту при действии нагрузки от многоэтажных зданий / М. Б. Мариничев // Сборник трудов научно-практической конференции РостПро 2023. - Краснодар, 2023.
108. Маршалка, А. Ю. и др. Сравнение фактической и расчетной несущей способности свай СФА / А. Ю. Маршалка, М. Б. Мариничев // Наука Кубани. - 2011. - № 2. - С. 41-44.
109. Маршалка, А. Ю. Совершенствование метода проектирования свайно-плитных фундаментов из буроинъекционных свай (на примере песчаных и глинистых грунтов Краснодарского края) : дис. ... канд. техн. наук / А. Ю. Маршалка ; КубГАУ (Краснодар). - Волгоград : ВолгГАСУ, 2013. - 149 с.
110. МГСН 2.07-01. Основания, фундаменты и подземные сооружения. - М., 2003. - 41 с.
111. МГСН 4.19-2005. Временные нормы и правила. Проектирования многофункциональных высотных зданий и зданий-комплексов в городе Москве. - М. : Изд-во ГУП НИАЦ. - 2005. - 126 с.
112. МДС 50-1.2007. Проектирование и устройство оснований, фундаментов и подземных частей многофункциональных высотных зданий и зданий-комплексов. - М. : ФГУП «НИЦ «Строительство», 2007. - 15 с.
113. Метс М. и др. Определение несущей способности свай с помощью статических и динамических испытаний / М. Метс, Е. Мусатова // Геотехника Беларуси: наука и практика. Международной научно-технической конференции (г. Минск, БНТУ, 23-25.10.2013 г.). - Минск : Изд-во БНТУ. - С. 178 - 194.
114. Мирсаяпов, И. Т. и др. Исследование прочности и деформируемости просадочных грунтовых оснований, армированных вертикальными элементами / И. Т. Мирсаяпов, В. Р. Мустакимов // Взаимодействие сооружений и оснований: методы расчета и инженерная практика. Труды Международной конференции по геотехнике. Т. 2. - СПб. : Изд-во ПГУПС, 2005. - С 40-45.
115. Мирсаяпов, И. Т. и др. Экспериментально-теоретические исследования работы армированных грунтовых массивов / И. Т. Мирсаяпов, А. О. Попов // Известия КазГАСУ. - 2008. - № 2 (10).

116. Мирсаяпов, И. Т. и др. Экспериментальные исследования физико-механических свойств глинистых грунтов при длительном трехосном сжатии / И. Т. Мирсаяпов, И. В. Королева // Инженерная геология. - 2010. - № 1. - С. 57-61.
117. Мирсаяпов, И. Т. и др. Полевые испытания плитно-свайного фундамента / И. Т. Мирсаяпов, Д. А. Артемьев // Фундаменты глубокого заложения и проблемы освоения подземного пространства. Материалы Международной конференции (г. Пермь, 18-19 октября 2011 г.). - Пермь : Изд-во ПНИПУ, 2011. – С. 169-173.
118. Мирсаяпов, И. Т. и др. Проектирование свайно-плитного фундамента высотного здания с учетом влияния ветровых воздействий на сейсмостойкость грунтового основания / И. Т. Мирсаяпов, И. В. Королева // Жилищное строительство. - 2015. - № 5. - С. 88-91.
119. Мирсаяпов, И. Т. и др. Численные исследования осадок оснований глубоких фундаментов высотных зданий / Мирсаяпов, И. Т., Нуриева Д. М. // Известия Казанского государственного архитектурно-строительного университета. - 2015. - № 4 (34). - С. 183-190.
120. Мирсаяпов, И. Т. и др. Исследование напряженно-деформированного состояния каркаса многоэтажного административного здания с учетом неравномерного деформирования свайного основания / И. Т. Мирсаяпов, Д. М. Нуриева, И. Ф. Шакиров // Известия Казанского государственного архитектурно-строительного университета. - 2018. - № 4 (46). - С. 208-217.
121. Мустафаев, А. А. Фундаменты на просадочных и набухающих грунтах / А. А. Мустафаев. - М. : Изд-во ВШ., 1989. - 590 с.
122. Надаи, А. Пластичность и разрушение твердых тел / А. Надаи. В 2 т., Т. 2. - М. : Изд-во Мир, 1969. - 863 с.
123. Нарбут, Р. М. Возведение зданий и сооружений на слабых глинистых грунтах / Р. М. Нарбут. - Л. : Изд-во Стройиздат, 1975. - 28 с.
124. Невзоров, А.Л. Оценка несущей способности забивных свай в фундаментах реконструируемых зданий / А.Л. Невзоров, Ю.В. Саенко // Геотехника. - 2016. - №4. - С. 50-57.
125. Несмеянов, С. А. Неоструктурное районирование Северо-Западного Кавказа / С. А. Несмеянов. - М. : Изд-во ПНИИС, 1992.
126. Никифорова, Н. С. и др. Опыт применения грунтоцементных свай при реконструкции с освоением подземного пространства / Н. С. Никифорова, Т. Г. Григорян // Численные методы в практической геотехнике: материалы Всероссийской конференции. - СПб., 2012. - С. 326-330.

127. НТП РК 07-01.3-2011. Проектирование и устройство упрочнения основания вертикальными армирующими элементами / Комитет по делам строительства, жилищно-коммунального хозяйства и управления земельными ресурсами, Министерство национальной экономики Республики Казахстан. - Астана : АО «КазНИИСА», 2015. - С. 84.
128. Нуждин, Л. В. и др. Практический метод расчета осадок фундаментов с учетом деформационной анизотропии грунтов основания / О. А. Нуждин, М. Л. Коробова, Л. В. Нуждин / Труды Всероссийской конференции с международным участием «Фундаменты глубокого заложения и проблемы освоения подземного пространства», посвященной 80-летию со дня рождения профессора Бартоломея А. А. - Пермь : ПНИПУ, 2014. - С. 154-162.
129. Нуждин, Л.В. и др. Методы численного моделирования системы «Свайный фундамент - грунтовое основание» в условиях сейсмических воздействий / Л.В. Нуждин, М.Л. Нуждин, В.С. Михайлов // Природные и техногенные риски. Безопасность сооружений. - 2019. - №5 (42). - С. 28-34.
130. ОДМ 218.3.1.001-2020. Методические рекомендации по расчетам гибкого ростверка с применением геосинтетических материалов. Основные положения расчетов. - М., Росавтодор, 2020. - 49 с.
131. Отчеты о результатах полевых испытаний грунтов буроинъекционными сваями. - Краснодар : ООО «Гидротехническое строительство», 2001-2021.
132. Отчеты о результатах полевых испытаний грунтов буроинъекционными сваями. - Сочи : ООО «Основа 23», 2006-2018.
133. Парамонов, В.Н. Метод конечных элементов при решении нелинейных задач геотехники. - СПб: Геореконструкция, 2012 - 262 с.
134. Партон, В. З. и др. Механика упруго-пластического разрушения / В. З. Партон., Е. М. Морозов. - М. : Изд-во Наука, 1974. - 416 с.
135. Патент РФ на изобретение № 2242563. Способ подготовки основания резервуара / К. Ш. Шадунц, М. Б. Мариничев, В. В. Угринов // Изобретения. Полезные модели, 2004. - № 35.
136. Патент РФ на изобретение № 2256748. Свайный фундамент и способ возведения свайного фундамента / К. Ш Шадунц, М. Б. Мариничев // Изобретения. Полезные модели. - 2005. - № 20.
137. Патент РФ на изобретение № 2300604. Способ строительства свайно-плитных фундаментов в сейсмических районах / К. Ш. Шадунц, М. Б. Мариничев, В. А. Демченко // Изобретения. Полезные модели. - 2007. - № 16.

138. Патент РФ на изобретение № 2303106. Плитный фундамент повышенной жесткости / К. Ш. Шадунц, М. Б. Мариничев, В. А. Демченко // Изобретения. Полезные модели. - 2007. - № 20.
139. Патент РФ на изобретение № 2320820. Фундамент / К. Ш. Шадунц, М. Б. Мариничев, В. А. Демченко // Изобретения. Полезные модели. - 2008. - № 9.
140. Патент РФ на изобретение № 2321703. Способ строительства свайно-плитного фундамента / К. Ш. Шадунц, М. Б. Мариничев // Изобретения. Полезные модели. - 2008. - № 10.
141. Патент РФ на изобретение № 2331738. Свайно-плитный фундамент / К. Ш. Шадунц, М. Б. Мариничев // Изобретения. Полезные модели. - 2008. - № 23.
142. Патент РФ на изобретение № 2378454. Способ возведения свайно-плитного фундамента / К. Ш. Шадунц, М. Б. Мариничев // Изобретения. Полезные модели. - 2010. - № 1.
143. Патент РФ на изобретение № 2379425. Способ возведения свайно-плитного фундамента / Шадунц К. Ш., Мариничев М. Б. // Изобретения. Полезные модели. - 2010. - № 2.
144. Патент РФ на изобретение № 2398210. Способ испытания грунтов статическим зондированием / В. В. Денисенко, П. А. Ляшенко // Изобретения. Полезные модели. - 2010. - № 24.
145. Патент РФ на изобретение № 2502847. Способ определения несущей способности свай / В.В. Денисенко, П.А. Ляшенко, А.И. Остапенко, Ю.П. Васильев // Изобретения. Полезные модели. 2013. - № 36.
146. Патент РФ на изобретение № 2513050. Способ возведения свайно-плитного фундамента в сейсмических районах / М. Б. Мариничев., А. Ю. Маршалка // Изобретения. Полезные модели. - 2014. - № 11.
147. Патент РФ на изобретение № 2520314. Способ возведения свай / М. Б. Мариничев, А. Ю. Маршалка // Изобретения. Полезные модели. - 2014. - № 17.
148. Патент РФ на изобретение № 2548631. Способ испытания грунтового основания свай с ростверком / В. В. Денисенко, П. А. Ляшенко // Изобретения. Полезные модели. - 2015. - № 11.
149. Патент РФ на изобретение № 2554978. Способ испытания грунтового основания свай с ростверком / В. В. Денисенко, П. А. Ляшенко // Изобретения. Полезные модели. - 2015. - № 19.

150. Патент РФ на изобретение № 2561433. Способ испытаний грунтового основания штампом / В. В. Денисенко, П. А. Ляшенко // Изобретения. Полезные модели. - 2015. - № 24.
151. Патент РФ на изобретение № №2558559. Вертикальный цилиндрический резервуар для хранения жидкостей и газов / К. Ш. Шадунц, М. Б. Мариничев, В. В. Угринов, И. Г. Ткачев // Изобретения. Полезные модели. - 2015. - № 22.
152. Патент РФ на изобретение № 2625834. Конструкция противолавинной и противокаменной защиты / М. Б. Мариничев, А. В. Макушева // Изобретения. Полезные модели. - 2017. - № 20.
153. Патент РФ на изобретение № 2731969. Плитный фундамент на неравномерно сжимаемом основании с возможностью регулирования кренов / М. Б. Мариничев, И. Г. Ткачев // Изобретения. Полезные модели. - 2020. - № 25.
154. Патент РФ на изобретение № №2733339. Устройство для измерения сдвиговых деформаций грунта относительно поверхности бетонной конструкции / П. А. Ляшенко, В. В. Денисенко, М. Б. Мариничев // Изобретения. Полезные модели. - 2020. - № 28.
155. Патент РФ на изобретение № 2734750. Способ регулирования кренов свайно-плитного фундамента в сейсмических районах на неравномерно сжимаемых грунтах / М. Б. Мариничев // Изобретения. Полезные модели. - 2020. - № 30.
156. Патент РФ на изобретение № 2737303. Способ усиления буронабивной сваи / М. Б. Мариничев, И. Г. Ткачев // Изобретения. Полезные модели. - 2020. - № 33.
157. Патент РФ на изобретение № 2745499. Способ испытания грунтового основания свай / П. А. Ляшенко, В. В. Денисенко, М. Б. Мариничев // Изобретения. Полезные модели. - 2021. - № 9.
158. Патент РФ на изобретение № 2750919. Способ испытания грунтового основания свай / П. А. Ляшенко, В. В. Денисенко, М. Б. Мариничев // Изобретения. Полезные модели. - 2021. - № 19.
159. Патент РФ на изобретение № 2760557. Устройство для измерения сдвиговых деформаций грунта относительно железобетонной конструкции / П. А. Ляшенко, В. В. Денисенко, М. Б. Мариничев // Изобретения. Полезные модели. - 2021. - № 34.
160. Патент РФ на изобретение № 2770294. Способ испытания грунтового основания буронабивной висячей свай / П. А. Ляшенко, В. В. Денисенко, М. Б. Мариничев // Изобретения. Полезные модели. - 2022. - № 11.
161. Патент РФ на изобретение № 2761795. Способ возведения буронабивной сваи повышенной несущей способности для строительства в сейсмических районах /

- М. Б. Мариничев, П. А. Ляшенко, В. В. Денисенко, И. Г. Ткачев, И. Г. Азов // Изобретения. Полезные модели. - 2022. - № 3.
162. Патент РФ на изобретение № 2425926. Система подъема и выравнивания зданий / Ю. И. Пимшин, М. В. Зотов, И. Г. Гайрабеков // Изобретения. Полезные модели. - 2011. - № 22.
163. Петрухн, В. П. и др. Эффект краевой сваи и его учет при расчете плитного ростверка / В. П. Петрухин, С. Г. Безволев, О. А. Шулятьев, А. И. Харичкин // Развитие городов и геотехническое строительство. - № 11. - 2007. - С. 90-97.
164. Петрухн, В. П. и др. Новые способы геотехнического проектирования и строительства / В. П. Петрухин, О. А. Шулятьев, О. А. Мозгачева. - М. : Изд-во АСВ, 2015. - 224 с.
165. Полищук, А. И. Анализ грунтовых условий строительства при проектировании фундаментов зданий : научно-практическое пособие / А. И. Полищук. - М. : Изд-во АСВ, 2016. - 104 с.
166. Полищук, А. И. Основания и фундаменты, подземные сооружения : учебник / А. И. Полищук. - М. : Изд-во АСВ, 2020. - 498 с.
167. Полищук, А. И. и др. Фундаменты мелкого заложения для многоэтажных зданий : научно-практическое пособие / А. И. Полищук, Семенов И. В. - М. : Изд-во АСВ, 2019. - 214 с.
168. Полищук, А. И. и др. Развитие категорий сложности инженерно-геологических условий при строительстве многоэтажных и высотных зданий на территории Юга России / А. И. Полищук, М. Б. Мариничев // Сборник трудов научно-практической конференции РостПро 2023. - Краснодар, 2023.
169. Польшин, Д. Е. Влияние площади и формы фундаментов на его осадку / Д. Е. Польшин // Стройиндустрия. - 1937. - № 3. - 160 с.
170. Пономарев, А. Б. Основы исследований и расчета фундаментов из полых конических свай / А. Б. Пономарев. - М. : Изд-во АСВ, 2005. - 160 с.
171. Пономарев, А. Б. и др. Прогноз осадки свайных фундаментов на аргиллитоподобных глинах (на примере Пермского региона) / А. Б. Пономарев, Е. Н. Сычкина // Основания, фундаменты и механика грунтов. - 2014. - № 3. - С. 6-9.
172. Пономарев, А. Б. и др. К вопросу определения расчетной нагрузки на сваю / А. Б. Пономарев, А. В. Соловьев, О. А. Богомолова / Актуальные проблемы геотехники. Сборник статей, посвященный 60-летию профессора А. Н. Богомолова. - Волгоград, 2014. - С. 159-165.

173. Пронозин, Я. А. и др. Влияние поверхности нагружения на напряженно-деформированное состояние глинистого грунта нарушенной структуры / Я. А. Пронозин, Р. В. Мельников // Вестник МГСУ. - 2010. - №2. - С. 169-175.
174. Пронозин, Я.А. и др. Регулирование напряженно-деформированного состояния основания комбинированных ленточно-свайных фундаментов / Я. А. Пронозин, М. А. Степанов, Д. В. Волосюк // Основания, фундаменты, механика грунтов. - 2016. - № 3. - С. 16-20.
175. Пшеничкин, А. П. Вопросы надежности жилых зданий, проектируемых на статистически неоднородных основаниях / А. П. Пшеничкин // Сборник: Вопросы исследования и применения в строительстве эффективных материалов и конструкций. - Волгоград : Изд-во НТО Стройиндустрии, 1972. - С. 201-206.
176. Пшеничкин, А. П. и др. Вероятностный расчет зданий массовой застройки на неоднородно-деформируемых основаниях / А. П. Пшеничкин, Б. А. Гарагаш // Надежность и долговечность строительных конструкций. Сборник научных трудов. - Волгоград, 1974. - С. 27-54.
177. Пшеничкин, А. П. Консолидация и ползучесть стохастических грунтовых оснований. Расчет и проектирование оснований и фундаментов в сложных инженерно-геологических условиях / А. П. Пшеничкин // Межвузовский сборник научных трудов. - Воронеж, 1994. - С. 136-142.
178. Рекомендации по проектированию свайных фундаментов с промежуточной подушкой для зданий и сооружений, возводимых в сейсмических районах / НИИ оснований им. Н. М. Герсеванова при уч. института «Фундаментпроект». - Кишинев : Изд-во ЦК КП Молдавии, 1974. - 19 с.
179. Рекомендации по проектированию и устройству вертикально армированных оснований (геомассивов) для плитных фундаментов зданий и сооружений в грунтовых условиях Республики Беларусь. - Минск : Изд-во МАиС РБ, 2012. - 65 с.
180. Россихин, Ю.В. Свайные фундаменты на слабых и оседающих грунтах / Ю. В. Россихин. - Рига : Изд-во РПИ, 1974.
181. Россихин, Ю. В. и др. Осадки строящихся сооружений / Ю. В. Россихин, А. Г. Битайнис. - Рига : Изд-во Зинатне, 1980. - 339 с.
182. Свидетельство на программу для ЭВМ РФ № 2013617142. CPRF-CFA / А. Ю. Маршалка, М. Б. Мариничев // Бюллетень программы для ЭВМ, базы данных, топологии интегральных микросхем. - 2013. - № 3.
183. Седов, Л. И. Методы подобия и различности в механике / Л. И. Седов. - М. : Изд-во Наука, 1972. - 440 с.

184. Симвулиди, И. А. Расчет сложных фундаментов на упругом основании / И. А. Симвулиди. - М. : Изд-во ВЗИСИ, 1969. - 52 с.
185. Скибин, Г. М. Моделирование состояния городской застройки в целях обеспечения эксплуатационной надежности оснований и фундаментов, зданий и сооружений при подтоплении : дис. ... д-ра техн. наук : 05.23.02 / Г. М. Скибин ; РГТУ (Новочеркасск). - Волгоград : ВолгГАСУ, 2005. - 290 с.
186. СНКК 22-301-2000\*. Строительство в сейсмических районах Краснодарского края. - Краснодар : Департамент строительства Краснодарского края, 2004.
187. Сорочан, Е. А. и др. Основания, фундаменты и подземные сооружения : справочник проектировщика / Е. А. Сорочан, Ю. Г. Трофименков. - М. : Изд-во Стройиздат, 1985. - 480 с.
188. Сорочан, Е. А. Строительство сооружений на набухающих грунтах / Е. А. Сорочан. - М. : Изд-во Стройиздат, 1989. - 310 с.
189. Сотников, М. А. Осадка фундаментов больших площадей / М. А. Сотников // Основания, фундаменты и механика грунтов. Материалы III Всесоюзного совещания. - Киев : Изд-во Будивельник, 1971. - С. 280-284.
190. Сотников, С. Н. Строительство и реконструкция фундаментов зданий и сооружений на слабых грунтах: автореф. дис. ... д-ра техн. наук / С. Н. Сотников. - М. : Изд-во МИСИ, 1987. - 50 с.
191. Сотников, С. Н. Проектирование и строительство подземного объема здания гостиницы в Санкт-Петербурге / С. Н. Сотников // Межвузовский тематический сборник трудов «Основания и фундаменты: теория и практика». - СПб. : Изд-во СПбГАСУ. - 2004. - С. 14-22.
192. СП 22.13330.2016. Свод правил. Основания зданий и сооружений. Актуализированная редакция СНиП 2.02.01-83\*. - М. : Минстрой РФ. - 2016. - 228 с.
193. СП 50-102-2003. Свод правил. Проектирование и устройство свайных фундаментов. - М. : Госстрой России, 2004. - 86 с.
194. СП 24.13330.2011. Свод правил. Свайные фундаменты. Актуализированная редакция СНиП 2.02.03-85. - М. : Минрегион России, 2011. - 90 с.
195. СП 48.13330.2019. Свод правил. Организация строительства. Актуализированная редакция СНиП 12-01-2004. - М. : Минстрой РФ. - 2019. - 70 с.
196. СП 14.13330.2018. Свод правил. Строительство в сейсмических районах. Актуализированная редакция СНиП II-7-81. - М. : Стандартинформ, 2018. - 122 с.

197. СП 47.13330.2016. Свод правил. Инженерные изыскания для строительства. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 11-02-96. - М.: Изд-во Стандартиформ, 2017. - 90 с.
198. СП 267.1325800.2016. Свод правил. Здания и комплексы высотные. Правила проектирования. - М. : Стандартиформ, 2017. - 102 с.
199. СП 381.1325800.2018. Свод правил. Сооружения подпорные. Правила проектирования. - М. : Стандартиформ, 2018. - 109 с.
200. Способ определения несущей способности забивных свай : а. с. СССР № 505769 / В. Д. Фаерштейн // Открытия. Изобретения. Промышленные образцы. - 1976. - № 9.
201. Справочник геотехника. Основания, фундаменты и подземные сооружения: под ред. Ильичёва В. А., Мангушева Р. А. - М. : Изд-во АСВ, 2016. - 1040 с.
202. Ставницер, Л. Р. Сейсмостойкость оснований и фундаментов / Л. Р. Ставницер. - М. : Изд-во АСВ. 2010. - 448 с.
203. Стандарт организации СТО-00000000-0001-2008. Рекомендации по применению свай СФА. - М. : Изд-во НИИОСП, 2008. - 48 с.
204. Терцаги, К. Теория механики грунтов / К. Терцаги. - М. : Изд-во Госстройиздат, 1961.
205. Тер-Мартirosян, З. Г. Реологические параметры грунтов и расчёты оснований сооружений / З. Г. Тер-Мартirosян. - М. : Изд-во Стройиздат, 1990. - 200 с.
206. Тер-Мартirosян, З. Г. Механика грунтов : учебное пособие / З. Г. Тер-Мартirosян. - М. : Изд-во АСВ, 2005. - 488 с.
207. Тер-Мартirosян, З. Г. Механика грунтов / З. Г. Тер-Мартirosян. - М. : Изд-во АСВ, 2009. - 552 с.
208. Тер-Мартirosян, З. Г. и др. Исследования грунтов оснований высотных зданий / З. Г. Тер-Мартirosян, А. З. Тер-Мартirosян // Основания, фундаменты и механика грунтов. - 2009. - № 5. - С. 2-12.
209. Тер-Мартirosян, З. Г. и др. Усиление слабых грунтов в основании фундаментных плит с использованием технологии струйной цементации грунта / З. Г. Тер-Мартirosян, П. В. Струнин // Вестник МГСУ: Сборник научных трудов. - М. : Изд-во МГСУ, 2010. Вып.4. - С. 310-315.
210. Тер-Мартirosян, З. Г. и др. Осадки фундаментов глубокого заложения в переуплотненных грунтах / З. Г. Тер-Мартirosян, А. З. Тер-Мартirosян, И. Н. Лузин // Естественные и технические науки. - 2014. - № 11-12 (78). - С. 365-368.

211. Тер-Мартirosян, З. Г. и др. Взаимодействие длинных свай с окружающим грунтом с учетом нелинейных и реологических свойств в условиях высотного строительства / З. Г. Тер-Мартirosян, А. З. Тер-Мартirosян, В. В. Сидоров // 100+ Forum Russia 2019 – международный форум и выставка высотного и уникального строительства с 29 октября по 1 ноября 2019. - Екатеринбург, 2019.
212. Тер-Мартirosян, А. З. и др. Опыт расчета и конструирования фундаментов высотных зданий в глубоких котлованах в сложных инженерно-геологических условиях / А. З. Тер-Мартirosян, А. В. Беспалова, А. Е. Беспалов, П. В. Карабанов // Вестник МГСУ. - 2008. - № 2. - С. 119-128.
213. Тер-Мартirosян, А. З. и др. Применение методики приведенного модуля деформации при расчете массивных свайных ростверков в основании высотных зданий / А. З. Тер-Мартirosян, А. В. Беспалова, А. Е. Беспалов // Вестник МГСУ. - 2008. - № 2. - С. 112-118.
214. Тер-Мартirosян, А. З. и др. Осадка и несущая способность длинной сваи / А. З. Тер-Мартirosян, З. Г. Тер-Мартirosян, Чинь Туан Вьет, И. Н. Лузин // Вестник МГСУ. - 2015. - № 5. - С. 52-61.
215. Тер-Мартirosян, А. З. и др. Взаимодействие длинной сваи конечной жесткости с окружающим грунтом и ростверком / А. З. Тер-Мартirosян, З. Г. Тер-Мартirosян, Чинь Туан Вьет // Вестник МГСУ. - 2015. - № 9. - С. 72-83.
216. Тер-Мартirosян, А. З. Взаимодействие фундаментов зданий и сооружений с водонасыщенным основанием при учете нелинейных и реологических свойств грунтов : дис. ... д-ра техн. наук / А. З. Тер-Мартirosян ; НИИ МГСУ (Москва). - М. : МГУПС, 2016. - 324 с.
217. Терцаги, К. Строительная механика грунта на основе его физических свойств. - М.: Госстройиздат, 1933. – 392 с.
218. Технический отчет о контрольных испытаниях грунтов буронабивными сваями на объекте «Строительство многофункционального комплекса в г. Минске в границах ул. Филимонова – просп. Независимости – ул. Макаенка». Высотное административное здание. Книга 1. - Республика Беларусь, ОАО «Буровая компания «Дельта», 2019.
219. ТКП 45-5.01-256-2012 (02250). Основания и фундаменты зданий и сооружений. Сваи забивные. Правила проектирования и устройства. - Минск : Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь, 2013. - 141 с.
220. Тимофеева, Л. М. Армирование грунтов : дис. ... д-ра техн. наук : 05.23.02 / Л. М. Тимофеева : ППИ (Пермь). - М. : МИСИ 1992. - 325 с.

221. Травуш, В. И. и др. О методах расчета высотных зданий и сооружений из монолитного железобетона на основе послойной детализации / В. И. Травуш, Н. И. Карпенко, С. Н. Карпенко // Современное промышленное и гражданское строительство. - 2011. - № 3. - С.149-163.
222. Трофименков, Ю. Г. и др. Совершенствование методов определения несущей способности свай / Ю. Г. Трофименков, Б. В. Бахолдин, В. Б. Швец // Труды к VIII Международному Конгрессу по механике грунтов и фундаментостроению. - М. : Изд-во Стройиздат, 1973. - С. 150-161.
223. Турбин, Л. И. и др. Схематическая карта новейшей тектоники масштаба 1: 500 000 / Л. И. Турбин, Н. В. Александрова. - Краснодар : СевКавгеология, 1979.
224. Уздин, А.М. и др. Об эффективности применения экранов в грунте для сейсмозащиты зданий и сооружений / А.М. Уздин, М.В. Фрезе // Основания, фундаменты и механика грунтов. - 2011. - № 1. - С. 17-19.
225. Уломов, В. И. и др. Анализ сейсмической опасности Крыма и Северного Кавказа и адаптация полученных оценок к комплекту карт ОСР-2014 / В. И. Уломов, М. И. Богданов, Б. Г. Пустовитенко [и др.] // Инженерные изыскания. – 2015. – № 13. – С. 12-27.
226. Улицкий, В. М. и др. Геотехническое сопровождение реконструкции городов (обследование, расчеты, ведение работ, мониторинг) / В. М. Улицкий, А. Г. Шашкин. - М. : Изд-во АСВ, 1999. - 327 с.
227. Улицкий, В. М. и др. Геотехническое сопровождение развития городов / В. М. Улицкий, А. Г. Шашкин. - СПб. : Изд-во Геореконструкция, 2010. - 560 с.
228. Улицкий В. М. и др. Основы совместных расчетов зданий и оснований / В. М. Улицкий, А. Г. Шашкин, К. Г. Шашкин. - СПб. : Изд-во Геореконструкция, 2014. - 328 с.
229. Фадеев, А. Б. Метод конечных элементов в геомеханике / А. Б. Фадеев. - М. : Изд-во Недра, 1987. - 223 с.
230. Федоровский, В. Г. и др. Метод расчета свайных полей и других вертикально армированных грунтовых массивов / В. Г. Федоровский, С. Г. Безволев // Основания, фундаменты и механика грунтов. - 1994. - № 3. - С. 11-15.
231. Федоровский, В. Г. и др. Сваи в гидротехническом строительстве / В. Г. Федоровский, С. Н. Левачёв, С. В. Курилло, Ю. М. Колесников. - М. : Изд-во АСВ, 2003. - 238 с.

232. Федоровский, В. Г. и др. К расчёту комбинированных плитно-свайных фундаментов / В. Г. Федоровский, В. Ф. Александрович, С. В. Курилло, А. Г. Скороходов // Новые технологии в строительстве. - 2008. - № 1. - С. 59-72.
233. Фиораванте, В. Н. и др. Физическое моделирование плитно-свайных фундаментов / В. Н. Фиораванте, М. Б. Ямиолковский // Развитие городов и геотехническое строительство. - 2006. - № 10. - С. 200-206.
234. Флорин, В. А. Основы механики грунтов / В. А. Флорин. - Л.-М. : - Госстройиздат, Т. I, 1958. - 356 с., Т. II, 1961. - 540 с.
235. Харр, М. Е. Основы теоретической механики грунтов / М. Е. Харр. - М. : Изд-во Стройиздат, 1971. - 320 с.
236. Харитонов, А. Ю. Статические испытания «инструментированных свай» / А. Ю. Харитонов // Фундаменты. - 2021. - № 1. - С. 66-67.
237. Цытович, Н. А. Механика грунтов (краткий курс) / Н. А. Цытович. - М. : Изд-во ВШ, 1983. - 288 с.
238. Чередниченко, Л. И. Рельеф и четвертичные отложения Западного Предкавказья / Л. И. Чередниченко. - Краснодар : Изд-во КубГУ. - 1979. - 53 с.
239. Черкасов, М. И. К вопросу инженерно-геологического районирования Северо-Западного Предкавказья / М. И. Черкасов // 23-я научно-техническая конференция РИСИ. - Ростов-на-Дону : РИСИ, 1966.
240. Шагин, П. П. Прочность и устойчивость бескаркасных жилых зданий из сборных элементов на сильно и неравномерно сжимаемых грунтах / П. П. Шагин. - Л.-М. : Изд-во Госстройиздат, 1961. - 120 с.
241. Шагин, П. П. К вопросу об осадочных швах в бескаркасных жилых зданиях на неравномерно сжимаемых и просадочных основаниях / П. П. Шагин // Основания, фундаменты и механика грунтов. - 1964. - № 1.
242. Шадунц, К. Ш. и др. Проблемы строительства резервуаров на слабых грунтах в сейсмических районах / К. Ш. Шадунц, О. Ю. Ещенко // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. - 2001. - № 4. - С. 19-23.
243. Шадунц, К. Ш. и др. К проектированию тяжелых сооружений на слабых грунтах / К. Ш. Шадунц, М. Б. Мариничев // Жилищное строительство. - 2002. - № 12. - С. 5-6.
244. Шадунц, К. Ш. и др. Плитные фундаменты многоэтажных зданий на просадочных грунтах / К. Ш. Шадунц, М. Б. Мариничев // Жилищное строительство. - 2003. - № 11. - С. 16-18.

245. Шадунц, К. Ш. и др. Особенности деформаций днищ резервуаров / К. Ш. Шадунц, М. Б. Мариничев, В. В. Угринов // Промышленное и гражданское строительство. - 2004. - № 3. - С. 28-29.
246. Шадунц, К. Ш. и др. Расчеты сейсмостойкости реконструируемых зданий / К. Ш. Шадунц, М. Б. Мариничев // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. - 2003. - № 6. - С. 3-5.
247. Шадунц, К. Ш. и др. Развитие методов расчета и проектирования оснований и фундаментов с использованием буроинъекционных свай в сейсмических районах / К. Ш. Шадунц, М. Б. Мариничев, Л. Р. Ставницер // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. - 2006. - № 2. - С. 10-14.
248. Шадунц, К. Ш. и др. Особенности планирования городской застройки с учетом грунтовых условий строительных площадок / К. Ш. Шадунц, М. Б. Мариничев, Л. А. Халимова // Промышленное и гражданское строительство. - 2006. - № 4. - С. 57-58.
249. Шадунц, К. Ш. и др. Особенности расчета и конструирования свайных фундаментов высотных зданий в сейсмических районах / К. Ш. Шадунц, М. Б. Мариничев // Материалы академических чтений по геотехнике и Международного совещания заведующих кафедрами механики грунтов, оснований и фундаментов, подземного строительства и геотехнических работ, инженерной геологии и геоэкологии строительных ВУЗов и факультетов «Достижения, проблемы и перспективные направления развития теории и практики механики грунтов и фундаментостроения». - Казань, 2006. - С. 166-170.
250. Шапиро, Д. М. Теория и расчётные модели оснований и объектов геотехники / Д. М. Шапиро. - М. : Изд-во АСВ, 2016. - 180 с.
251. Шашкин, А. Г. Вязко-упругая-пластическая модель поведения глинистого грунта / А. Г. Шашкин // Развитие городов и геотехническое строительство. - 2011. - № 2.
252. Шашкин, А. Г. Проектирование зданий и подземных сооружений в сложных инженерно-геологических условиях Санкт-Петербурга / А. Г. Шашкин - М. : Изд-во Геомаркетинг, 2014. - 352 с.
253. Шейнин, В. И. и др. Определение статистических характеристик осадок системы фундаментов на неоднородном основании / В. И. Шейнин, О. И. Игнатова, В. В. Михеев // Основания, фундаменты и механика грунтов. - 1987. - № 4. - С. 21-23.
254. Шенкман, Р. И. и др. Исследование эффективности применения грунтовых свай для улучшения слабых грунтов / Р. И. Шенкман, А. Б. Пономарев // Вестник ПНИПУ Строительство и архитектура. - 2011. - № 1. - С. 89-94.

255. Шулятьев, О.А. Натурные измерения распределения нагрузок между сваями в фундаменте / О.А. Шулятьев, А.И. Харичкин // Основания, фундаменты и механика грунтов. 2009. - № 6. - С. 17-22.
256. Шулятьев, О. А. Основания и фундаменты высотных зданий / О. А. Шулятьев. - М. : Изд-во АСВ, 2016. - 392 с.
257. Шулятьев, О. А. и др. Освоение подземного пространства городов / О. А. Шулятьев, О. А. Мозгачева, В. С. Поспехов. - М.: Изд-во АСВ, 2017. - 510 с.
258. Шулятьев, О. А. Основные принципы расчета и конструирования плитных и свайно-плитных фундаментов высотных зданий : дис. ... д-ра техн. наук : 05.23.02 / О. А. Шулятьев ; АО НИЦ «Строительство» – НИИОСП им. Н. М. Герсевича. - М. : АО НИЦ «Строительство», 2020. - 357 с.
259. Ющубе, С. В. и др. Контроль несущей способности свай, погружаемых методом вдавливания в глинистые грунты / С. В. Ющубе, В. А. Сулима // Вестник гражданских инженеров. - 2015. - № 5 (52). - С. 105-109.
260. Ющубе, С. В. и др. Экспериментальные исследования взаимодействия свай с водонасыщенным глинистым грунтом при их погружении вдавливанием / С. В. Ющубе, А.А. Тарасов, В. А. Сулима // Вестник ТГАСУ. - 2016. - № 3. - С. 179-185.
261. Яворский, Б. М. Справочник по физике / Б. М. Яворский, А. А. Детлаф. - М. : Изд-во Наука, 1971. - 939 с.
262. Ameratunga J. and etc. Soft Clay Engineering and Ground Improvement / J. Ameratunga, N. Sivakugan, B. M. Das // CRC Press is an imprint of Informa UK Limited, 2021.
263. Baudouin, G. Sols renforcés par inclusions rigides : modélisation physique en centrifugeuse de remblais et de dallage / G. Baudouin // Thèse de doctorat, université de Nantes, 27/10/2010.
264. BS8006-1, 2010. Code of Practice for Strengthened/reinforced Soils and Other Fills. - British Standards Institution.
265. Chevalier, B. and etc. Étude des mécanismes de report de charge dans les matelas granulaires des remblais sur sol compressible renforcé par inclusions rigides / B. Chevalier, G. Combe, R. Fantino, S. Grange, P. Villard // Rapport 4-10-4-02, juillet 2010.
266. Drucker, D. C. and etc. Soil Mechanics and Plastic Analysis or Limit Design / D. C. Drucker, W. Prager // Quart. Appl. Math., 10, 1952. - Pp. 157-165.
267. Eurocode 7: Geotechnical design. General rules. EN 1997-1:2004.
268. Eurocode 7: Geotechnical design. Ground investigation and testing. EN 1997-2:2007.

269. Fioravante, V. On the physical tests capability to reproduce some basic aspects of the pile foundation behavior / V. Fioravante // 14 th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering – Hamburg: 1997. - Pp. 2209-2212.
270. Gotman, A. L. and etc. Vertical-load design of a large-size bored pile J. Phys / A. L. Gotman, M. D. Gavrikov // Conf. Ser. 1928 012061, 2021.
271. Hewlett, W. and etc. Analysis of piled embankments / W. Hewlett, M. A. Randolph. - Ground Engineering, 21 (3), 1988. - Pp. 12-18.
272. Jenck, O. Le renforcement des sols compressibles par inclusions rigides verticales. Modélisation physique et numérique.: Thèse de doctorat / O. Jenck. - INSA Lyon, 29.11.2005.
273. Katzenbach, R. and etc. Recommendations for the design and construction of piled rafts / R. Katzenbach, C. Moorman // Proceeding XV ICSMFE. - Istanbul, Balkema, Rotterdam, 2001. - Vol. 2. - Pp. 927-930.
274. Katzenbach, R. and etc. Assessing settlement high-rise structures by 3D simulations / R. Katzenbach, A. Shmitt, J. Turek // Journal of computer-aided civil and infrastructure engineering, 2003.
275. Katzenbach, R. and etc. ISSMGE Combined Pile-Raft Foundation Guideline / R. Katzenbach, D. Choudhury // Institute and Laboratory of Geotechnics. - Darmstadt, Germany, 2013.
276. Mandolini, A. and etc. Pile foundations: Experimental investigations, analysis and design / A. Mandolini, G. Russo, C. Viggiani // State-of-the-Art Rep. Proc., 16 th ICSMGE, Osaka, Japan, - Vol. 1, 2005. - Pp. 177-213.
277. Mangushev, R. A. and etc. Bearing Capacity of Deep Foundation for High-Rise Facility on Weak Soils: Comparing of Analysis Results and Experimental / R. A. Mangushev, N.S. Nikitina // International Journal for Computational Civil and Structural Engineering. - 2019. - № 15 (1), - Pp. 90-97.
278. Marinichev, M. B. Design of pile-raft foundations of high-stored buildings in seismic regions / M. B. Marinichev // XVII European Young Geotechnical Engineers Conference, Ancona, Italy. - 2007.
279. Marinichev, M. B. and etc. Research of the method to reduce the lateral forces in CPRF of the high-rise buildings in seismic regions with a risk of landslides / M. B. Marinichev, K. Sh. Shadunts // Proceedings of the International conference on deep foundations – CPRF and energy piles, Frankfurt am Main. - Germany, 2009. - Pp. 1-9.

280. Marinichev, M. B. and etc. Geotechnical problems with recultivation of domestic-waste landfills / M. B. Marinichev, A. Yu. Marshalka // Soil Mechanics and Foundation Engineering. - 2012. - № 49 (5). - Pp. 188-191.
281. Marinichev, M. B. Geotechnical solutions for high-rise construction in the areas with significant elevation / M. B. Marinichev // IOP Conference Series: Materials Science and Engineering. - 2020. - № 913 (4), 042007.
282. Marinichev, M. B. and etc. Foundations design and construction for high-rise buildings in seismic areas / M. B. Marinichev, I. G. Tkachev // IOP Conf. Series: Materials Science and Engineering 918 (2020) 012020 doi:10.1088/1757-899X/918/1/012020.
283. Marinichev, M. B. and etc. Regulation of additional settlements of dense urban infrastructure objects during execution of deep excavations and raft-pile foundation of high-rise buildings / M. B. Marinichev, I. G. Tkachev // Journal of Physics: Conference Series, Vol. 1928, Issue 1, article id. 012039 (2021).
284. Marinichev, M. B. The influence of the shape of high-rise buildings on the design features and methods of making foundations in difficult soil conditions // Interagromash 2022: E3S Web of Conferences 363, 02013 (2022).
285. Marinichev, M. B. and etc. Modeling of the resistance of a bored hanging pile / M. B. Marinichev, P. A. Lyashenko, V. V. Denisenko // Interagromash 2022: LNNS 574, (2023).
286. Matthews M. C. The engineering application of direct and simple shear testing / M.C. Matthews // Ground Engineering. - 1988, Vol. 21. - № 2. - Pp. 13-21.
287. Midas GTS NX. On-Line Manual. - Seoul: MIDAS Information Technology Co., Ltd., 2020. - 217 p.
288. Morgenstern, N. R. and etc. Microscopic structures in kaolin subjected to direct shear / N. R. Morgenstern, J. S. Tchalenko. - Geotechnique, 17. - 1967. - Pp. 309-328.
289. Okyay, U. S., Dias D. and etc. Use of lime and cement treated soils as Pile supported load transfer platform / U. S. Okyay, D. Dias - Engineering Geology, Vol. 114 (1-2), 2010. - Pp. 34-44.
290. Osterberg, J. O. The Osterberg load test method for drilled shafts and driven piles / J. O. Osterberg // Proceedings of the seventh international conference of piling and deep foundation. Published by deep foundation institute. - Vienna, Austria, 1998.
291. Pavlenko, O. V. and etc. Estimation of nonlinear time-dependent soil behavior in strong ground motion based on vertical array data / O. V. Pavlenko, K. Irikura // Pure Appl. Geophys, 160 (2003), 2365- 2379.

292. Poulos, H. G. Tall Building Foundation Design / H. G. Poulos // CRC Press. - 2017. - P. 532.
293. Poulos, H. G. and etc. Elastic Solution for Soil and Rock Mechanics / H. G. Poulos, E. H. Davis. - NY: John Willey & Sons, Inc., 1974. - 411 p.
294. Randolph, M. F. Design methods for pile groups piled rafts / M. F. Randolph // XII ICSMFE. - New Delhi, India, Rotterdam, Balkema, 1994. - Vol. 4. - Pp. 61-82.
295. Recommendations for the design, construction and control of rigid inclusion ground improvements. ASIRI National Project. IREX's Soil Specialist Cluster, 2012.
296. Shadunts, K. Sh. and etc. Analysis of buildings and structures on complex nonuniformly compressible foundation beds / K. Sh. Shadunts, M. B. Marinichev // Soil Mechanics and Foundation Engineering. - 2003. № 40 (2). - Pp. 42-47.
297. Tejchman, A., Gwizdala A. and etc. Investigation of settlement of piled raft foundation / A. Tejchman, A. Gwizdala // Proceedings 5 th International conference on case histories in geotechnical engineering. - New York, 2004. - № 1.51. - Pp. 1-7.
298. Van Impe, W. F. Deformation of Deep Foundation / W. F. Van Impe // Proc. of the 10th European Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. - 1991. - Pp. 1021-1062.
299. Viggani, C. and etc. Pile and Pile Foundation / C. Viggani, A. Mandolini, G. Russo / Spon Press, London, 2011. - 278 p.
300. Varaksin, S. and etc. Ground Improvement vs. Pile Foundations? / S. Varaksin, B. Hamidi, N. Huybrechts, N. Denies // ISSMGE – ETC 3 International Symposium on Design of Piles in Europe. Leuven, 28&29 April 2016.
301. Whitaker, T. Experiments with Model Piles in Groups / T. Whitaker // Geotechnique, London, England. - Vol. 7. - 1957. - Pp. 147-167.
302. Whitaker, T. Some Experiments on Model Piled Foundations. Pile foundations / T. Whitaker // Proc. of Symp. held by the International Association for Bridge and Structural Engineering. - Stockholm. - 1960. - Pp. 124-139.
303. Whitaker T. and etc. An Investigation of the Shaft and Base Resistances of Large Bored Piles in London Clay / T. Whitaker, R. W. Cook // Proc. of the large bore piles. - ICE. - 1967. - 749 p.

**ПРИЛОЖЕНИЕ А**

Справки о внедрении результатов исследований



ОГРН 1052309101118  
 ИНН/КПП 2315115369/231501001  
 Р/счет 40702810652460101997  
 Краснодарское отделение №8619 ПАО Сбербанк  
 К/счет 30101810100000000602  
 БИК 040349602

Общество с ограниченной ответственностью  
 Компания «Выбор»  
 (ООО «Компания «Выбор»)

353915, Краснодарский край, г. Новороссийск  
 ул. Революции 1905 г., дом 51  
 тел/факс: (8617) 64-17-15  
[vibornvrsk@mail.ru](mailto:vibornvrsk@mail.ru) [vibor\\_sekretar@mail.ru](mailto:vibor_sekretar@mail.ru)  
[www.vibor-stroy.com](http://www.vibor-stroy.com)

Исх. № 793-г  
 от 10.04.2023 г.

### Справка о результатах внедрения научных исследований

Настоящей справкой подтверждаем, что результаты научных исследований МАРИНИЧЕВА Максима Борисовича, проводимые в рамках подготовки докторской диссертации на тему: «Фундаменты многоэтажных и высотных зданий в особых условиях Юга России», в течение пятнадцати лет используются при строительстве фундаментов технически сложных многоэтажных зданий группы компаний «Выбор», большинство из которых расположены в сложных грунтовых условиях г. Новороссийска.

В их числе:

1. Здание Сбербанка по ул. Советов в г. Новороссийске;
2. Многосекционный многоэтажный жилой с двухуровневой подземной автопарковкой на пересечении ул. Серова – ул. Лейтенанта Шмидта в г. Новороссийске;
3. Многосекционный многоэтажный жилой дом с подземной автопарковкой на ул. Мира, 24-32 в г. Новороссийске;
4. Многоэтажное здание по ул. Набережная адмирала Серебрякова, 19 в г. Новороссийске.

В результате внедрения научных исследований на каждом из вышеперечисленных зданий, ставших визитной карточкой города-героя Новороссийска, был достигнут существенный экономический эффект и обеспечена их эксплуатационная надежность, что подтверждено проведенным геотехническим мониторингом.

Президент  
 группы компаний «Выбор»  
 Заслуженный строитель России

Технический директор  
 ООО Компания «Выбор»  
 Заслуженный строитель Кубани



А.П. Сикорский

С.В. Церцек



Общество с ограниченной ответственностью  
**«СУНЖА ДЕВЕЛОПМЕНТ»**

Российская Федерация, 103 009, г. Москва, ул. Бол. Дмитровка, д. 5/6, стр. 1  
 тел: (495) 517-50-29; факс: (495) 242-02-79; email: info@sunzha.ru

Исх. № \_\_\_\_\_ от \_\_\_\_\_  
 На № 24 - 03SD от 24/03/2023

**Справка о результатах  
 внедрения научных исследований  
 по теме:**

**«Фундаменты многоэтажных и высотных зданий  
 в особых условиях Юга России»**

Результаты научных исследований Мариничева Максима Борисовича, проводимые в рамках подготовки докторской диссертации, были внедрены в процессе проектирования и строительства проекта «Золотой треугольник», расположенного в границах ул. Гагринской – ул. Депутатской – ул. Южной в Хостинском районе г. Сочи. Проект представляет собой комплекс высотных зданий переменной этажности, расположенных в сложных грунтовых условиях. Средняя высота каждого из высотных зданий комплекса составляет около 90 м от низа фундаментной плиты до отметки верха плиты покрытия. Общая площадь проекта составляет 75 000 м<sup>2</sup>.

Благодаря внедрению разработанных Мариничевым М.Б. научных методов расчета и конструирования фундаментов высотных зданий в установленные сжатые сроки был достигнут требуемый результат и обеспечена их эксплуатационная надежность, в том числе с учетом расчетной сейсмичности площадки строительства 9 баллов. На протяжении строительного периода Мариничев М.Б. как автор проекта и его главный конструктор осуществлял авторский надзор за возведением зданий с целью соблюдения предложенных методов устройства фундаментов.

Президент ГК «Сунжа»



Г.А. Бабаев



АИКОМ  
Россия, 105120 Москва,  
2-ой Сыромятнический пер., д. 1  
www.aecom.com

+7 495 783 7360 тел  
+7 495 783 7361 факс

Исх: 7872-304-ОЛ

Дата: 31/07/2020

**Справка**  
**о внедрении результатов научно-исследовательских работ в практику**  
**строительства высотного здания**

Настоящим документом подтверждаем, что результаты научных исследований Мариничева Максима Борисовича внедрены в практику строительства высотного здания в г. Минске на объекте: «Многофункциональный комплекс в г. Минске в границах ул. Филимонова – просп. Независимости – ул. Макаенка». В частности, использовались геотехнические расчеты при выборе конструктивных решений фундаментов высотного административного здания (высота надземной части 189 м) в сложных грунтовых условиях.

Справка дана Мариничеву М.Б в связи с использованием им полученных результатов научных исследований при написании диссертации на соискание ученой степени доктора технических наук по теме: «Фундаменты многоэтажных и высотных зданий в особых условиях Юга России».

Директор проекта  
ООО «АИКОМ»

О.Г. Лукьянчик

**ШТРАБАГ АГ**  
 Строительство гражданских и инженерных сооружений  
 354349, Россия, Краснодарский край, г.Сочи, Имеретинская низменность  
 354340, г.Сочи, а/я 139 (для почтовых отправлений)  
 Телефон: +7 862 / 241 96 00, Факс: +7 862 / 241 96 04  
 e-mail: sochi@strabag.com

**STRABAG**

Сочи, 02.03.2015

**С П Р А В К А**  
**о внедрении результатов диссертационного исследования**  
**Мариничева Максима Борисовича**

Результаты исследований Мариничева Максима Борисовича в рамках подготовки докторской диссертации на тему: «Развитие методов проектирования фундаментов многоэтажных и высотных зданий в сложных грунтовых условиях» были использованы группой компаний STRABAG при реализации Объекта: «Основная Олимпийская деревня (3000 мест). Зона 8. Имеретинская низменность», возводимого в ходе подготовки к Зимним Олимпийским Играм 2014 года в Сочи.

Основанные на результатах проводимых Мариничевым М.Б. научных исследований решения, начиная от идейного этапа до этапа возведения основных несущих конструкций зданий комплекса, помогли выбрать верные способы устройства фундаментов в сложных инженерно-геологических условиях, что позволило выполнить строительно-монтажные работы в установленные сроки и обеспечить надежность эксплуатации построенных зданий в олимпийский и постолимпийский периоды.

**С уважением,**

Глава обособленного подразделения  
 Штрабаг АГ в г. Сочи

**STRABAG**  
 STRABAG AG  
 ORTENBURGERSTRASSE 27  
 A-9800 SPITTAL/DRAU



Драган Павелич

УТВЕРЖДАЮ:



Проректор по учебной работе  
ФГБОУ ВО «Кубанский государственный  
аграрный университет им. И. Т. Трубилина»  
канд. эконом. наук, доцент

*А. В. Петух*  
А. В. Петух

2023 г.

## СПРАВКА

### об использовании результатов исследований профессора кафедры «Основания и фундаменты» Кубанского ГАУ Мариничева Максима Борисовича в учебном процессе

Настоящей справкой подтверждаем, что в диссертационной работе Мариничева Максима Борисовича «Фундаменты многоэтажных и высотных зданий в особых условиях Юга России», представляемой на соискание ученой степени доктора технических наук, разработаны основные принципы расчета и конструирования фундаментов многоэтажных и высотных зданий, обеспечивающие их безопасность и эффективность в особых условиях Юга России.

В результате проведенных исследований изложены новые, научно обоснованные технические решения, внедрение которых вносит значительный вклад в развитие страны. Разработаны основные принципы расчета и конструирования фундаментов многоэтажных и высотных зданий, обеспечивающих их безопасность и эффективность в особых условиях строительства, которые характеризуются наличием следующих факторов: значительный перепад отметок рельефа в пределах строительной площадки; риск проявления оползневых и гравитационных процессов; высокая расчетная сейсмичность площадки строительства; незакономерное чередование слоев основания с значительной неоднородностью по показателям свойств грунтов в плане или по глубине; уклоны рельефа в двух направлениях.

Результаты исследований автора использованы в ФГБОУ ВО «Кубанский государственный аграрный университет имени И. Т. Трубилина» при чтении лекций и выполнении выпускных квалификационных работ студентами, обучающимися по специальности 08.05.01 – Строительство уникальных зданий и сооружений, а также по программам бакалавриата (08.03.01) и магистратуры (08.04.01) направления подготовки «Строительство» в 2014-2023 гг.

Декан архитектурно-строительного  
факультета, к.т.н., доцент

*Д.Г. Серый*  
Д.Г. Серый

Заведующий кафедрой  
«Основания и фундаменты»,  
д.т.н., профессор

*А.И. Полищук*  
А.И. Полищук