

Федеральное государственное автономное
образовательное учреждение высшего образования
«Российский университет транспорта»
РУТ (МИИТ)

На правах рукописи

Маковецкий Олег Александрович

РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ ИСКУССТВЕННОГО
ОСНОВАНИЯ «СТРУКТУРНЫЙ ГЕОТЕХНИЧЕСКИЙ МАССИВ»

05.23.02 - Основания и фундаменты, подземные сооружения

Диссертация на соискание ученой степени
доктора технических наук

Научный консультант
академик РААСН,
доктор технических наук, профессор
Травуш Владимир Ильич

Москва – 2021

ВВЕДЕНИЕ	7
ГЛАВА 1. АНАЛИЗ СОСТОЯНИЯ ВОПРОСА И ЗАДАЧИ ИССЛЕДОВАНИЯ.....	13
1.1 Анализ современной геотехнической ситуации.....	13
1.2 Система геотехнических массивов.....	18
1.3. Технология струйной цементации грунта.....	21
1.3.1 Физико-механические характеристики грунтобетона.....	24
1.4 Горизонтальный геотехнический массив.....	29
1.4.1 Устройство искусственно улучшенных оснований.....	29
1.4.2 Устройство армированных оснований.....	30
1.4.3 Методы проектирования вертикально армированных оснований.....	33
1.4.4 Модель основания, армированного жесткими элементами.....	35
1.5 Вертикальный геотехнический массив.....	41
1.5.1 Технологии выполнения вертикального геотехнического массива	41
1.5.2 Анализ методов расчета вертикальных геотехнических массивов.....	43
1.6 Влияние геотехнических массивов на изменение гидрогеологических факторов.....	47
1.7 Прогноз развития осадок грунтовых оснований во времени.....	51
1.7.1 Прогноз фильтрационной составляющей осадки.....	52
1.7.2 Прогноз развития осадки ползучести.....	55
1.8 Применение геотехнических массивов для сейсмозащиты подземного пространства.....	57
1.9 Методы определения уровня надежности системы геотехнических массивов.....	58
Выводы по главе 1.....	61
ГЛАВА 2. ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ СТРУКТУРНОГО ГЕОТЕХНИЧЕСКОГО МАССИВА, ВЫПОЛНЕННОГО ПО ТЕХНОЛОГИИ СТРУЙНОЙ ЦЕМЕНТАЦИИ ГРУНТА.....	64
2.1 Разработанные варианты конструкции структурного геотехнического массива.....	65
2.2 Экспериментальные исследования технологических процессов устройства грунтобетонных элементов.....	72

2.2.1 Полевые эксперименты по изучению процессов формирования жестких грунтобетонных элементов в различных типах грунтов.....	72
2.2.2 Контроль длины и сплошности грунтобетонного элемента геофизическим методом.....	77
2.2.3 Технологические деформации основания существующих зданий при устройстве грунтобетонных элементов.....	79
2.3 Лабораторное определение физико-механических характеристик грунтобетона.....	83
2.4 Испытание грунтобетонного элемента статической вдавливающей нагрузкой.....	87
2.5 Оценка долговечности грунтобетона.....	88
2.6 Лабораторное определение реологических характеристик грунтобетона	90
2.6.1 Порядок проведения лабораторных опытов.....	92
2.6.2 Прогнозирование ползучести на длительное время нагружения по результатам кратковременных лабораторных опытов.....	95
2.7 Натурные экспериментальные исследования напряженно-деформированного системы геотехнических массивов в слабых водонасыщенных глинистых грунтах.....	98
2.7.1 Методика проведения штамповых испытаний закрепленного массива грунта статическими нагрузками.....	98
2.7.2 Полевые работы по определению эффективного модуля деформации вертикально армированного искусственного основания	101
2.8 Натурные наблюдения за развитием осадок зданий в системе геотехнических массивов в строительный и эксплуатационный периоды.....	106
2.8.1 Наблюдение за динамикой изменение физико-механических характеристик грунтовых оснований при подтоплении.....	106
2.8.2 Наблюдение за развитием осадок здания на основании «структурный геомассив» в строительный период возведения надземной части.....	112
2.8.3 Наблюдение за развитием осадок здания при постоянном уровне давления на основание.....	114
2.8.4 Натурные наблюдения за развитием осадок окружающей застройки вокруг системы геотехнических массивов.....	120
2.9 Экспериментальная оценка сейсмической жесткости системы грунтобетонных геотехнических массивов.....	125

Выводы по главе 2.....	134
ГЛАВА 3. ТЕОРЕТИЧЕСКОЕ ОБОСНОВАНИЕ ЗАКОНОМЕРНОСТЕЙ ПОВЕДЕНИЯ ОСНОВАНИЯ - СТРУКТУРНЫЙ ГЕОТЕХНИЧЕСКИЙ МАССИВ	136
3.1 Формирования грунтобетонного цилиндрического элемента в упругопластической среде.....	137
3.2 Модель вертикально армированного грунтового основания - «структурный геомассив».....	142
3.2.1 Учет влияния распределительного слоя.....	145
3.2.2 Взаимодействие жесткого грунтобетонного элемента с грунтом	149
3.2.3 Определение эффективных характеристик «структурного геомассива».....	153
3.2.4 Оценка напряженно-деформированного состояния трансверсально-изотропного слоя на упругом основании.....	158
3.2.5 Моделирование работы структурного геотехнического массива при возведении здания.....	161
3.3 Реологическая модель поведения «структурного геомассива».....	163
3.4 Модель структурного геотехнического массива для снижения сейсмического воздействия на грунтовое основание - «сейсмический дренаж».....	170
3.4.1 Моделирование горизонтального геотехнического массива с заданным комплексом свойств на воздействие упругих волн.....	173
3.5 Сплошной вертикальный геотехнический массив - разделительный экран.....	184
3.6 Оценка влияния устройства структурного геотехнического массива на окружающую застройку.....	194
3.6.1 Дополнительная осадка основания при колебаниях уровня подземных вод.....	195
3.6.2 Оценка надежности системы грунтовое основание - здание с учетом изменчивости во времени входных параметров.....	198
Выводы по главе 3.....	204
ГЛАВА 4. МОДЕЛИРОВАНИЕ ГЕОТЕХНИЧЕСКОЙ СИТУАЦИИ С УЧЕТОМ УСТРОЙСТВА СИСТЕМЫ ГЕОТЕХНИЧЕСКИХ МАССИВОВ	207
4.1 Модели грунтового основания	207
4.2 Определение параметров модели упрочняющегося грунта (HS) основания «структурный геомассив» по результатам полевых испытаний..	222

4.3 Сопоставление расчетных вертикальных перемещений основания «структурный геомассив» с осадками здания, полученными в ходе геодезического мониторинга	216
4.4 Моделирование напряженно-деформированного состояния системы геотехнических массивов.....	224
4.5 Моделирование движения потока подземных вод вокруг структурного геотехнического массива в виде противифльтрационной завесы	242
4.5.1 Инженерно-геологические условия площадки строительства.....	242
4.5.2 Оценка влияния устройства структурного геотехнического массива на изменение режима подземных вод.....	244
Выводы по главе 4.....	252
ГЛАВА 5. РЕКОМЕНДАЦИИ ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ И УСТРОЙСТВУ СИСТЕМЫ ГРУНТОБЕТОННЫХ ГЕОТЕХНИЧЕСКИХ МАССИВОВ.....	253
5.1 Устойчивость функционирования геотехнической системы.....	253
5.2 Проектирование, выполнение и контроль качества изготовления жесткого грунтобетонного элемента.....	255
5.2.1 Физико - механические характеристики грунтобетона	256
5.2.2 Технологические параметры изготовления грунтобетонного элемента.....	257
5.2.3 Контроль качества работ по устройству жестких грунтобетонных элементов	261
5.2.4 Основание «структурный геомассив»	263
5.2.5. Сплошной вертикальный геотехнический массив.....	267
5.2.6 Сплошной горизонтальный геотехнический массив.....	270
5.3 Устройство структурного геотехнического массива под существующими фундаментными конструкциями	272
5.4 Устройство структурного геотехнического массива для снижения сейсмического воздействия на грунтовое основание.....	276
5.5 Контроль корректности принятого геотехнического решения	280
Выводы по главе 5	283
ГЛАВА 6. ВНЕДРЕНИЕ РЕЗУЛЬТАТОВ ИССЛЕДОВАНИЙ СТРУКТУРНЫХ ГЕОТЕХНИЧЕСКИХ МАССИВОВ В ПРАКТИКУ ПРОЕКТИРОВАНИЯ И СТРОИТЕЛЬСТВА ГРАЖДАНСКИХ И ПРОМЫШЛЕННЫХ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ	284
6.1 Проектирование и строительство искусственного острова в акватории р. Камы	286

6.1.1 Варианты и оценка технологии устройства инженерного сооружения	287
6.1.2 Реализация принятого решения	290
6.2 Строительство комплекса зданий футбольного клуба «Краснодар».....	293
6.3 Проектирование и строительство подземной части комплекса высотных жилых зданий «Четыре сезона», г. Уфа.....	298
6.4 Проектирование и строительство подземных частей высотных жилых зданий в г. Краснодаре.....	311
6.5 Устройство «структурного геомассива» под фундаментной плитой строящегося здания, г. Уфа	317
6.6 Работы по устройству геотехнических массивов при строительстве Калининско-Солнцевской линии метрополитена в г. Москве.....	323
6.7 Выполнение геотехнического массива при реконструкции причалов типа «Больверк».....	328
Выводы по главе 6.....	329
ЗАКЛЮЧЕНИЕ	330
СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ	333
ПРИЛОЖЕНИЕ 1. Акты внедрения результатов исследований	358

ВВЕДЕНИЕ

Актуальность темы исследований. Федеральный закон Российской Федерации ФЗ-384 «Технический регламент о безопасности зданий и сооружений» одним из пунктов обеспечения механической безопасности определяет: «...отсутствие деформаций недопустимой величины строительных конструкций, основания здания или сооружения и геологических массивов прилегающих территорий». Для этого целесообразно смоделировать сценарии возникновения опасных природных и техногенных геологических процессов, учитывающих особенности взаимодействия элементов строительных конструкций между собой и с основанием, и предусмотреть работы по улучшению свойств грунтов основания [223].

Необходимо учитывать, что если в какой-либо момент времени относительная разность осадок грунтового основания превысит предельное значение, то в конструкциях надземной части здания возникают нерасчетные дополнительные усилия, пластическое течение в узлах и элементах конструкций, хрупкое разрушение [206,207,209,210].

Практика современного строительства показала, что применение традиционных конструкций фундаментов при возведении зданий на слабых водонасыщенных грунтах зачастую является технически сложным и экономически неэффективным решением. В этом случае требуется устройство искусственно улучшенных оснований.

Исследование состояния вопроса показало, что выбор методов проектирования и устройства искусственно улучшенных оснований в большинстве случаев осуществлялся экспериментальным путем на площадке строительства и не всегда полученное решение было оптимальным.

Проблема широкого использования искусственно улучшенных оснований сдерживается отсутствием научно обоснованной методики проектирования.

В связи с этим разработка на основе экспериментальных и теоретических исследований методики расчета и конструирования одного из типов искусственных оснований с задаваемыми физико-механическими характеристиками - «структурный геотехнический массив» является актуальной проблемой.

Степень разработанности темы исследований. К настоящему времени разработано достаточно большое количество методов устройства искусственно улучшенных оснований: устройство грунтовых подушек, применение шпунтового ограждения, создание боковых пригрузов. Наиболее перспективным методом является устройство армированных оснований. Метод вертикального армирования оснований жесткими элементами появился сравнительно

недавно и пока не получил широкого распространения. Многие вопросы его применения остаются нерешенными, такие как:

- определение и экспериментальное подтверждение технологии формирования в грунте жесткого армирующего элемента с проектируемыми геометрическими и физико-механическими характеристиками;
- определение эффективных характеристик массива грунта, армированного жесткими вертикальными элементами;
- количественное определение НДС взаимодействия армированного геомассива с окружающим грунтом при новом строительстве и при его устройстве в основании существующего здания;
- количественная оценка изменения сейсмических характеристик грунтовых оснований при устройстве армированного геомассива.

В рамках этих положений определяются и решаются новые задачи с учетом факторов, оказывающих влияние на взаимодействие вертикально армированного грунтового основания - «структурный геомассив» с подземными и надземными частями зданий и сооружений.

Цель работы заключается в создание теории расчета и конструирования искусственно улучшенного основания с заданными физико-механическими характеристиками - «структурный геотехнический массив», оптимально учитывающие геотехнические и градостроительные условия площадки строительства.

Задачи исследования:

1. Разработка теоретических основ преобразования физико-механических свойств слабых водонасыщенных грунтов с использованием конструкции искусственного основания «структурный геотехнический массив» (СГМ).
2. Построение геомеханической модели и разработка расчетной схемы работы основания «структурный геотехнический массив».
3. Исследование реологических свойств грунтобетона.
4. Определение условий применения технологии струйной цементации в слабых водонасыщенных грунтах для получения заданного радиуса цилиндрического армирующего элемента и требуемых физико-механических характеристик грунтобетона.
5. Экспериментальное подтверждение теоретических предпосылок модели силового взаимодействия искусственного основания СГМ с окружающим массивом грунта.
6. Обоснование применения упругопластической модели с упрочнением (*Hardening-Soil*) и численное прогнозирование интегральных механических характеристик СГМ.
7. Разработка алгоритма проектирования СГМ для нового строительства и реконструкции зданий и сооружений.

8. Оценка изменения сейсмической жесткости оснований, сложенных слабыми водонасыщенными грунтами при устройстве в них структурного геотехнического массива.

9. Внедрение результатов экспериментальных и теоретических исследований, выполненных автором, в проектах и строительстве промышленных, гражданских и транспортных зданий и сооружений.

Предмет и объект исследования

Объект исследования: Искусственное основание - «структурный геотехнический массив» - массив слабого водонасыщенного грунта, вертикально армированный жесткими цилиндрическими элементами, выполняемыми с использованием технологии струйной цементации грунта.

Предмет исследования: разработка теоретических положений проектирования искусственного основания - «структурный геотехнический массив» с заданными физико-механическими характеристиками.

Научная новизна работы состоит в развитии теории расчета напряженно-деформированного состояния массива грунта вертикально армированного жесткими элементами, выполненными по технологии струйной цементации грунта, в том числе:

1. Разработаны теоретические основы преобразования механических свойств слабых водонасыщенных грунтов при выполнении вертикального армирования и устройстве промежуточного гибкого ростверка. Предложена конструкция основания - «структурный геотехнический массив».

2. Построены физическая и расчетная модели силового сопротивления «структурного геотехнического массива, для проектирования его оптимальной конструкции.

3. Экспериментально исследована ползучесть грунтобетона и обосновано применение теории наследственного старения для описания реологических свойств грунтобетона.

4. Экспериментально и теоретически определена зависимость радиуса армирующего элемента и физико-механических характеристик грунтобетона от назначаемых технологических параметров струйной цементации грунта.

5. Экспериментально подтверждена зависимость интегрального модуля деформации от процента армирования СГМ.

6. Обоснованы условия применения модели (*Hardenening-Soil*) для прогнозирования интегральных механических характеристик СГМ.

7. Предложен алгоритм и разработана методика проектирования основания СГМ при новом строительстве и реконструкции зданий и сооружений.

8. Разработаны условия применения основания «структурный геотехнический массив» для предотвращения развития процессов виброползучести и виброразжижения слабых водонасыщенных грунтов при строительстве в сейсмических районах.

Теоретическая значимость работы :

1. Определена зависимость расчетных механических характеристик структурного геотехнического массива от физико-механических характеристик исходного грунта и конструктивных параметров вертикального армирования.

2. Теоретически обоснована и экспериментально подтверждена возможность использования технологии струйной цементации грунта для выполнения жестких цилиндрических армирующих элементов в слабых водонасыщенных грунтах.

3. Определено влияние возраста нагружения грунтобетона на динамику стабилизации осадок существующих нагруженных фундаментов.

4. Обоснована зависимость изменения сейсмической жесткости грунтового основания от эффективного модуля структурного геотехнического массива.

Работа выполнялась в рамках фундаментальных научных исследований Министерства образования РФ «Эволюционные модели и численный анализ процессов деформирования и разрушения в системе «здание – основание – фундамент», № гос. регистрации 01200212162 [104] .

Практическая значимость заключается в разработке методики проектирования структурного геотехнического массива на основе разработанного алгоритма и методов контроля качества работ по его устройству на основе данных наблюдений за развитием осадок в строительный и эксплуатационные периоды.

Результаты выполненных автором исследований вошли в федеральный нормативный документ - Свод правил СП 291.1325800.2017 «Конструкции грунтоцементные армированные. Правила проектирования», утверждены приказом Минстроя России №785/пр. от 15 мая 2017 г.; Справочник геотехника: основания и фундаменты, подземные сооружения (Российская академия архитектуры и строительных наук, М.:АСВ, 2016 г.).

Результаты работы внедрены на строительных объектах в составе проектных и строительно-монтажных работ в городах Москва, Краснодар, Пермь, Тюмень, Уфа, Самара, в том числе и при строительстве объектов повышенной ответственности (Стадион ФК «Краснодар», технологическая площадка месторождения «Сухаревское» и др.).

Методология и методика исследований. Использован экспериментально-теоретический метод. В теоретических и численных исследованиях, выполненных в работе использованы общие методы механики грунтов и деформируемого твердого тела. При анализе и обобщении результатов применены методы математического моделирования.

Компьютерное моделирование выполнено в сертифицированных программных комплексах PLAXIS.

Положения выносимые на защиту:

1. Конструкция, геомеханическая модель и расчетная схема искусственного основания - «структурный геотехнический массив».
2. Метод определения радиуса жесткого цилиндрического элемента и физико-механических характеристик грунтобетона в зависимости от технологических параметров процесса струйной цементации слабых водонасыщенных грунтов.
3. Реологическая модель грунтоцементного композита - грунтобетона.
4. Алгоритм проектирования основания «структурный геотехнический массив» для нового строительства.
5. Методика прогноза стабилизации неравномерных осадок нагруженных фундаментов при устройстве в их основании структурного геотехнического массива.
6. Способ повышения сейсмической жесткости основания для ограничения процессов виброползучести и виброразжижения слабых водонасыщенных грунтов.

Степень достоверности результатов исследований. Теоретические результаты работы базируются на фундаментальных основах механики твердого деформируемого тела и механики грунтов.

Выводы работы основываются на согласовании результатов экспериментальных и теоретических исследований механических свойств модифицированного грунто-цементного композита - «грунтобетона», эффективных характеристик искусственного основания - «структурный геотехнический массив» и использовании полученных данных при решении краевых задач на основе механики сплошных деформируемых сред. Обеспечивается сравнительным анализом результатов с использованием предложенной методики проектирования с данными полевых экспериментов и геотехнического мониторинга выполненных конструкций.

Апробация результатов. Основные положения диссертации были доложены, опубликованы в трудах и получили одобрение на: на XIII Европейской конференции по механике грунтов и геотехническому строительству (Прага, 2003 г.); Международной конференции по геотехнике «Реконструкция исторических городов и геотехническое строительство» (Москва, 2003 г.); Годичной сессии Научного совета РАН по проблемам геоэкологии, инженерной геологии и гидрогеологии («Сергеевские чтения») (Москва, 2004 г.); X конгрессе Английской ассоциации по инженерной геологии (Ноттингем, 2006 г.), на научном семинаре НИИОСП им. Н.М. Герсевича (Москва, 2008 г.); Международной конференции по геотехнике «Геотехнические проблемы мегаполисов»

(Москва, 2010 г.); Академических чтениях им. проф. А.А. Бартоломея «Фундаменты глубоко заложения и проблемы освоения подземного пространства» (Пермь, 2007, 2011, 2014, 2017); 15-й Международной конференции Ассоциации развития подземного пространства мегаполисов (ACUUS) (Санкт-Петербург, 2016г.); Международной конференции по высотному строительству «Форум 100+» (Екатеринбург, 2018, 2019); Российско-Американском симпозиуме по геотехнике (Москва, 2018), Второй международной научно-практической конференции «Инженерная защита территорий, зданий и сооружений» (Сочи, 2019).

Публикации. Основные положения диссертации и результаты исследований опубликованы в 45 печатных работах, в том числе 18 в ведущих рецензируемых научных изданиях и 6 в изданиях, индексируемых в международных базах данных Scopus, Web of Science.

Личный вклад автора. На основе изучения и обобщения Российского и мирового опыта исследований проанализировано современное состояние механики искусственно улучшенных оснований, определены цели и задачи решаемые в диссертационной работе; проведение полевых и лабораторных экспериментов; разработка реологической модели напряженного-деформированного состояния грунто-цементного композита - «грунтобетона»; теоретическое обоснование физической модели, расчетной схемы и геомеханической модели основания «структурный геотехнический массив»; численное моделирование НДС и сравнение результатов расчетов с натурными наблюдениями; разработка методики проектирования основания «структурного геотехнического массива», внедрение полученных результатов в практику строительства, подготовка к публикации печатных работ.

Объем и структура работы. Диссертация состоит из введения, шести глав, заключения, списка литературы и приложений. Общий объем диссертации составляет 363 страницу, 225 рисунков, 47 таблиц. Список литературы содержит 307 наименований, в том числе 52 на иностранных языках.

Автор выражает огромную благодарность академику РААСН, доктору технических наук, профессору Владимиру Ильичу Травушу.

Выражаю искреннюю благодарность всем коллегам: сотрудникам РУТ (МИИТ), ПНИПУ и компании «НЬЮ ГРАУНД» за теплое дружеское отношение и поддержку в работе над диссертацией.

ГЛАВА 1. АНАЛИЗ СОСТОЯНИЯ ВОПРОСА И ЗАДАЧИ ИССЛЕДОВАНИЯ

В современном развитии подземного пространства городов основной задачей становится обеспечение безопасности и сохранение нормального режима эксплуатации как строящегося здания, так и существующих зданий и сооружений, расположенных в зоне влияния нового строительства. Высокие темпы возведения современных зданий в стесненных условиях городской территории и в сложных инженерно-геологических условиях обуславливают необходимость совершенствования методов проектирования и строительства оснований и фундаментов используемых для массового строительства [198,202].

1.1 Анализ современной геотехнической ситуации

Особенностью конструкции подземной части современных зданий являются [198,290]: большие размеры фундаментов в плане (1000...1500 м²); большие давления на основание (500...600 КПа); устройство глубоких котлованов (10...15 м) под защитой ограждающих конструкций. С ростом высоты зданий и размеров фундаментов в плане возникает необходимость совместного рассмотрения напряженно-деформированного состояниями системы «основание-фундамент-подземная-надземная части здания», поскольку это приводит к существенным и качественным изменениям процессов формирования и трансформации НДС.

Компоненты системы «основание – фундамент – здание» обладают определенным видом взаимодействия. Так, локальное разрушение (утрата заданных проектом отдельных качеств, произошедшее в пределах здания), может не отразиться на работоспособности фундамента и основания; может повредить конструкцию фундамента, но не отразиться на свойствах основания и, наконец, может нарушить требуемые свойства всех составляющих системы, включая основание.

Повреждения фундамента, связанные с утратой прочностных качеств или неравномерными (предельными) осадками, могут привести к полному или частичному разрушению здания, могут повлиять или наоборот, не отразиться на требуемых свойствах основания.

Повреждения основания (утрата несущей способности или предельные деформации) вследствие ошибок инженерно-геологических изысканий, проектирования, несовершенной или неправильно выбранной технологии производства работ или вследствие неучтенных

техногенных воздействий наиболее опасны и могут привести к потере работоспособности всей системы.

Многочисленные примеры аварийных ситуаций, иллюстрирующие изложенную выше схему взаимодействия компонентов системы основание – фундамент – здание содержатся в трудах М.Ю. Абелева [1], А.А. Бартоломея [19], А.Б. Гарагаша [38], В.А. Ильичева [65], П.А. Коновалова [74], И.Т. Мирсаяпова [119], С.Н. Сотникова [176], В.М. Улицкого [221], А.Г. Шашкина [241], В.Б. Швеца [242], К. Сечи [171], Р. Хеммонда [228] и др.

Основные виды дефектов и повреждений, возникающих при развитии неравномерных осадок основания приведены на рис. 1.1.

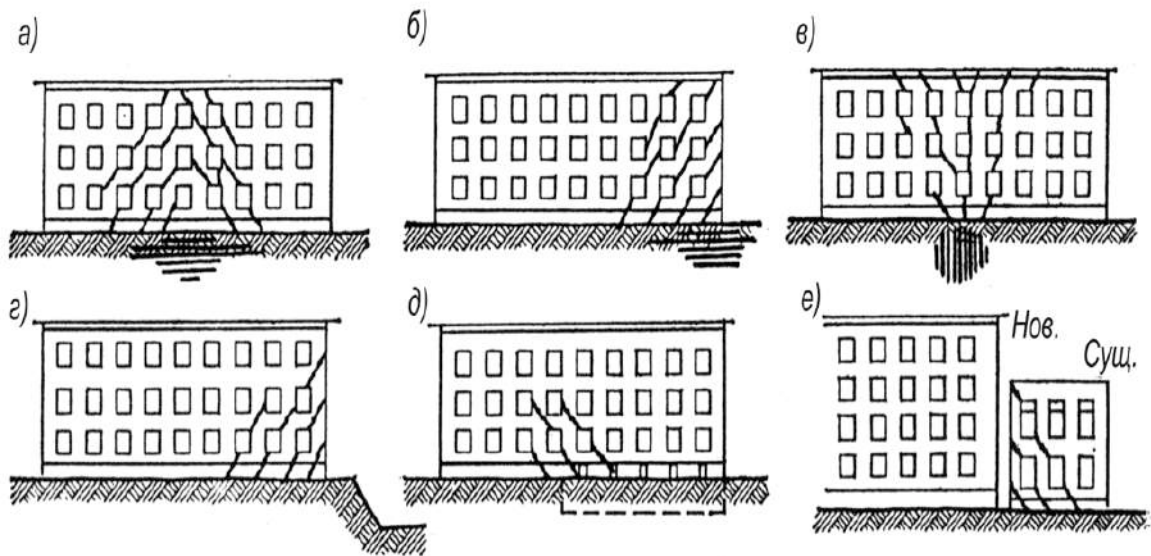


Рис. 1.1. Дефекты, связанные с повреждением фундаментов или деформациями основания: а – наличие слабого грунта под средней частью здания; б – то же, у торца здания; в – наличие твердого включения под средней частью здания; г – недопустимо близко вынутый грунт; д – изменение в первоначальном устройстве заглубленного этажа; е – неправильно пристроенное новое здание;

При проектировании новых объектов в городской и промышленной застройке необходимо выполнение расчета по деформациям, как новых зданий, так и существующих соседних [109,158]. Критерием надежности системы «основание-фундамент-здание» служит условие не превышения фактических (расчетных) абсолютных и относительных вертикальных перемещений зданий своих предельных значений [159,179]:

$$\left. \begin{aligned} S_{ad \max} &\leq S_{ad \max np.}; \\ i_{ad} &\leq i_{ad np.}; \\ \Delta S_{ad} / L &\leq (\Delta S_{ad} / L)_{np.} \end{aligned} \right\} \quad (1.1)$$

Величина вертикальных перемещений (осадок) основания, определяется тремя основными компонентами:

$$S_{ad} = S_{ad_1} + S_{ad_2} + S_{ad_3} \leq S_{ad \text{ np. don.}} \quad (1.2)$$

где: $S_{ad \text{ np. don.}}$ – предельно-допустимая величина осадки.

Рассмотрим каждую компоненту суммарной осадки грунта:

S_{ad_1} – осадки вызванные изменением напряженно-деформированного состояния грунтового массива, вследствие нового строительства. Формирование НДС системы «основание – здание – окружающая застройка» происходит в значительных массивах грунта, как под фундаментной плитой, так и за ограждающей конструкцией. На размеры этих массивов оказывают влияние габариты подземной части, действующее давление на основание и жесткость ограждающей конструкции. Опыт проектирования показывает, что активная зона деформирования распространяется на глубину 0,5...0,7 ширины плитного фундамента и в плане имеет размеры до 1,5...2,0 глубин котлована. В связи с постоянным уплотнением как городской селитебной застройки наиболее актуальным становится вопрос оценки влияния вновь возводимых или реконструируемых строительных объектов на существующие здания и сооружения. Причиной возникновения осадки уплотнения грунта под существующим зданием при возведении рядом нового здания является так называемая осадочная воронка (рис. 1.2). Ее размеры в плане близки к величине сжимаемой толщи основания под новым зданием (до 20-30 м), но самые большие осадки образуются в пределах 7-10 м от вновь возводимого здания.

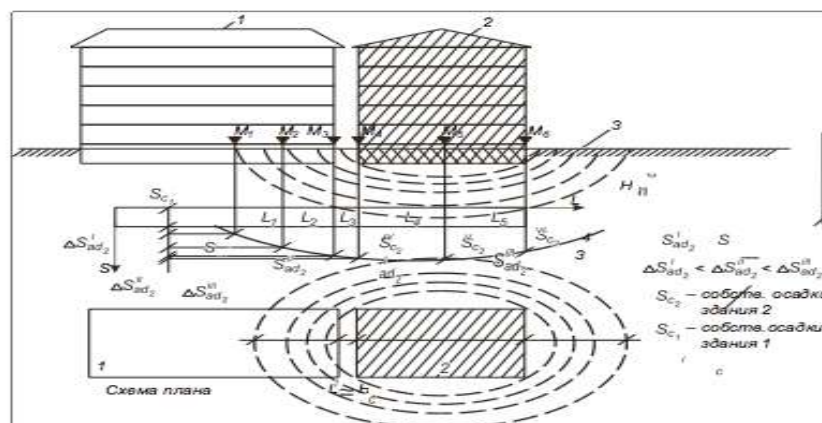


Рис. 1.2. Развитие дополнительных осадок существующего здания от давления вновь возводимого здания: 1 – существующее здание; 2 – вновь возводимое здание; 3 – изолинии осадки от здания 2 (осадочная воронка); 4 – эпюра собственных и дополнительных осадок

S_{ad2} - осадки, связанные с технологией устройства подземной части. На процесс трансформации НДС «основание – здание – окружающая застройка» существенное влияние оказывают физико-механические характеристики грунтового массива; технология устройства котлована и ограждающей конструкции; технология подготовки искусственного основания; последовательность возведения подземной и надземной части здания. Дополнительные осадки от строительно-технологических воздействий могут вызвать потерю устойчивости основания фундаментов существующих зданий. Осадки этого вида могут вызываться вибрацией грунта, фундамента и надземных конструкций вследствие погружения свай и шпунта молотами разного типа или вибраторами, созданием вблизи строительного котлована глубже подошвы существующих фундаментов, промораживанием при зимнем ведении земляных работ, плавунным разжижением грунта под фундаментами при открытой откачке подземной воды, поступающей в котлован, отклонением шпунтовых стен в котлованах [110,148].

Особое внимание следует уделять работам по преобразованию строительных свойств грунта различными методами: уплотнению грунтов трамбовками, шнековыми буроинъекционными сваями, нагнетанием в грунтовое пространство цементного раствора под большим давлением. Анализ теоретических решений [204] по оценке НДС оснований при различных технологиях устройства искусственно улучшенных оснований показывает, что при применении этих методов в грунтовом массиве развиваются остаточные деформации, увеличивается плотность, растут компоненты напряжений, которые частично релаксируются, а частично остаются.

S_{ad3} - осадки, возникающие в связи с изменением гидрогеологической ситуации в процессе ведения работ. Данный вид осадок возникает как в случае применения водопонижения, так и при возникновении «барражного эффекта» при устройстве подземных частей ниже уровня подземных вод.

Принято считать, что естественный режим грунтовых вод, как правило, носит устойчивый, долговременный характер и определяется космогенными, климатическими и эндогенными факторами, а распространение грунтовых вод в плане на территориях, соизмеримых с размерами техногенных сооружений, относительно равномерное.

В процессе подтопления городской территории можно выделить два этапа: локальное подтопление и зональное подтопление [85,94]. Распространение фильтрующих вод из различных источников в начальный период локально и имеет куполообразный вид, затем выходит за пределы геодинамических зон с образованием ареалов подтопления на больших территориях. Это обычно приводит к значительному, а главное неравномерному снижению

прочностных и деформационных характеристик: модуль деформации грунта на 35...40%, удельного сцепления на 40...60% (Таблица 1.1) [257].

Таблица 1.1. Изменение характеристик грунтов в результате подтопления

	γ , (кН/м ³)	c , (КПа)	ϕ , (°)	E , МПа
Вне зоны подтопления	19,1...19,3	26...28	19...21	8...10
Зональное подтопление	18,3...18,6	14...16	13...15	5...6
Локальное подтопление	17,1...17,4	3...6	5...9	3...5

В этом случае основанием большинства зданий и сооружений становятся слабые водонасыщенные глинистые грунты. По классификации М.Ю. Абелева [4] к ним относятся сильносжимаемые грунты, которые при обычных скоростях приложения нагрузки на основание теряют свою прочность, вследствие чего уменьшается их сопротивление сдвигу и возрастает сжимаемость. Выделенные в отдельную группу слабые грунты обладают следующими характеристиками: модуль деформации $E \leq 7$ МПа; степень водонасыщения $S_r \geq 0,8$; угол внутреннего трения $\phi = 4...10^\circ$; удельное сцепление $c = 0,006...0,0025$ МПа.

Анализ деформаций сооружений, расположенных на рассматриваемых грунтах, показал, что их характеризуют три основные особенности, специфичные для всей группы слабых грунтов, которые необходимо учитывать при проектировании сооружений: высокая сжимаемость грунтов, приводящая к очень большим осадкам сооружений расположенных на них, и как следствие – деформациям и авариям сооружений; малая прочность, природное поровое давление на 20-30% снижает значение прочностных характеристик слабых глинистых оснований; большая длительность осадок, достигающая иногда нескольких десятилетий.

Большой вклад в развитие исследований слабых глинистых грунтов в качестве оснований для строительства зданий и сооружений внесли: Н.А. Цытович [230,231], Б.И. Далматов [46], М.Ю. Абелев [2,3,4], А.А. Бартоломей [19,20], П.А. Коновалов [74,75], З.Г. Тер-Мартirosян [199,230], Р.М. Нарбут [130].

А.А. Бартоломей [19] показал, что значительное влияние на деформируемость слабых водонасыщенных грунтов оказывает скорость приложения давления. Чем с меньшей скоростью идет нагружение, тем быстрее частицы грунта успевают среагировать в ответ на внешнее воздействие – происходит перестройка структуры грунта с разрывом старых и образованием новых структурных связей, идет закрытие существующих микротрещин, в активной зоне наблюдается уменьшение пористости грунта. В слабых водонасыщенных грунтах реологические процессы накладываются на процесс фильтрационной консолидации, но не заканчиваются вместе с ней, а продолжают длительное время и после окончания фильтрационного уплотнения.

В большинстве случаев слабые водонасыщенные глинистые грунты нельзя использовать в качестве оснований, без проведения предварительных мероприятий, к которым относятся устройство песчаных подушек; песчаных и известковых свай; вертикальных дрен. Из - за высокой сжимаемости слабых глинистых грунтов очень часто расчетные величины ожидаемых осадок оказываются большими (даже при устройстве искусственных оснований), чем допускаемые [122].

Таким образом при проектировании, строительстве и эксплуатации зданий, с высокими уровнями давления на основания, сложенные слабыми водонасыщенными глинистыми грунтами первоочередной задачей является совершенствование методов прогнозирования напряженно-деформированного состояния системы «основание – фундамент - подземная часть – надземная часть» с учетом их взаимовлияния, последовательности и технологии устройства подземной части, воздействия системы на окружающую геотехническую ситуацию.

1.2 Система геотехнических массивов

Для соблюдения предельных условий (1.1) для нового здания выполняется проект фундаментов, однако, с обязательной разработкой технологического регламента: определение критериев допустимых техногенных воздействий, факторов риска и зон их влияния, требований к очередности выполнения видов строительных работ, данных о последствии и релаксации воздействия техногенных факторов в грунтах основания, параметров щадящих режимов производства работ, осуществление контроля качества работ. Для минимизации взаимовлияния подземной части с окружающим ее геотехническим пространством используется замкнутая система вертикальных и горизонтальных геотехнических массивов (Рис.1.3.).

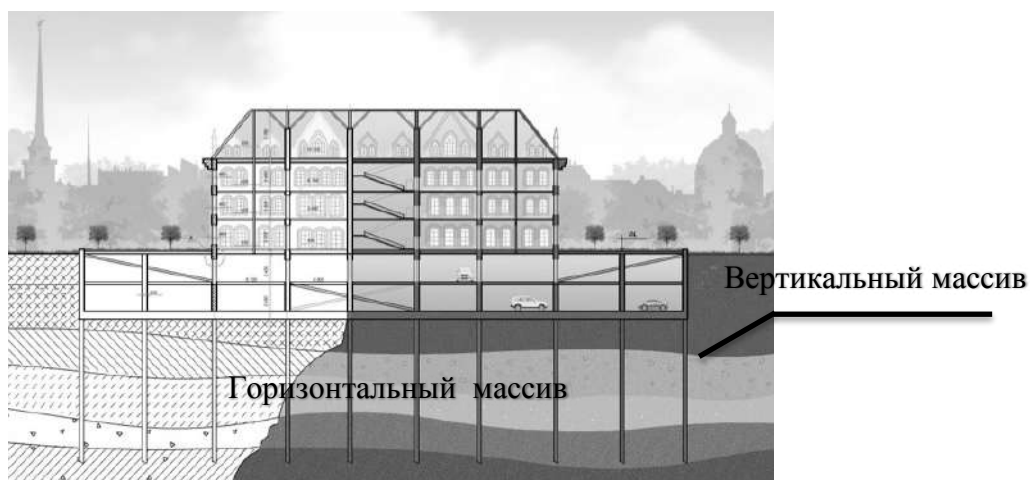


Рис.1.3. Система вертикальных и горизонтальных геотехнических массивов

В этом случае физические и механические процессы в основании здания происходят во внутреннем замкнутом объеме системы, практически не взаимодействуя с окружающим этот объем геотехническим пространством [144].

Для восприятия всех воздействий, как силовых, так и не силовых (грунтовые потоки подземной воды, агрессивность подземной среды) конструкция геотехнического массива должна быть рассчитана и спроектирована с обеспечением необходимого уровня эксплуатационной надежности.

Формирование и трансформация напряженно-деформированного состояния системы геотехнических массивов определяются технологической последовательностью возведения подземной части. Это обуславливается тем, что грунтовая среда и материалы геотехнических массивов обладают упруго-вязко-пластичными свойствами и неодинаково сопротивляются сжимающим и растягивающим напряжениям. Процессы деформирования в них развиваются медленно – имеет место эффект ползучести. Следовательно, принципы независимости действия сил в системе геотехнических массивов не соблюдаются. В связи с этим возникает необходимость учета всех технологических особенностей и методов строительства подземной части здания при численном моделировании и анализе напряженно-деформированного состояния системы геотехнических массивов.

Конструктивные решения геотехнических массивов полностью зависят от технологии их выполнения. На сегодняшний день можно выделить два основных способа устройства геотехнических массивов: высоконапорная инъекционная технология; струйная цементация (технология «jet-grouting») [50,57,69,188].

Высоконапорная инъекционная технология устройства геотехногенного массива «Геокомпозит»

В современном виде метод высоконапорного инъецирования разработан в институте геоэкологии РАН [139]. Приведены рекомендации по закреплению основания по методу высоконапорного управляемого инъецирования [136,137].

Метод армирования грунтового массива по высоконапорной технологии основан на управляемом инъекционном уплотнении грунтов основания путем нагнетания по специальной технологии цементного раствора при давлении, значительно превышающем нагрузку на грунт от здания, в результате происходит повышение плотности грунтов, улучшение механических свойств слабых грунтов, как за счет уплотнения, так и за счет образования жестких включений из застывшего уплотняющего раствора.

Этот метод уплотнения позволяет уплотнять не только дисперсные связанные грунты (глины, суглинки, супеси), но и несвязанные дисперсные грунты (пески, насыпные

техногенные грунты). Расширение возможностей применения технологии на широком спектре грунтов, по словам авторов, происходит за счет подбора качественной характеристики раствора, обеспечивающей его высокую проникающую способность. В описании метода указывается, что наличие грунтовых вод, не является противопоказанием к применению методики закрепления основания.

Расчет объемов твердеющих растворов ведется по специальной расчетной схеме. В радиусе 1,5-2,0 м от инъектора раствор заполняет трещины и пустоты, уплотняет рыхлый грунт и формирует в процессе твердения жесткий армирующий каркас, образуя включения цементного камня.

Усиленный таким образом грунтовый массив является новым техногенным образованием, обладающим высокой степенью жесткости и хаотической структурой, напоминающей корни дерева (Рис.1.4).

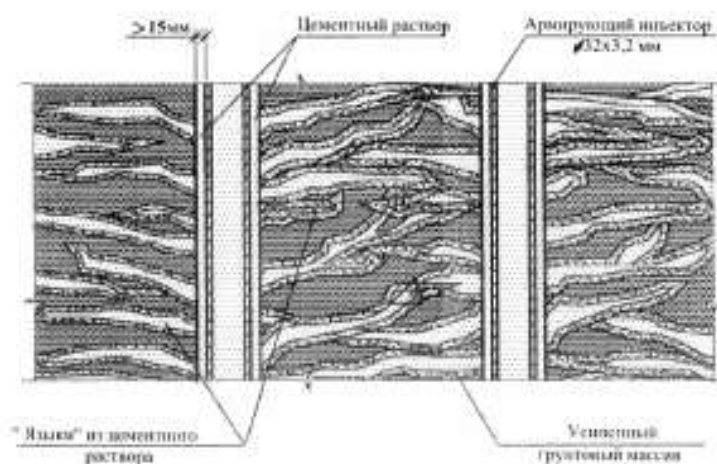


Рис. 1.4. Общий вид системы «геомассив»

В ходе исследований были установлены основные закономерности распределения уплотняющего раствора в грунтовом массиве. Были выявлены зависимости уплотнения и физико-механических характеристики грунтового массива от давления и объема нагнетаемого раствора. Предусмотрено применение неизвлекаемых (оставляемых в грунте) инъекторов, используемых в качестве элементов вертикального армирования грунтового массива.

После завершения процесса улучшения физико-механических свойств основания застывший цементный раствор образует армирующий каркас. Полученная система напоминает корни дерева, роль «ствола» в системе выполняет погруженный в грунт стальной инъектор (с застывшим в инъекторе цементным раствором).

Как отмечают авторы, выравнивание деформационных характеристик закрепленного основания происходит за счет «избирательности» уплотняющего раствора, что позволяет

усиливать наиболее слабые зоны грунтового массива. Все это в значительной степени снижает предпосылки для развития неравномерных осадок в процессе эксплуатации зданий.

В последние годы наиболее эффективным способом устройства геотехнического массива является метод струйной цементации грунта, которая заключается в разрушении и перемешивании грунта высоконапорной струей цементного раствора. С помощью струйной геотехнологии в грунте создается грунтобетонный массив (ГБМ) разнообразной формы с проектируемыми физико-механическими характеристиками, превышающими характеристики самого грунта. Геотехнический массив выполняется с поверхности площадки строительства, до экскавации подземной части (рис.1.5).

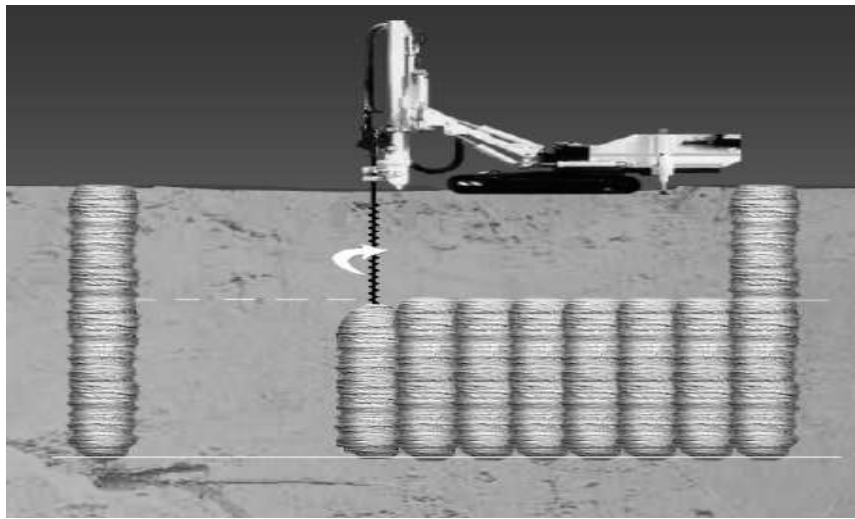


Рис.1.5. Устройство системы геотехнических массивов

Тема исследования применения геотехнических массивов, поставленная в данной диссертации, затрагивает две обширные тематики: струйная геотехнология и прогнозирование НДС системы геотехнических массивов.

По этим проблемам имеется обширная научно-техническая литература. В дальнейшем обзоре рассмотрим наиболее эффективные технологии устройства подземного пространства, различные принципиальные схемы применения струйной геотехнологии, а также методы и примеры оптимизации в области проектирования конструкций, оснований, фундаментов и подземных сооружений.

1.3. Технология струйной цементации грунта

Технология струйной цементации или струйная геотехнология, заключающаяся в разрушении и перемешивании грунта высоконапорной струей цементного раствора, позволяет получать практически любой формы и размеров грунтоцементный массив, который обладает

достаточно высокими прочностными, деформационными характеристиками, более чем на порядок превышающими характеристики грунта.

Применение струйной геотехнологии в сложных инженерно-геологических условиях показало эффективность и перспективность этой технологии, как при новом строительстве, так и при реконструкции зданий, выполняемых в условиях тесной городской застройки. В публикациях Бройда И.И. [32,55], З.Г. Тер-Мартirosяна [203], Малинина А.Г. [108], Чернякова А. В. [234]), Богова С.Г. [25], Джантемирова Х.А. [47], Засорина М.С. [54], Разводовского Д.Е. [160], Henn R.W.[267], Karol R.H. [272], Moseley M.P. [284] и др. описан российский и международный опыт применения струйной цементации.

Метод струйной цементации грунтов был запатентован в 1971 г в Японии. Первые экспериментальные работы по применению струйной технологии выполнялись японской компанией «Каджима корпорейшен», менее чем за 10 лет данная технология стала популярна и признана эффективной во многих странах мира.

Технологический процесс закрепления грунта по технологии струйной цементации делят на два основных этапа: бурение скважин буровым инструментом, в нижней части которого расположен монитор с соплами (прямой ход, см. рис. 1.6. а); подъем буровых штанг с одновременной подачей раствора через сопла монитора под давлением 400-500атм (обратный ход, см. рис. 1.6. б, в) и перемешиванием грунта. При обратном ходе происходит перемешивание грунта с раствором и частичным (или полным) выносом размытого грунта (пульпы) из пробуренной скважины. В результате описанных операций, вокруг скважины, образуется новый материал – грунтобетон, обладающий высокими прочностными, деформационными и противофильтрационными характеристиками [262].

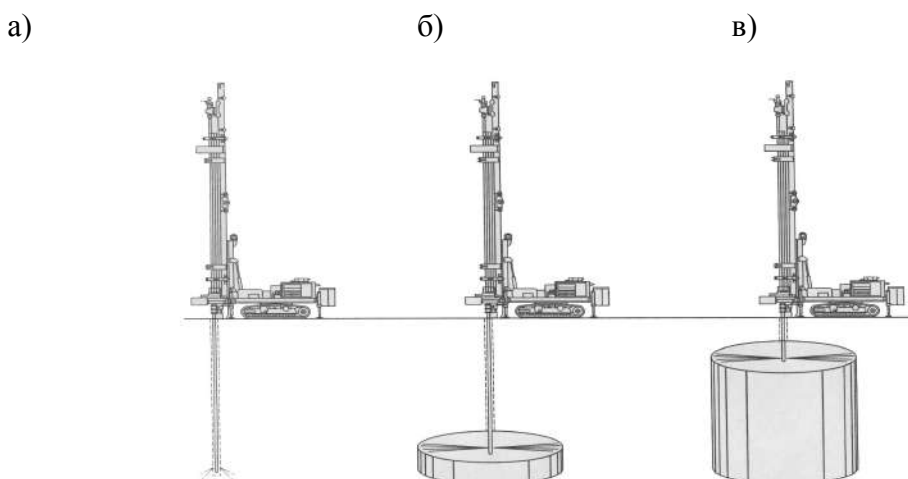


Рисунок 1.6. Технологическая последовательность устройства грунтоцементных элементов по двухкомпонентной технологии jet-2: а) бурение скважины; б, в) размыв грунта раствором и создание грунтоцементного элемента при подъеме монитора из готовой скважины

Основным фактором, влияющим на прочностные характеристики грунтоцемента, является расход цемента на 1 м³ закрепленного грунта. Этот фактор напрямую связан с экономической оценкой струйной технологии, так как от него зависят продолжительность работ, затраты труда, энергии, работы механизмов.

Выбор параметров технологического процесса струйной цементации грунтов, как правило, устанавливается экспериментальным путем, на основе ранее выполненных работ на сходных объектах, что зачастую приводит к некачественному выполнению работ.

Актуальна проблема струйной цементации водонасыщенных глинистых грунтов. Это связано с их физическими свойствами, такими как число пластичности, предел текучести и др. В настоящее время для обеспечения необходимых прочностных и деформационных характеристик грунтоцемента, практические работы в пылевато-глинистых грунтах выполняются с заведомо повышенным расходом цемента на 1 м³ укрепленного грунта. Это приводит к необоснованному завышению стоимости и экономической нецелесообразности работ в целом. В связи с отсутствием адекватной методики определения прочностных характеристик грунтоцемента, полученного при струйной цементации в водонасыщенных глинистых грунтах, актуальность рассматриваемой проблемы еще более увеличивается.

При работах в слабых пылевато-глинистых грунтах появляются определенные сложности: определение прочностных характеристик грунтоцементных элементов на стадии проекта; определение расстояний между грунтоцементными элементами и их получаемых диаметров; принятие решения о необходимости дополнительных работ по предварительному размыву грунта; необходимость введения в цементирующий раствор специальных добавок.

В соответствии с рекомендациями «Руководства по комплексному освоению подземного пространства крупных городов» [166] технология струйной цементации может эффективно применяться при решении следующих задач подземного строительства: усиление оснований и фундаментов существующих зданий; создание противофильтрационных завес; сооружение ленточных в плане конструкций типа «стена в грунте»; устройство анкерных креплений; укрепление грунта вокруг строящихся подземных сооружений;

В настоящее время в подземном строительстве наиболее часто струйная технология используется для усиления оснований фундаментной плиты, создания горизонтальных и вертикальных противофильтрационных завес, усиления оснований фундаментов существующих зданий, сооружения массивных подпорных стен в грунте.

Таким образом, проанализировав имеющийся опыт отечественных и зарубежных исследователей, можно отметить следующее:

- применение струйной цементации в слабых связных грунтах является высокоэффективной технологией ;

- основные технологические параметры струйной цементации на стадии проекта в настоящее время принимаются на основе имеющегося практического опыта работ в аналогичных инженерно-геологических условиях с минимальными (заниженными) значениями и конкурентной стоимости работ, без теоретического обоснования.

- нормативные рекомендации по струйной цементации пылевато-глинистых грунтов с учетом их физически нелинейных свойств и обоснование технологических параметров, на сегодняшний день отсутствуют.

1.3.1 Физико-механические характеристики грунтобетона

Технология струйной цементации грунта (Jet-grouting) позволяет получить из природного грунта новый конструкционный материал – грунтобетон.

Грунтобетон занимает промежуточное положение между грунтом и традиционным конструкционным бетоном. Прочностные и деформационные характеристики грунтобетона в 10 раз превышают аналогичные характеристики грунта, но при этом в 10 раз ниже характеристик тяжелого бетона.

А.В. Черняковым [233,234] на основе экспериментальных данных была предложена структурно-технологическая модель грунтобетона. В этой модели грунтобетон рассматривается как мелкозернистый бетон, и используются зависимости аналогичные традиционным бетонным смесям. Грунт рассматривается как заполнитель грунтобетона, состоящий из двух частей: часть – несвязный грунт и часть – агрегаты связного грунта. Прочность грунтобетона (R_{c1}) определяется по зависимости:

$$R_{c1} = 0,5 \cdot R_{ц} \left(\frac{Ц}{В} - 0,5 \right) \cdot (1 - 0,05V_{э\text{кв}}) \quad (1.3)$$

где : $R_{ц}$ - прочность цемента, $Ц/В$ – водоцементное отношение (в большинстве случаев равное 1,0), $V_{э\text{кв}} = (1 - \gamma_{\text{ф}}/\gamma_{\text{р}}) \cdot 100\%$ - эквивалентный объем вовлеченного в смесь воздуха.

При строительстве второй сцены Мариинского театра были выполнены большие исследования прочности на сжатие и модуля деформации грунтобетона [45,86] на образцах, выбуренных из вертикальной диафрагмы жесткости. По результатам испытаний была предложена эмпирическая зависимость между прочностью на сжатие и модулем деформации грунтобетона $E = (90 \dots 100)R_{\text{сж}}$.

Отдельным вопросом является однородность механических характеристик в пределах сечения грунтобетонного элемента. Н.С. Никифоровой [132] приводятся результаты исследований однородности свойств грунтобетона по глубине и радиусу на объекте «Средние торговые ряды» в г. Москва. Было установлено, что прочность на сжатие грунтобетона на

расстоянии $1/3$ и $2/3$ от оси элемента в возрасте 30...35 суток отличались не более чем на 10 %. Это позволяет сделать вывод, что использование струйной цементации позволяет получить однородный по составу грунтобетон в том числе и в глинистых грунтах [58].

Грунтобетон по своей структуре является композитным материалом, включающим инертные минеральные частицы (наполнитель) и обволакивающие их цементные оболочки, формирующие связи (матрицу). Его реологические характеристики определяются свойствами цементного скелета, и в при определении этих характеристик можно проводить аналогии с тяжелым бетоном. Результаты современных исследований свидетельствуют о том, что композиционные материалы - это сложные иерархически организованные масштабно инвариантные системы, которые на каждом масштабном уровне могут быть представлены двумя обобщенными компонентами - матрицей и наполнителем [208].

Композитным материалам, при испытаниях на ползучесть свойственна характерная реакция. Это мгновенные деформации в начале испытания, за которыми следует первичная ползучесть, характеризующаяся значительной, но снижающейся скоростью деформаций. Для приложенных нагрузок ($20...40\% \sigma_{\max}$) кривые ползучести (Рис.1.7) имеют тенденцию к горизонтальным асимптотам, что означает, что явление ползучести прекращается и деформации становятся постоянными.

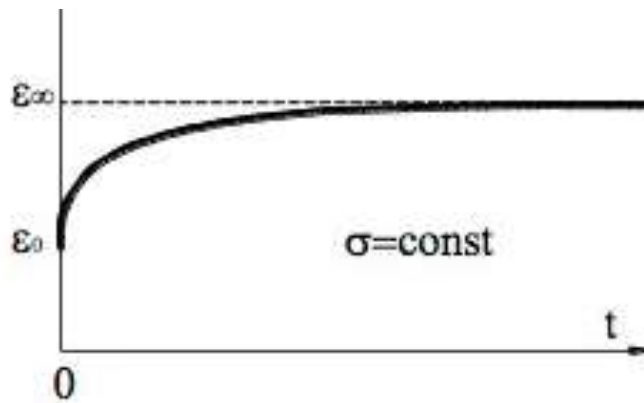


Рис.1.7. Типичная кривая ползучести композитного материала

Грунтобетону как композитному материалу, состоящему из грунта и цементного вяжущего присущи упругие и вязкие деформации, поэтому вязкоупругие свойства грунтобетона могут быть описаны системами, состоящими из различных комбинаций моделей упругого и вязкого элементов [150]. Наиболее простой моделью, отвечающей этому требованию является модель Максвелла, в которой последовательно соединены упругий и вязкий элементы (рис. 1.8,а). При использовании этой модели деформация конструкции состоит из суммы деформаций упругого и вязкого элементов, недостатком модели является невозможность учесть сдвиговые деформации. В этой модели также нельзя учесть

возникающее запаздывание деформаций в грунтобетоне. Поэтому независимо Кельвином и Фойгтом для вязкоупругих тел была предложена модель с параллельным соединением упругой пружины и вязкого элемента - поршня (модель Кельвина-Фойгта), которая позволяет учесть запаздывание упругих деформаций (рис.1.8,б). Но эта модель не описывает релаксацию напряжений.

Для описания грунтобетона наиболее приемлема трехпараметрическая модель Зинера (рис.1.8,в), состоящая из последовательно соединенных упругого элемента и модели Фойгта.

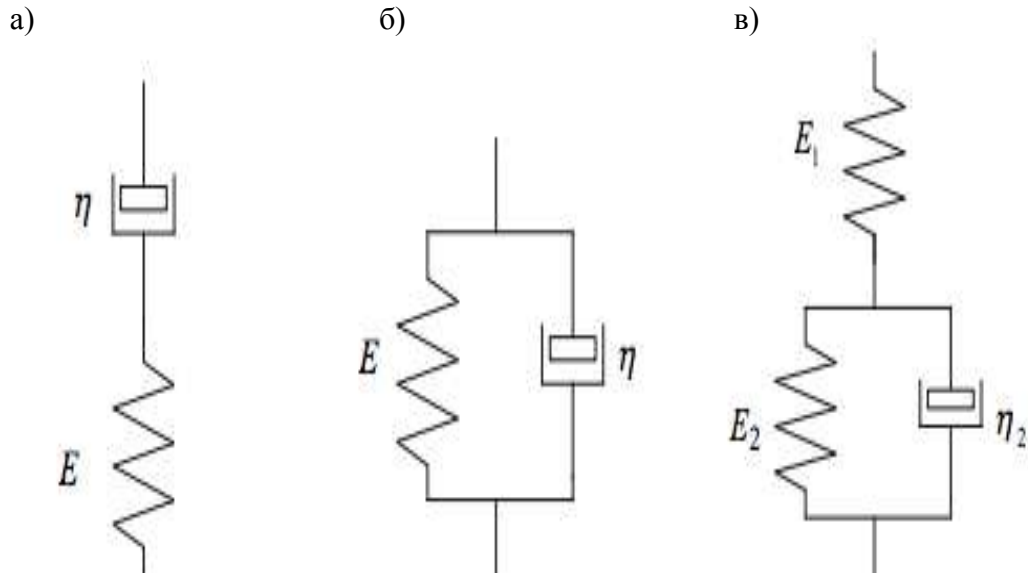


Рис.1.8. Идеализированные вязкоупругие модели:
а) Максвелла; б) Кельвина - Фойгта; в) Зиннера

Для этой модели напряжения в обеих частях равны, а полная деформация складывается из деформаций частей:

$$\varepsilon = \varepsilon_1 + \varepsilon_2 \quad (1.4)$$

Напряжения соответственно будут определены как:

$$\sigma = E_1 \varepsilon_1 \quad (1.5)$$

$$\sigma = 3\eta_2 \dot{\varepsilon}_2 + E_2 \varepsilon_2 \quad (1.6)$$

Выразим деформацию второй части из (1.4) и подставим в уравнение (1.6):

$$\sigma = 3\eta_2 (\dot{\varepsilon} - \dot{\varepsilon}_1) + E_2 (\varepsilon - \varepsilon_1) \quad (1.7)$$

Из уравнения (1.5) выразим ε_1 и подставим в уравнение (1.7):

$$\sigma = 3\eta_2 \left(\dot{\varepsilon} - \frac{\dot{\sigma}}{E_1} \right) + E_2 \left(\varepsilon - \frac{\sigma}{E_1} \right) \quad (1.8)$$

После преобразования получаем уравнение:

$$\dot{\sigma} + \lambda \sigma = E(\dot{\varepsilon} + \mu \varepsilon) \quad (1.9)$$

где:

$$E = E_1; \lambda = \frac{E_1 + E_2}{3\eta_2}; \mu = \frac{E_2}{3\eta_2}$$

E -мгновенный модуль упругости, параметры λ, μ - характеризуют время запаздывания системы на изменение нагрузки и деформации.

Соотношение $E^* = E\mu/\lambda$ называется длительным модулем упругости. При длительном нагружении, когда скоростями можно пренебречь, связь между напряжениями и деформациями будет выражаться через длительный модуль упругости.

Процесс ползучести происходит при постоянной величине действующего напряжения (σ_0) в этом случае уравнение (1.9) имеет вид:

$$\dot{\varepsilon} + \mu\varepsilon = \frac{\lambda}{E}\sigma_0 \quad (1.10)$$

Решение уравнения (1.10) определяется выражением:

$$\varepsilon = \varepsilon_0 e^{-\mu t} + \frac{\sigma_0}{E^*}(1 - e^{-\mu t}) \quad (1.11)$$

Для теоретического описания ползучести бетона используют наследственную теорию старения. Различные варианты теории старения были предложены Ю.Н. Работновым [155,156].

В теории старения время входит в явном виде, что намного облегчает решение задач с помощью этих теорий. Теориям старения присущи и существенные недостатки. Теория старения, например, применима только при постоянстве напряженного состояния и при однократном нагружении. Ступенчатое нагружение эта теория не может описать, так как в момент приложения следующей ступени нагрузки по этой теории деформация ползучести должна иметь разрыв, что невозможно.

Линейный вариант этой теории построен на основе следующих гипотез: рассматривается сплошное однородное и изотропное тело; характеристики деформативности тела (мера ползучести и модуль упругомгновенных деформаций) определяются при стационарных режимах; полные деформации тела складываются из упругомгновенных деформаций, возникающих в момент приложения нагрузки, и деформаций ползучести, развивающихся при длительном воздействии.

Принцип наложения позволяет определять полные деформации при различных законах изменения напряжений во времени на основе семейства кривых, описывающих полные относительные деформации $\partial(t, \tau)$.

Основным достоинством этой теории является возможность использования расчетного аппарата теории сплошной среды для описания процесса деформирования материала и

доведения до числового значения задач о напряженно-деформируемом состоянии конструкций.

Теория старения основана на предположении о «параллельности» кривых ползучести. Выражение для меры ползучести при переменных напряжениях записывается как:

$$C(t, \tau) = \frac{1}{E(0)} [\varphi(t) - \varphi(\tau)] \quad \varphi(t) = E(0) \times C(t, 0) \quad (1.12)$$

где: $\varphi(t), \varphi(\tau)$ -характеристики ползучести;

В этом случае теория постулирует неограниченное уменьшение ползучести по мере увеличения возраста материала к моменту формирования приращения напряжений, т.е. по мере старения, при $t \rightarrow \infty, C(t, 0) \rightarrow 0$ и полную необратимость деформации ползучести.

Для описания зависимостей ползучести стареющего бетона используют функции, предложенные Н.Х. Арутюняном [14]. Определив меру ползучести и функцию напряжений и предполагая наличие подобия между кривыми ползучести, можно получить кривые ползучести для различных значений постоянного напряжения по соотношению:

$$\varepsilon_t(\sigma, t) = C(t)F(\sigma) \quad (1.13)$$

Под мерой ползучести $C(t)$ понимается деформация ползучести ε_t при единичном напряжении $\sigma = 1$, или $C(t) = \varepsilon_t (\sigma = 1)$, функция напряжений $F(\sigma)$ показывает зависимость «напряжение – асимптотическая деформации ползучести». Вместе с мерой ползучести используем следующие понятия:

- характеристика ползучести:

$$\varphi(t) = E(t)C(t) \quad (1.14)$$

- характеристика старения:

$$K(t, \tau) = \frac{C(t, \tau)}{C(t, 28)} \quad (1.15)$$

Выражение меры ползучести для периодов старения бетона может быть записано как:

- для периода 0...56 суток

$$C(z, t) = C(\infty, 56) K(z, \tau) f(z, 56) \quad (1.16)$$

для детального описания кривых ползучести на этом участке возможно использование функции, учитывающей влияние времени набора прочности на форму кривых ползучести - зависимости предлагаемые С.В. Александровским [8].

- для периода 56...360 суток

$$C(z, t) = C(\infty, 56) K(\tau) f(z, 56) \quad (1.17)$$

в этом случае, для описания зависимостей ползучести можно использовать функции предлагаемые Н.Х. Арутюняном [14].

1.4 Горизонтальный геотехнический массив

Как было показано выше, горизонтальный геотехнический массив является нижней плоскостью общей системы ограничения подземного пространства здания, с целью минимизации взаимовлияния с окружающей геотехнической средой. С конструктивной точки зрения горизонтальный геотехнический массив представляет собой искусственно улучшенное основание, физико-механические характеристики которого изменены технологическим путем.

1.4.1 Устройство искусственно улучшенных оснований

Вопросами исследования схемы усиления и технологии устройства искусственных оснований занимались российские и зарубежные ученые: М.Ю. Абелев [3,4], З.Г. Тер-Мартirosян [194,203], П.А. Коновалов [74,75,77], Б.И. Далматов [46], В.И. Крутов [84], В.В. Лушников [89,140,141], Р.А. Усманов [111,114], А.Л. Готман [42], Н.З. Готман [43], Р.А. Мангушев [111,114], И.Т. Мирсаяпов [119-122,152], А.В. Черняков [18], В.М. Улицкий [220,221,302], А.Г. Шашкин [239,240,241,302], Т.В. Шепитько [243], В.И. Шейнин [244,245], С.Г. Богов [25], В.А. Богомоллов [26], Х.А. Джантимиров [47], А.И. Осокин [114], Ф.Ф. Зехниев [56], Д.Е. Разводовский [158-161], М.Р. Moseley [284], A. Patel [287].

Искусственно улучшенные основания [111], устраиваются в тех случаях, когда естественные основания оказываются недостаточно прочными или сильно сжимаемыми и их использование, как и применение свайных фундаментов, является технически и экономически нецелесообразным. При этом используются как конструктивные методы улучшения работы грунтов основания, к которым относятся: устройство грунтовых подушек, применение шпунтового ограждения, создание боковых пригрузок, армирование грунта и другие, так и методы улучшения свойств оснований посредством их усиления и закрепления.

Рассмотрим наиболее распространенные способы устройства искусственных оснований. Искусственные основания при строительстве зданий и сооружений на слабых глинистых грунтах создаются зачастую в виде песчаных подушек.

Песчаные подушки позволяют [187]: уменьшить глубину заложения фундаментов; снизить давление от здания или сооружения на сильно сжимаемый естественный грунт до величины, которая может быть воспринята этим основанием; обеспечить практически равномерную осадку сооружения и быструю ее стабилизацию за счет направления вытесняемой грунтовой воды по кратчайшему пути в песчаную подушку.

Особенно возрастает роль песчаной подушки в качестве дренирующего слоя. В этом случае под действием внешней нагрузки происходит фильтрация поровой воды и процесс консолидации слабых оснований значительно ускоряется.

Традиционно глубинное уплотнение выполняют с помощью грунтовых свай [247]. Сущность этого способа заключается в устройстве на определенном расстоянии друг от друга скважин, которые заполняют уплотненным грунтом. Для образования скважин применяют способы, основанные на вытеснении природного грунта из объема, занимаемого скважиной. Вследствие этого и происходит уплотнение грунта между сваями. Деформируемость основания снижается и за счет самих грунтовых свай, в которых грунт доводится до состояния требуемой плотности.

Как правило, грунтовые сваи в основании размещают в шахматном порядке так, чтобы центры трех соседних свай образовывали равносторонний треугольник. При таком размещении достигается наибольший эффект уплотнения. Расстояния между осями свай (шаг свай) выбирают из условия получения необходимой плотности грунта межсвайного пространства.

Основным недостатком данного метода, требующего тяжелого и дорогостоящего оборудования на производстве, является низкая эффективность устройства грунтовых свай большого диаметра.

Вертикальные дрены [75], т.е. вертикальные скважины, засыпанные песком, применяются для ускорения уплотнения слабых глинистых грунтов под действием веса насыпей или нагрузок от возводимых сооружений.

На поверхности вертикальных песчаных дрен устраивается песчаная подушка. Комбинированная конструкция дренажной системы (песчаная подушка и вертикальные дрены) обеспечивает ускорение уплотнения загружаемого основания вследствие сокращения путей фильтрации воды, отжимаемой из пор грунта.

Песчаные дрены используются для обеспечения устойчивости при больших площадях загрузки (например, земляные насыпи под железные и автомобильные дороги, полы промышленных и других сооружений), для которых требуется стабилизация осадки в короткие сроки путем ускорения процесса фильтрационной консолидации.

1.4.2 Устройство армированных оснований

В практике проектирования современных искусственных оснований давно известно увеличение несущей способности основания посредством его армирования. Эта идея легла в основу использования различных видов вертикального и горизонтального армирования

слабых грунтовых оснований [11,149,284,296].

Значительный вклад в изучение работы армированного основания внесла Л.М. Тимофеева [205]. В работах автора рассмотрены основные виды армированных оснований: с однослойным армированием горизонтальными прослойками; с многорядным армированием горизонтальными прослойками; с армированием вертикальными и наклонными сваями; со смешанным армированием трехмерными, двухмерными и одномерными элементами различной ориентации.

Л.М. Тимофеева предложила три основные расчетные схемы армогрунтовых конструкций: континуальную – при дисперсном армировании частицами и короткими волокнами, линейном и двухмерном армировании с частым расположением волокон; дискретную и дискретно-континуальную – при редком расположении включений, взаимодействием которых можно пренебречь.

Опыты Л.М. Тимофеевой показали, что благодаря включению в грунт армирующих материалов целенаправленно можно изменить прочность и деформативность основания, снизить неравномерность осадок.

Метод вертикального стержневого армирования появился сравнительно недавно. Аналогом этого метода является свайный фундамент с промежуточной подушкой [67]. В этом фундаменте, как и в методе вертикального стержневого армирования, ростверк (штамп) не имеет прочной связи со сваями (арматурой), что является отличительной особенностью в отличие от обычных свайных фундаментов с низким ростверком. В этом случае, когда армирование выполняется под подошвой ростверка, нагрузка от вышележащих конструкций передаётся на грунт подушки и через сваи на окружающий их грунт за счёт сил трения.

Работа армоэлемента в грунте обеспечивается боковым обжатием и силами трения. Армоэлемент через контактную поверхность с грунтом или с фундаментом воспринимает нагрузку своей верхней частью и передает её на нижележащие слои своей нижней частью. Вертикальные стержни служат для восприятия сжимающих напряжений.

В настоящее время на территории Российской Федерации применяется несколько технологий устройства геотехногенного массива. Одна из распространенных технологий – применение методов высоконапорного инъецирования для закрепления или стабилизации основания. Армирующие элементы могут выполняться как буроинъекционные сваи, к другой конкурирующей технологии относится устройство структурного геомассива при помощи струйной цементации.

Метод вертикального армирования грунтов «Геомассив» в был разработан в лаборатории оснований и фундаментов Урал ПромстройНИИпроекта В.В. Лушниковым [89,140,141]. Проводя высоконапорную инъекцию цементно-песчаного раствора можно

обеспечить: создание в грунте полости заданных размеров с одновременным заполнением ее прочным твердеющим веществом; армирование грунта жесткими элементами, что после закрепления создает композитный массив с улучшенными до заданных пределов свойствами; уплотнение за счет опрессовки массива грунта вокруг полости, что также способствует повышению несущей способности закрепленного массива в целом.

Части массива улучшаемого грунта, включающие буроинъекционные сваи ВНИ радиусом r_y и области уплотненного грунта вокруг них радиусом r_z на участке длины перфорированной части иньектора l , образуют единую систему, называемую геоблоком. Геоблоки характеризуются приведенными характеристиками нескального грунта – модулем деформации E_{zb} и расчетным сопротивлением R_{zb} . Геоблоки в совокупности с улучшаемым (неуплотненным) грунтом в пространстве между геоблоками образуют геотехногенный массив (Рис.1.9), представляющий собой композитную систему, которая в целом характеризуется приведенными характеристиками геомассива – модулем деформации E_{zm} и расчетным сопротивлением R_{zm} .

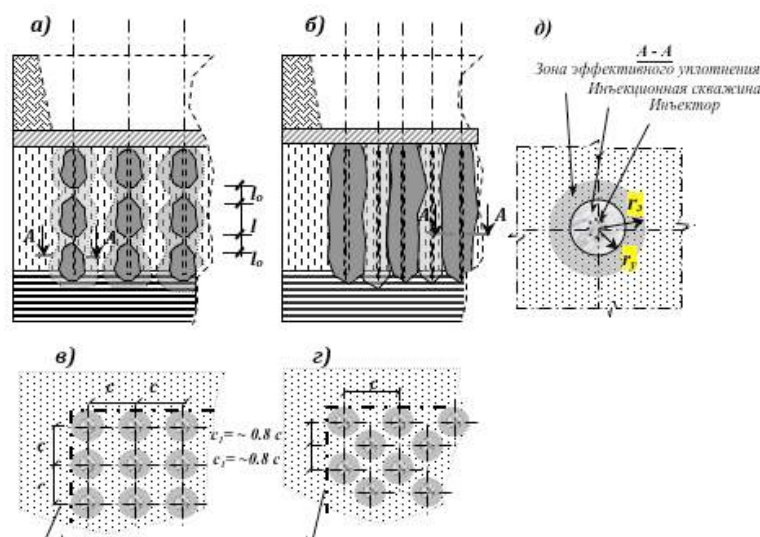


Рис.1.9. Геотехногенный массив: размещение буроинъекционных свай в профиле (а, б) и плане (в, г) при прерывистом и сплошном иньектировании, д – сечение сваи и элемента уплотненного массива

Улучшение свойств основания вертикальным армированием позволяет передавать на основание возрастающие нагрузки при реконструкции, стабилизировать осадки. Преимущество данного метода заключается в том, что при современном уровне развития технологий усиление основания производится с наименьшими затратами на земляные работы. В некоторых случаях этот способ не требует работы по откопке фундаментов, что благоприятно влияет на стабилизацию НДС.

Одним из важных преимуществ улучшения физико-механических характеристик грунтов армированием заключается в том, что оно позволяет создавать требуемое основание из имеющегося (местного) грунта. Это снижает трудоемкость по замене конструкций (материалов), повышает безопасность здания и сокращает сроки проведения работ.

Такой укрепленный грунт выдерживает неравномерные деформации без повреждений, позволяет возводить и реконструировать здания и сооружения в сложных инженерно-геологических условиях. Нагрузка от здания перераспределяется на весь массив укрепленного грунта, что исключает появление зон повышенных напряжений. Важное достоинство данного метода заключается в том, что, по сути, проектировщик конструирует основание, создавая необходимые физико-механические характеристики необходимые для решения практических задач.

1.4.3 Методы проектирования вертикально армированных оснований

В настоящее время проблема проектирования армированных оснований заключается в том, что большинство проектировщиков воспринимают его как свайное поле. Согласно требованиям СП [179] расчет ведется по двум группам предельных состояний. Такие расчеты включают в себя проверку прочности по материалу, несущую способность грунта основания и осадки.

Н.З. Готман показала [43], что расстояние между сваями играет существенную роль в формировании областей смещения частиц. При шаге свай до $4,5D$ происходит наложение областей деформации грунта вдоль боковой поверхности свай и под их острием. С увеличением расстояния между сваями степень наложения областей деформирования грунта уменьшается, а при шаге свай $6D$ наложение зон деформации не происходит и работа свай в группе сходна с работой одиночной сваи. При шаге свай $3D$ и менее деформации грунта охватывают область, примыкающую к боковой поверхности и подошве ростверка, что приводит к возрастанию несущей способности фундамента. За счет взаимодействия зон деформированного грунта по боковой поверхности и под острием, свайный фундамент в глинистом грунте при шаге свай до $4D$ можно рассматривать как единый грунто-свайный массив.

Один из первых аналитических методов, позволивших прогнозировать осадку армированного основания, был предложен в 1988 году M.R. Madhav и H.B. Poorooshasb. В основу расчета заложена двухслойная модель грунтового основания [279]. Верхний слой представляет собой несжимаемый гранулированный грунт, моделируемый слоем Пастернака; нижний слой представлен моделью Винклера в виде слабого грунта большой толщины.

Армирование моделируется мембраной, находящейся под действием растягивающих напряжений, и располагается в верхнем слое модели.

К ряду недостатков представленной модели армирования грунта можно отнести то, что изменение прочностных параметров грунта: модуля сдвига, коэффициента постели, а также толщины гранулированного слоя – не оказывает существенного влияния на полученные значения напряжений в армирующей прослойке.

В 1994 году В.К. Федоровский и С.Г. Безволев [224,225] предложили методику расчета напряженно-деформированного состояния свайных полей и других, вертикально армированных грунтовых массивов. Методика реализована с учетом нелинейности работы грунта при сдвиге и сжатии, а также рассеивании начального избыточного порового давления. Система квазилинейных дифференциальных уравнений с граничными условиями дискретизируется с постоянным шагом по глубине в рамках метода конечных разностей. Получается система нелинейных уравнений, которая методом секущих модулей сводится к системе линейных алгебраических уравнений с ленточной матрицей.

Средняя осадка w на уровне нижних торцов армоэлементов определяется выражением:

$$\bar{w} = \beta_c \cdot \int_{zd}^{zm} \varepsilon dz = \beta_c \cdot \int_{zd}^{zm} \frac{\sigma - \sigma_0}{E} dz \quad (1.18)$$

В качестве недостатков данной методики можно отметить вопрос учета неоднородности грунта в плане, как вызванной устройством армоэлементов (пробивные скважины, забивные сваи), так и обусловленной структурной прочностью грунта на сдвиг, а также вопросы расчета НДС массива во времени.

Среди всех существующих методов расчета армированных грунтовых оснований (эмпирический, аналитический и численный метод), позволяющих оценить с той или иной степенью точности напряженно-деформированное состояние грунта, ведущее место занимают численные методы.

Эффективность численных методов связана с тем, что существующие аналитические методы расчета не позволяют с достаточной точностью прогнозировать осадки армированных оснований при деформациях грунтового массива из-за нарушений структуры грунта. Эмпирические методы имеют ограниченные условия применения и требуют для своей реализации проведения объемных и дорогостоящих натурных экспериментов. Для более точного прогноза в случае значительных осадок при переходе грунтового основания в упругопластическую стадию работы необходимо решать нелинейную задачу с использованием методов расчета, позволяющих учитывать пластические характеристики работы грунта. В отличие от эмпирических и аналитических методов численные методы являются более универсальными.

Среди разновидностей численных методов (метод граничных элементов, метод конечных разностей) наибольшее развитие получил метод конечных элементов (МКЭ), основанный на вариационных принципах механики сплошной среды [259,268]. Достоинством МКЭ являются: возможность моделирования работы системы «основание-фундамент» с учетом природного напряженного состояния; учет сложности напластования и изменения деформационных и прочностных свойств грунтов в массиве в процессе строительства и эксплуатации сооружений; возможность задачи ступенчатого приложения нагрузки; возможность производить одновременный расчет по двум предельным состояниям с учетом совместной работы системы «основание-фундамент»; расчет напряженно- деформированного состояния грунтов с выявлением зон развития пластических деформаций.

Одним из самых распространенных и имеющих широкие возможности по расчету армированных оснований является пакет прикладных программ PLAXIS.

В современных программных комплексах возможно использование более совершенных нелинейных грунтовых моделей с учетом реологических свойств. Правильное их использование дает возможность более точно моделировать поведение грунтов основания, что в свою очередь может привести к значительной экономии и снижению запасов, т. е. в частном случае к замене плитно-свайного фундамента более экономичным и технологичным плитным фундаментом на армированном основании.

1.4.4 Модель основания, армированного жесткими элементами

Строительство современных зданий с развитой подземной частью в сложных инженерно-геологических условиях мегаполисов связано с решением задачи по количественной оценке взаимодействия надземной и подземной частей здания с окружающим грунтовым массивом. Основными и определяющими факторами, влияющими на достоверность количественной оценки НДС, являются параметры грунтов, слагающих рассматриваемый массив, входящих в принятые расчетные модели грунтов.

Поскольку общая система уравнений, описывающих механическое поведение вертикально армированного основания обычно сложна для решения, в геотехнике практикуется широкое использование очень простых моделей искусственных оснований, охватывающих только некоторые основные характеристики их работы. Такой подход позволяет применять принятые упрощенные модели и получать реалистичные результаты, незначительно отличающиеся от результатов, полученных в результате применения гораздо более сложных и трудоемких методов.

З.Г. Тер-Мартirosяном [203] предложены следующие способы оценки эффективных характеристик грунтового массива усиленного грунтобетонными элементами:

1. Метод равных деформаций. Каждый слой грунта заменяется однородной средой с усредненными деформационными характеристиками. При этом следует равенство деформации осадок сваи и окружающего грунта.

$$S_{\text{св}} = \frac{N_{\text{св}}}{A_{\text{св}} E_{\text{св}}}; S_{\text{гр}} = \frac{N_{\text{гр}}}{A_{\text{гр}} E_{\text{гр}}}; S = \frac{N}{A < E >} \quad (1.19)$$

Из равенства осадок $S_{\text{св}} = S_{\text{гр}} = S$ получают выражение для определения приведенного модуля деформации:

$$< E > = \frac{A_{\text{св}} E_{\text{св}} + A_{\text{гр}} E_{\text{гр}}}{A} \quad (1.20)$$

где $E_{\text{св}}, E_{\text{гр}}$ - модули деформации грунтобетона и грунта; $A_{\text{св}}, A_{\text{гр}}$ - площади занимаемые свай и окружающим грунтом; $N_{\text{св}}, N_{\text{гр}}$ - вертикальные нагрузки передаваемые на сваю и окружающий грунт соответственно.

2. Метод модели однородной среды с полицилиндрическими включениями. Рассматривается моделирование однородной изотропной среды, армированной бесконечно длинными цилиндрами различного диаметра. Отношение радиусов цилиндров и вмещающей среды постоянно. Радиус цилиндров произвольный (Рис.1.10).

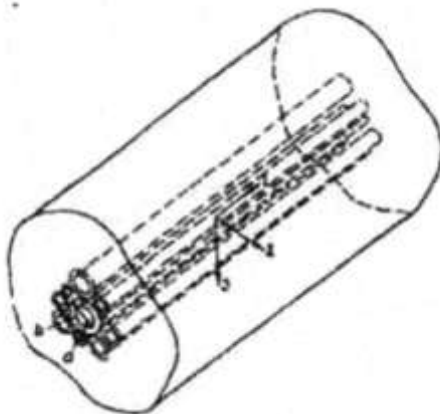


Рис. 1.10. Полицилиндрическая модель среды с включениями

Модуль деформации по направлению продольной оси цилиндра записывается в виде:

$$E = mE_{\text{св}} + nE_{\text{гр}} + \frac{4nm(v_{\text{св}} - v_{\text{гр}})^2 G_{\text{гр}}}{\frac{mG_{\text{гр}}}{\left(K_{\text{св}} + \frac{G_{\text{св}}}{3}\right)} + \frac{nG_{\text{гр}}}{\left(K_{\text{гр}} + \frac{G_{\text{св}}}{3}\right)} + 1} \quad (1.21)$$

3. Метод эквивалентной однородной среды. Объемный модуль деформации и объемный модуль сдвига определяются по следующим выражениям:

$$K_i = \frac{E_i}{1 - 2\nu_i}; G_i = \frac{E_i}{2(1 + \nu_i)} \quad (1.22)$$

Определение объемного модуля деформации, модуля сдвига и коэффициента Пуассона укрепленного основания как для однородной среды:

$$K = K_{св}n + K_{гр}m; G = G_{св}n + G_{гр}m; \nu = \frac{(K - 2G)}{2(K + G)} \quad (1.23)$$

где: n - доля объема занимаемая сваяй; m - доля объема занимаемая грунтом.

Эквивалентный модуль принимает вид:

$$\langle E \rangle = 2G(1 + \nu); \langle E \rangle = K(1 - 2\nu) \quad (1.24)$$

4. Метод приведенного модуля деформации (Рис.1.11) Рассматривается НДС фрагмента фундамента с одной сваяй. В соответствии с этим размеры вырезанного фрагмента соответствуют расстоянию между сваями. Осадка вырезанного фрагмента определяется на основании расчета при условии компрессионного сжатия, позволяющего получить величину совместной деформации сваи и окружающего грунта. После приложения нагрузки, равномерно распределенной по поверхности ростверка фиксируются осадки в характерных точках.

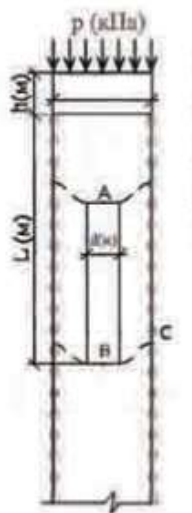


Рис.1.11. Расчетная схема к определению приведенной жесткости грунто-свайного массива [191]. Анализируемые точки: А – в центре сваи под подошвой ростверка; В – под нижним концом сваи; С – в уровне низа сваи на границе вырезанного фрагмента грунта

Приведенный модуль деформации определяется по формуле:

$$\varepsilon_2 = \frac{S_A - (S_B - S_C)/2}{l}; E = \frac{p}{\varepsilon_2} \beta \quad (1.25)$$

И.Т. Мирсаяпов и В.Р. Мустакимов [119] рассматривая армирования толщи просадочного грунта (Рис1.12)

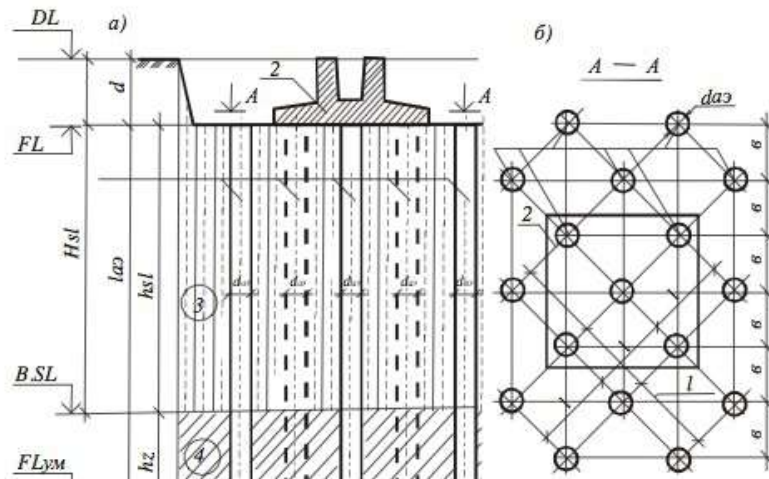


Рис.1.12. Схема армирования просадочного грунта основания [121]

предлагают определять эквивалентный модуль деформации армированного грунта по выражению:

$$E_{гр,м}^{эк} = \left[\frac{E_{zp}(A_{zp} - A_{аэ})}{A_{zp}} + \frac{E_{аэ}A_{аэ}}{A_{гр}} \right] \gamma_{\varepsilon i} + \gamma_{\mu i} \quad (1.26)$$

где: E_{zp} - модуль деформации грунта до усиления; $E_{аэ}$ - модуль деформации вертикального армозлемента; $E_{гр,м}^{эк}$ - эквивалентный модуль деформации армированного грунта; $\gamma_{\varepsilon i} = 1 + 0.3(l_{аэ}/h_{сл})$; $\gamma_{\mu i} = 1.07((\mu_i - \mu_1)/\mu_1)$, $\mu_i - \mu_1$ - проценты армирования грунта.

Ряд исследователей [271,274,305] предлагает рассматривать вертикально армированный грунтовый массив как однонаправленный волоконный композит. Большинство армированных оснований состоит только из двух составных частей: первая, обычно, исходный слабый грунт, а вторая – армирующие элементы. Обе составные части должны быть скреплены между собой для максимального совместного использования их свойств. Армирование может быть представлено волокнами, или включениями. Волокна могут быть ориентированными одно- или многонаправленно, а их длина может варьироваться.

Одной из фундаментальных задач теории композитов является описание макроскопического поведения этих материалов на основе прочностных свойств составных частей, их количественных долей и внутренней геометрии композита. Этот подход основывается на условии, что композит может рассматриваться в макроскопическом масштабе, как однородный материал, иногда определяемый как эквивалентный материал [28,300].

Основная идея гомогенизации представлена на рис. 1.13. Консольные балки, изготовленные как из композитного, так и из эквивалентного материала, загружены по одинаковой схеме.

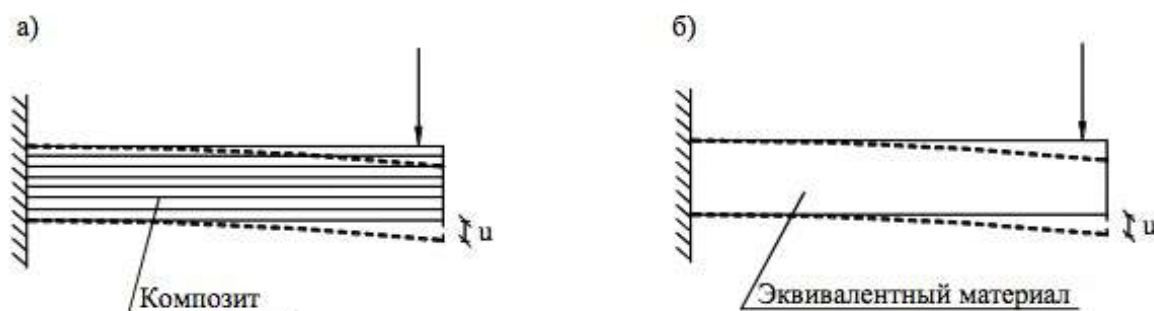


Рис.1.13. Композитная консольная балка(а) и балка из эквивалентного материала (б)

Деформации обеих балок должны быть одинаковы в подтверждение того, что механические свойства эквивалентного материала определены правильно. Напряжения и деформации в эквивалентном материале будут определяться как макронапряжения и макродеформации, в то время как в исходных составных частях будут определяться как микронапряжения и микродеформации. Основные макроскопические закономерности, характеризующие механическую реакцию эквивалентного материала, связывают макронапряжения с макродеформациями (скоростью макродеформаций). Такие макроскопические закономерности обычно имеют форму, типичную для анизотропных материалов. Необходимо отметить, что в случае армирования материала волокнами существует господствующее направление, определяемое ориентацией арматуры, которое является также главным направлением макроскопической анизотропии. Материальные константы, описывающие механические свойства такого макроскопически анизотропного материала, будут зависеть от материальных констант, характеризующих механические свойства составных частей и от объемных размеров этих частей. Формальная структура основных макроскопических уравнений зависит от внутренней геометрии композита (тип анизотропии, связанный с ориентацией армирования).

Важным практическим вопросом является возможность применения метода гомогенизации для описания механического поведения композитов. С теоретической точки зрения материал может быть расценен как однородный, если характерный размер неоднородности - малая величина по сравнению с характерным размером твердого тела. Не существует однозначного ответа на вопрос о том, что является «малым количеством», таким образом необходимо использовать метод проб и ошибок. Если предположения о гомогенизированной модели композита соответствуют экспериментальным данным, то метод

гомогенизации может быть расценен как правильный, и можно обобщить соответствующие результаты для подобных случаев. В механике композитов определение представительный элементарный объем (REV) принято для описания элементов композитов, содержащих все составные части в пропорциях, характерных для всего твердого тела. Существуют два «крайних» типа поведения композитных материалов, один из которых описывается элементарным композитным стержнем Фойгта, представляющим собой простой стержень, состоящий из двух материалов скрепленных между собой «параллельно» (рис 1.14,а), а другой – элементарным композитным стержнем Рейсса, состоящим из двух стержней, которым присущи разные механические свойства, скрепленных между собой «последовательно» (рис. 1.14, б).

Метод Фойгта соответствует предположению об однородности поля обобщенных перемещений, метод Рейсса – предположению об однородности поля обобщенных сил. Расхождение между этими двумя способами осреднения тем значительнее, чем больше различаются упругие модули компонентов. Хилл [269] показал, что для упругих постоянных метод Фойгта дает оценку сверху, метод Рейсса снизу.

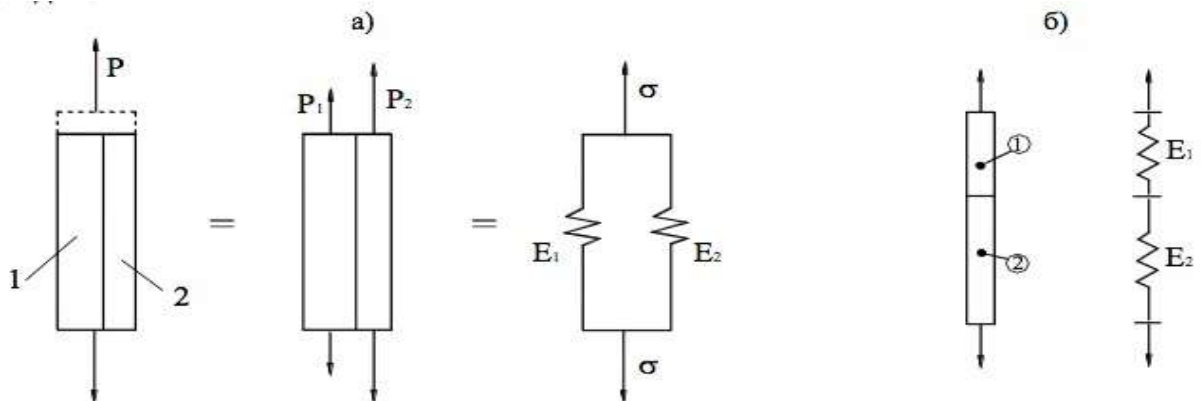


Рис.1.14. Одноосный композитный стержень а) Фойгта; б) Рейсса

Для слоисто-волокистых композитов, каким является структурный геомассив, Р. Кристенсен [82] предлагает принимать с осреднением по Фойгту: продольный модуль упругости:

$$E_{\text{эф}} = E_{\text{гр}}\alpha_{\text{гр}} + E_{\text{гб}}\alpha_{\text{гб}} \quad (1.27)$$

и продольно - поперечный коэффициент Пуассона:

$$\nu_{\text{эф}} = \nu_{\text{гр}}\alpha_{\text{гр}} + \nu_{\text{гб}}\alpha_{\text{гб}} \quad (1.28)$$

осреднением по Рейссу принимают модуль сдвига:

$$G_{\text{эф}} = \frac{G_{\text{гр}}G_{\text{гб}}}{G_{\text{гр}}\alpha_{\text{гр}} + G_{\text{гб}}\alpha_{\text{гб}}} \quad (1.29)$$

где: $\alpha_{\text{гб}}$ – коэффициент армирования; $\alpha_{\text{гр}} = 1 - \alpha_{\text{гб}}$ – коэффициент относительного объемного содержания грунта.

1.5 Вертикальный геотехнический массив

Вертикальный геотехнический массив - конструкция, которая на период строительства подземной части здания воспринимает горизонтальное давление грунта, гидростатическое давление воды и нагрузки на бортах котлована, обеспечивая сохранность зданий окружающей застройки. Сплошность геотехнического массив исключает приток подземных вод в котлован. В период строительства и эксплуатации надземной части здания минимизирует воздействие на существующую геотехническую ситуацию, обеспечивая при этом сохранность внутреннего подземного пространства здания.

Российский опыт проектирования и устройства ограждений глубоких котлованов, в том числе и с применением технологии струйной цементации, освящен в монографиях и статьях российских ученых и инженеров - практиков Ильичева В.А. [65,66], Колыбина И.В. [73], Коновалова П.А.[65], Виноградова В.В.[35], Петрухина В.П. [144], Никифоровой Н.С.[65], Разводовского Д.Е [158,159], Шашкина А.Г. [241], Шулятьева О.А. [249-251,299], Ястребова П.И.[255], Конюхова Д.С [78,79], Юркевича П.Б.[252], Бройда И.И.[32], Малинина А.Г.[108] и др. Этот опыт был учтен при разработке Руководства по комплексному освоению подземного пространства крупных городов [166].

Международная практика проектирования и устройства ограждений глубоких котлованов изложена в работах Ahmed, S.A. [256], Schweiger H.F. [297], Simpson B., Powrie W. [300], Poulos H.G. [289], Ou Ch-U [285] и др.

Выбранная технология возведения вертикального геотехнического массива должна обеспечивать ограничение осадок эксплуатируемых зданий, попадающих в зону влияния нового строительства и создание необходимого напряженно-деформируемого состояния вокруг подземной части строящегося здания.

1.5.1 Технологии выполнения вертикального геотехнического массива [15,78,79]

Погружение элементов заводской готовности. Стальные шпунтовые ограждения в определенных инженерно-геологических и гидрогеологических условиях и при глубине котлована до 7 - 8 м по технико-экономическим показателям могут оказаться эффективнее других способов ограждения котлованов.

Область применения шпунтовых ограждений по грунтовым условиям - пески и глинистые грунты, в том числе водонасыщенные, не содержащие крупных включений. Для облегчения погружения оправдал себя способ подмыва. Для обеспечения

водонепроницаемости концы шпунтовых балок своими плоскостями соединяются в так называемые «замки», служащие также направляющими при погружении шпунта.

Погружение шпунтовых элементов в грунт осуществляется обычно тремя способами: ударным, вибрационным и вдавливанием. Выбор способа погружения определяется: грунтовыми условиями, наличием вблизи котлована эксплуатируемых зданий и сооружений, массой и длиной погружаемых элементов, а также наличием необходимого оборудования.

Область применения метода вдавливания свай - песчаные и глинистые грунты. При этом в плотных и прочных грунтах вдавливание может быть облегчено устройством лидерных скважин. Грунт в процессе погружения сваи уплотняется, а его строительные свойства улучшаются.

Метод вдавливания свай характеризуется высокой производительностью и технологичностью, но ограничивается длиной задавливаемых элементов. По условиям перевозки и монтажа длина элемента не может превышать 11...12 метров.

Технология «стена в грунте». Способ «стена в грунте» является одним из наиболее прогрессивных и универсальных для устройства подземных сооружений, возводимых в открытых котлованах.

Способ «стена в грунте» позволяет осуществлять строительство: в непосредственной близости от существующих зданий и сооружений; при значительной глубине сооружения (до 50 м); при больших размерах в плане и сложной форме сооружения; при высоком уровне подземных вод.

По грунтовым условиям «стена в грунте» может применяться в любых дисперсных грунтах. Современные технологии позволяют устраивать конструкции подземных сооружений разных форм, но традиционными и наиболее часто встречающимися являются конструкции из прямолинейных стенок.

Для надежного уплотнения проблемных стыков между панелями траншейных стен, как показал опыт строительства, успешно может быть применена технология струйной цементации «jet-grouting».

Буронабивные сваи. Ограждение из буронабивных свай относится к малодеформирующимся видам крепления и его целесообразно применять в случае больших нагрузок на бровку котлована, а также на сами сваи при использовании их в качестве несущего элемента строящегося сооружения. Стены с касательным сопряжением свай используются в несвязных грунтах, чтобы избежать осыпания грунта между сваями при раскрытии котлована, а следовательно и осадок поверхности.

Стены из буросекущихся свай сооружают, когда дно котлована ниже подземных вод. На первом этапе изготавливаются через одну сваи без армирования, на втором - между ними

устраиваются сваи таким образом, чтобы бетон соседних свай частично подрезался. Сваи второго этапа армируются. Благодаря полученному сцеплению образуется сплошная прочная стена с повышенной водонепроницаемостью. Врезка в бетон соседних свай составляет 80 - 150 мм в зависимости от диаметра свай, который составляет от 600 до 1300 мм.

Устройство буронабивных свай предъявляет жесткие требования к технологическому процессу производства работ. Особенно это важно при устройстве буресекущихся свай. Изготовление таких свай требует обеспечения непрерывности процесса производства работ, т.к. устройство секущихся армированных свай должно быть произведено в относительно строго регламентированный период (1,5 - 2 суток), начиная с момента выполнения бетонных неармированных свай.

Применение струйной цементации (технологии «jet-grouting»). Конструкция сплошного вертикального геотехнического массива может выполняться из одного ряда секущихся грунтоцементных свай (например, диаметром 800 мм с шагом 650 мм) или с расположением свай меньшего диаметра в два ряда в шахматном порядке. Сваи ограждения и крепления объединяются поверху монолитной железобетонной обвязочной балкой.

Для повышения устойчивости стен, выполненных методом струйной цементации, применяют их армирование стальными трубами или прокатными балками, располагаемыми с шагом 1,5 - 2 м вдоль стены.

Применение технологии «jet-grouting» на ряде объектов в сложных инженерно-геологических условиях показало эффективность и перспективность этой технологии как при новом строительстве, так и при реконструкции зданий, выполняемых в условиях тесной городской застройки.

Учет технологических факторов оказывает существенное влияние на формирование НДС системы геотехнических массивов и может в значительной степени снизить расчетные величины осадок и кренов фундаментов.

1.5.2 Анализ методов расчета вертикальных геотехнических массивов

При расчетах гибких подпорных стен применяются аналитические методы на основе теории предельного равновесия и численные, используя нелинейные модели сплошных сред или нелинейные контактные модели, выбираемые в зависимости от типа грунтов и конструктивных особенностей сооружения. Именно расчетный метод или расчетная модель, которые позволяют оценить поведение вертикального геотехнического массива, при тех или иных исходных данных, в большей степени определяет ход решения задачи, рассматриваемой в диссертационной работе.

Аналитические методы расчета. Аналитические методы расчета разрабатывались на протяжении более 100 лет российскими и зарубежными учеными Л. Бреннеке, Э. Ломейером [30], А. Я. Будиным [34], В.Н. Ренгач [163], Р.W. Rowe [294].

Особенности работы гибких подпорных стен всеми вышеперечисленными авторами учитывались введением искусственных коэффициентов, определенных опытным путем. Поэтому методы, основанные на рассмотрении предельного состояния грунта за ограждением, целесообразно использовать для приближенного определения основных расчетных величин при решении задач об устойчивости и прочности гибких подпорных стен, для которых нет жесткого ограничения горизонтальных деформаций.

Большинством авторов в качестве основного объекта исследования принимается грунтовой массив, окружающий геотехнический массив, который рассматривается на основе балочной расчетной схемы. Упрощение собственно статической схемы массива дает неадекватное представление о действительной работе сооружения. О наличии резервов прочности говорит то, что зафиксированная несущая способность массива на ряде экспериментальных площадок значительно превосходила теоретическую, а в практике эксплуатации таких сооружений не отмечено развитие непроектных деформаций даже под нагрузками, превышающими проектные.

М.О. Фроловым [226] предложен инкрементальный метод расчета активного вертикального геотехнического массива из сплошной шпунтовой стенки (рис.1.15,а), с учетом предварительного напряжения массива основания. Расчетная схема метода представлена на (рис. 1.15,б). Постановка задачи с учетом использования модели основания на базе уравнения Навье содержит ряд допущений. Предварительно напряженный слой основания опирается на абсолютно несжимаемый слой. Армирующие элементы расположены по всей высоте слоя основания и зафиксированы от смещения в горизонтальном направлении, а предварительное напряжение не нарушает условия сплошности деформируемой среды.

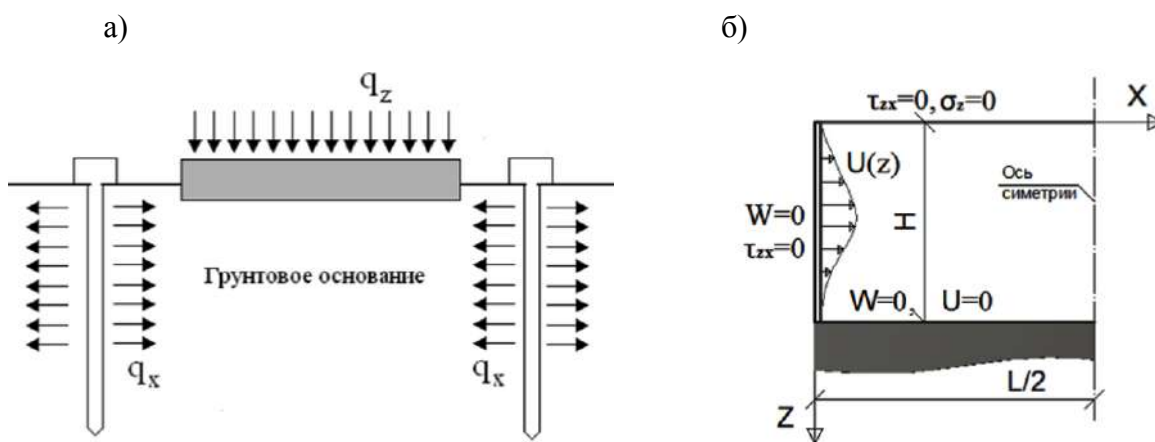


Рис.1.15. Активный геотехнический массив (а) конструкция; (б) расчетная схема

Все элементы схемы работают в условиях плоского напряженного состояния. Для задания предварительного напряжения кинематическая зависимость перемещения стенок геотехнического массива : $U(z) = 0.1 \left[\sin \frac{z}{H} \pi \right]^3$. В соответствии с инкрементальной теорией [143] нахождение неизвестных фазовых переменных U_i строится на пошаговом методе решения задачи. Это означает нахождение всех параметров состояния системы при переходе от одного фазового состояния системы в другое. Конечное значение параметров вычисляется с учетом их изменения на всех предыдущих шагах.

Искомые величины приращений компонент тензора напряжений ($\Delta\sigma_{ij}$) и деформаций (Δe_{ij}) в инкрементальной теории определяются следующим соотношением:

$$\Delta e_{ij} = F_{ijkl} \Delta \sigma_{kl} + \Lambda_{ij} \quad (1.57)$$

Получаемая таким образом совокупность разрешающих уравнений в инкрементальной форме может описывать всю историю нагружения с историей развития наведенной неоднородности деформируемой среды на протяжении ее деформирования. Эффект предварительного обжатия массива приводит к снижению вертикальных перемещений нагруженного армированного массива (Рис.1.16).

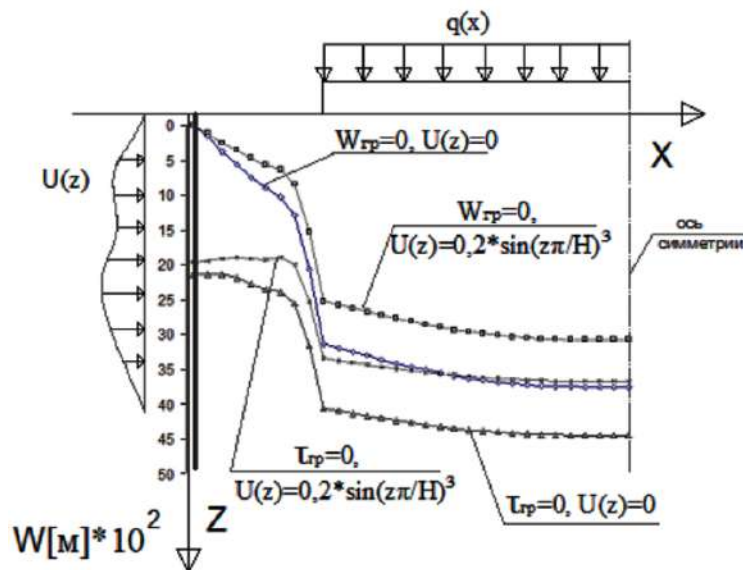


Рис.1.16. Перемещения поверхности основания при различных граничных условиях

Следует отметить, что в одном и том же диапазоне изменения управляющих параметров процесса можно получать различные траектории нагружения и соответствующие конечные результаты. Поэтому поверхность деформирования и соответствующая траектории нагружения должны выбираться в соответствии с фактической работой основания и основываться на экспериментальных результатах.

Численные методы расчета вертикальных геотехнических массивов. Численное моделирование конструкции под нагрузкой имеет важные преимущества: оно стремится к физическому правдоподобию и это позволяет использовать модель для исследований эксплуатационной надежности, что может предоставить довольно реальную информацию о деформациях, которые также связаны с исследуемыми задачам окончательного предельного состояния (ОПС). Опыт расчетов стен глубоких котлованов с применением численных методов, реализованных в геотехнических программных комплексах, изложен в работах Ильичева В.А.[66], Колыбина И.В. [73], Готмана Ю.А.[66], Савицкого В.В. [169], Тер-Мартirosяна З.Г [198,202,], Тер-Мартirosяна А.З. [195,197], Katzenbach R. [275,276], Simpson V., Powrie W.[300].

В условиях стесненной городской застройки горизонтальные перемещения ограждающих конструкций котлованов больше 100 мм, при которых грунт за стенкой ограждения находится в предельном состоянии, не допускаются. Поэтому наиболее предпочтительными методами расчета являются методы, рассматривающие допредельное состояние грунта, когда перемещения ограждения незначительны.

Количественная оценка НДС грунтового массива и подземных конструкций с учетом их взаимодействия поэтапно и непрерывно возможна с использованием специальных программных комплексов Plaxis, Ansys Civil FM, FLAC и др. в линейной и нелинейной постановках и при любой неоднородности строения массива (Рис.1.17). Кроме того, эти программы позволяют определить компоненты напряжений, деформаций и перемещений в любой точке расчетной области и на каждом этапе формирования НДС массива в надземных конструкциях, в том числе в плитном фундаменте и ограждающей и несущей конструкциях [193].

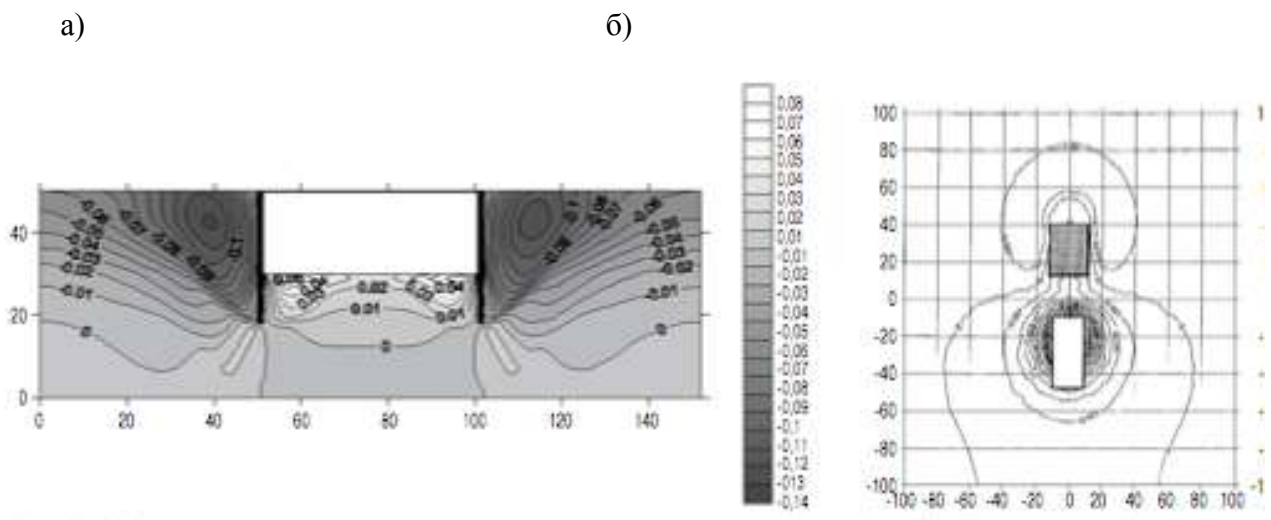


Рис. 1.17. Изолинии вертикальных перемещений массива грунта (а) и осадок поверхности вокруг котлована (б) при его откопке и водопонижении [197]

Формирование НДС грунтового массива и подземных конструкций, взаимодействующих с ним, проходит в несколько этапов, основными из которых являются: устройство ограждающей конструкции и водопонижения внутри и за пределами котлованов; выемка грунта из котлована с закреплением вертикальных барьеров анкерами на нескольких уровнях котлована; строительство подземной части здания, в том числе плитного фундамента и начало строительства надземных этажей;

На всех этих этапах формирования НДС грунтового массива и подземных конструкций существуют особенности, которые следует количественно оценить и управлять (в случае необходимости) путем регулирования темпа строительства, а в некоторых случаях локальным изменением гидрогеологических условий, или локальным изменением свойств подстилающих грунтов под плитным фундаментом путем нагнетания цементного раствора.

1.6 Влияние геотехнических массивов на изменение гидрогеологических факторов

Надежность, или иными словами, пригодность сооружения к нормальной эксплуатации в течение длительного времени является основным показателем качества строительного объекта. Высокий уровень надежности может быть обеспечен следующими факторами: соответствием принятых схем и методов расчета системы основание – подземная часть здания действительным условиям и достоверностью описания инженерно-геологических условий строительной площадки, а также исходных материалов о физико-механических характеристиках грунтов оснований с учетом происхождения грунтов, условий их естественного залегания, структуры и сложения. Это достигается изучением развития во времени природных физических процессов, влияющих на изменчивость нагрузок, воздействий, физико-механических показателей материалов конструкций и грунтов оснований.

Развитие этого пути может являться основой для создания физической теории надежности изменения свойств грунтов во времени, позволяющей прогнозировать их характеристики на длительный срок существования строительного объекта, с учетом фактических изменений и развития процессов их существования во времени под воздействием природно-климатических и техногенных факторов.

Необходимость и важность оценки изменчивости свойств грунтов впервые была отмечена в 1937 г. в работе Г.И. Покровского [147]. В последующие годы это направление (теоретические основы и практические методы учета изменчивости свойств грунтов)

получило развитие в трудах М.Н. Гольдштейна [39], Н.А. Ермолаева и В.В. Михеева [49], Н.Н. Маслова [117], и др.

На изменчивость физико-механических характеристик грунтов существенно влияют природно-климатические факторы, главным из которых является воздействие воды.

Воздействие воды (техногенной, грунтовой, поверхностной) выражается в следующем [39]:

- в ухудшении физико-механических (прочностных и деформативных) свойств грунтов под влиянием увеличения влажности;
- в снижении объемного веса грунта, расположенного ниже уровня грунтовых вод;
- в изменении влажности грунтов при изменении количества попадающей в грунт воды в течение года. Режим увлажнения и влажность грунтов при этом будет зависеть от количества выпадающих осадков, уровня грунтовых вод, уровня воды в открытых водоемах, от фильтрационных свойств грунтов и др.;
- в выносе из основания мелких частиц грунта при движении грунтовой воды или утечке воды из инженерных сетей;
- в возникновении дополнительных сил обжатия грунтов под влиянием капиллярно-подвешенной воды при снижении уровня грунтовых вод;
- в образовании деформаций набухания и просадки глинистых грунтов и др.

Принято считать, что естественный режим грунтовых вод, как правило, носит устойчивый, долговременный характер и определяется космогенными, климатическими и эндогенными факторами, а распространение грунтовых вод в плане на территориях, соизмеримых с размерами техногенных сооружений, относительно равномерное.

Но развитие техногенного подтопления, общий и локальный подъем уровня подземных вод является серьезной проблемой для большинства городских территорий [90].

Интенсивная застройка территорий, неурегулированный поверхностный сток, утечки воды из различного вида коммуникаций, нарушение динамики движения подземных вод свайными полями приводят к резкому повышению уровня подземных вод и, как следствие, к обводнению грунтов и их деградации.

Гидрогеологический прогноз, включающий вертикальный геотехнический массив, выполняется на основании геофильтрационной схематизации, в которой осуществлен переход от гидрогеологической схемы к фильтрационной схеме, представляющей все гидрогеологические закономерности в гидродинамической постановке. Фильтрационная схема составляется на основе анализа всего комплекса количественных и качественных гидрогеологических показателей.

Геофильтрационная схематизация включает следующие основные разделы: обоснование режима потока во времени; обоснование пространственной структуры потока; обоснование граничных условий потока; обоснование распределения внутренних источников и стоков; обоснование пространственного распределения фильтрационных параметров.

Математическое моделирование для решения этой задачи всегда должно осуществляться в полной постановке («в напорах»).

При устройстве геотехнических массивов возможно создание условий формирования "ловушки" грунтовых вод. Барражный эффект является следствием перекрытия фильтрационного потока подземных вод и выражается в подъеме уровней грунтовых вод перед преградой потоку и снижением за ней.

За счет наличия инфильтрационного питания вода вокруг созданного контура начинает движение в противоположную относительно окружающего потока сторону. В этом случае влияние геотехнического массива способно привести к поднятию уровня воды до отметок поверхности земли и последствием этого может стать появление грунтовых вод на тех участках, где по результатам изысканий ее не должно было быть [128].

Монаховым С.А. [126] предложена типизация противофильтрационных мероприятий по степени их влияния на изменение гидрогеологической ситуации. Геотехнические массивы, по влиянию на форму депрессионной кривой, можно разделить на два типа: влияющие и не влияющие. Согласно приведенной типизации к не влияющим можно отнести стенки выполняемые "забиркой", и не доведенные до водоупора "стены в грунте".

Сплошные экраны при полном перекрытии водоносного горизонта становятся фильтрационным барьером, поэтому они относятся к влияющему типу ограждений.

Использование такого типа ограждений обычно необходимо, не считая конструктивных соображений, при частом переслаивании слабопроницаемых отложений или при высокой проводимости горизонта. Водопонижение, осуществляемое внутри контура совершенной "стены в грунте", практически не вызывает изменение уровней подземных вод за пределами ограждения.

Оценка изменений гидрогеологических условий, обусловленных подпором подземных вод, обычно выполняется путем моделирования, которое является достаточно трудоемким методом и требует значительных затрат времени. Обоснование возможности использования аналитических решений объективно учитывающих вариации гидрогеологических условий, параметров и габаритов инженерного сооружения, обуславливающих барражный эффект, позволило бы существенно снизить временные и материальные затраты, вызванные моделированием.

Для предварительных расчетов подъема уровня подземных вод ΔH Монаховым С.А. предложена следующая аналитическая зависимость [125]:

$$\Delta H = \frac{I \cdot B}{1,78} \quad (1.58)$$

где: I - градиент потока, B - ширина барьера.

Ограничения применения формулы: однородность в плане фильтрационной толщи; перпендикулярность барьера и потока грунтовых вод; полное перекрытие зданием водоносного горизонта; отсутствие инфильтрационного питания. Величина "барражного эффекта" напрямую зависит от габаритов ограждения и градиента потока грунтовых вод, коэффициент фильтрации грунта и мощность грунтового потока не оказывают существенное влияние на величину подпора грунтовых вод.

По влиянию на состояние прилегающей застройки наибольшую опасность представляют дополнительные осадки грунта, вызванные уменьшением взвешивающей силы воды.

Максимально возможные дополнительные осадки грунта ΔS от действия барражного эффекта можно определять по формуле [145]:

$$\Delta S = \gamma_s \frac{(1 - n) \times (H^2 - h^2)}{2E} \quad (1.59)$$

где: γ_s - плотность воды; H - мощность водоносного горизонта; h - сниженный напор в расчетной точке; n - пористость грунта; E - модуль деформации грунта.

По исследованиям школы З.Г. Тер-Мартirosяна воздействие фильтрационного потока на массив грунта характеризуется фильтрационной силой, сходной по своему влиянию с силой тяжести [200]. Фильтрационный поток может вызвать деформирование и разрушение скелета грунта. В прикладных задачах геомеханики рассматривают напряженно-деформированное состояние массивов грунта под воздействием объемных сил: внешней нагрузки, сил гравитации, фильтрации и сеймики [195].

Фильтрационная сила определяется выражением:

$$F_w = \gamma_w \cdot i_n \quad (1.60)$$

где: γ_w - удельный вес поровой воды; i_n - гидравлический градиент.

Если скелет грунта линейно-деформируемый, то компоненты фильтрационных напряжений можно определить с помощью уравнений:

$$\sigma_x = \frac{\partial^2 \varphi}{\partial y^2} - \gamma_w [H(x, y) + y]; \quad \sigma_y = \frac{\partial^2 \varphi}{\partial x^2} - \gamma_w [H(x, y) + y]; \quad \tau_{xy} = \frac{\partial^2 \varphi}{\partial x \partial y} \quad (1.61)$$

где: $\varphi(x, y)$ - функция напряжений, удовлетворяющая бигармоническому уравнению

$$\frac{\partial^4 \varphi}{\partial x^4} + 2 \frac{\partial^4 \varphi}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 \varphi}{\partial y^4} = 0 \quad (1.62)$$

$H(x, y)$ - напорная функция, удовлетворяющая уравнению Лапласа (1.63) и соответствующим граничным условиям.

$$\nabla^2 H(x, y) = 0 \quad (1.63)$$

Таким образом при строительстве зданий в глубоких котлованах на основаниях сложенных слабыми водонасыщенными грунтами изменение гидрогеологических факторов существенно влияет на напряженно деформированное состояние массива грунта. Оценка такого влияния для системы геотехнических массивов может быть выполнена численным путем при накоплении экспериментального материала по определению граничных условий: высотного положения и напоров грунтового фильтрационного потока.

1.7 Прогноз развития осадок грунтовых оснований во времени

На основаниях, обладающих реологическими свойствами, сохранность и эксплуатационная пригодность зданий весьма значительно зависят от скорости и степени развития неравномерности осадок фундаментов.

В работе [115] приведен анализ влияния деформаций основания на деформативность железобетонных каркасов зданий: наиболее чувствительными к воздействию неравномерных деформаций основания не только с позиции прироста внутренних усилий в элементах, но и деформативности являются рамные каркасы; связевые каркасы отличаются малой чувствительностью к разности осадок, но весьма подвижны при воздействии ветровой нагрузки; комбинированные каркасы наиболее полно сочетают в себе жесткость и податливость, обеспечивая возможность компенсации неравномерных осадок основания изменением высотного положения конструкций.

В [229,238] разработана автоматизированную систему мониторинга деформаций основания и конструкций железобетонных каркасов современных зданий с целью обеспечения их безопасной эксплуатации.

В [209,131] обосновано, что если в какой-либо момент времени относительная разность осадок превысит предельное значение, то в конструкциях надземной части здания могут возникнуть нерасчетные дополнительные усилия, пластическое течение узлов и элементов конструкций может перейти в хрупкое разрушение. В этом случае принципиальным вопросом является достоверное описание длительного взаимодействия системы «надземная – подземная части» в широких пределах изменения нагрузок, времени и характеристик основания.

При проектировании высоконагруженных оснований современных зданий (уровень давления 400...500 КПа) недостаточно исследовать только начальный участок графика «осадка - нагрузка», необходимо описать весь процесс развития до величины осадок 100...150 мм. Анализ наблюдений за развитием осадок современных зданий показал: чем больше скорость приложения нагрузки на основание, тем больше общая величина осадки; не учет режима нагружения приводит к количественным и качественным ошибкам при описании развития осадок. Оптимальной можно признать такую методику прогнозирования осадок, при которой режим нагружения моделировал бы строительную и эксплуатационную нагрузки. Поэтому большой интерес представляет разработка метода перспективного прогноза осадок зданий, расположенных в системе геотехнических массивов, основанный на данных краткосрочных наблюдений за их развитием в процессе строительства или начального периода эксплуатации.

М.Ю. Абелев при оценке развития осадок от постоянного уровня действующих давлений на начальном периоде эксплуатации [4] обосновывает, что она вызвана одновременным протеканием фильтрационной и вторичной консолидации грунтов. Зависимость развития осадок в этом случае представляется в виде суммы осадок, протекающих в ходе фильтрационной консолидации по теории Терцаги-Герсеванова-Флорина и осадок ползучести, обусловленных развитием реологических процессов в скелете грунта, подчиняющихся теории линейной наследственной ползучести:

$$s(t) = s_{\phi}(t) + \int_0^t \sigma(t)k(t, \tau)dt \quad (1.39)$$

Суммарная осадка определяется в виде: $S(t) = S_0 + S_f(t) + S_{sek}(t/t_f)$ где: $S_0, S_f(t), S_{sek}(t)$ – начальная, фильтрационная и осадка ползучести, соответственно.

1.7.1 Прогноз фильтрационной составляющей осадки

Впервые методику прогнозирования развития осадок сооружений во времени предложил К. Терцаги [204]. При решении задач одномерной консолидации полностью водонасыщенного грунта под постоянной нагрузкой p , используется дифференциальное уравнение вида:

$$\frac{\partial u_w}{\partial t} = c_v \frac{\partial^2 u_w}{\partial z^2} \quad (1.40)$$

где: $u_w(z, t)$ - изменяющееся во времени поровое давление; c_v - коэффициент консолидации

Аналитическое решение плоской и пространственной задач консолидации для описания распределения порового давления в основании и осадок фундаментов конечной ширины и площади в линейной постановке сводится к рассмотрению дифференциального уравнения вида :

$$-\frac{\partial \varepsilon_s}{\partial t} + n \frac{\partial \varepsilon_w}{\partial t} = c_v \nabla^2 u_w + \frac{\partial \sigma_m}{\partial t} \beta_0 \quad (1.41)$$

где: $\varepsilon_s, \varepsilon_w$ – объемные деформации скелета и поровой воды, c_v - коэффициент консолидации, ∇^2 - оператор Лапласа.

Было показано, что в этом случае вслед за приложением внешней нагрузки возникает осадка основания, обусловленная сдвиговыми деформациями водонасыщенного грунта, и что она в случае ползучести может развиваться во времени в соответствии со свойством сдвиговой ползучести скелета независимо от порового давления. Решение этой задачи рассматривалось при разных сочетаниях линейной и нелинейной деформируемости скелета и сжимаемости поровой воды, причем решения рассматривались по схеме «равных деформаций» слоя под воздействием плитного фундамента и по схеме «свободных деформаций» под воздействием песчаной дамбы. Решением этих задач занимались российские и зарубежные ученые, в том числе Абелев М.Ю. [2,4], Вялов С.С. [36], Зарецкий Ю.К. [51,52], Тер-Мартirosян З.Г. [194, 199, 201], Шашкин А.Г. [241], Sanglerat G. [295], Keedwell M.J. [277] и др. Решение теории консолидации по схеме «равных деформаций» можно использовать при уплотнении под плитой при глубинном уплотнении или армировании основания.

М.Ю. Абелевым [4] разработаны методы прогнозирования осадок и скорости их развития по данным натурных наблюдений в течении строительного периода.

Получив в ходе геодезических наблюдений в строительный период зависимость развития осадок с ростом давления на основание, можно трансформировать ее в зависимость развития осадок при мгновенно приложенной постоянной величине действующего давления. В этом случае зависимость можно исследовать стандартными методами, используемыми для постоянных по величине и мгновенно приложенных к основанию нагрузок.

Скорость нагружения в период строительства принимается постоянной. Состояние уплотнения в момент времени t_c такое же как если бы давление на основание p_t действовало в течение промежутка времени $t/2$. По истечении этого времени после мгновенного приложения давления p_t осадка составляет: $s_t = s' p_t / p_c$, где: s' - осадка в момент времени $t/2$, вызванная уплотнением грунта давлением p_c , приложенным мгновенно в момент времени $t = 0$; p_c – полное давление на основание; p_t - давление на основание в момент времени t (Рис.1.18)

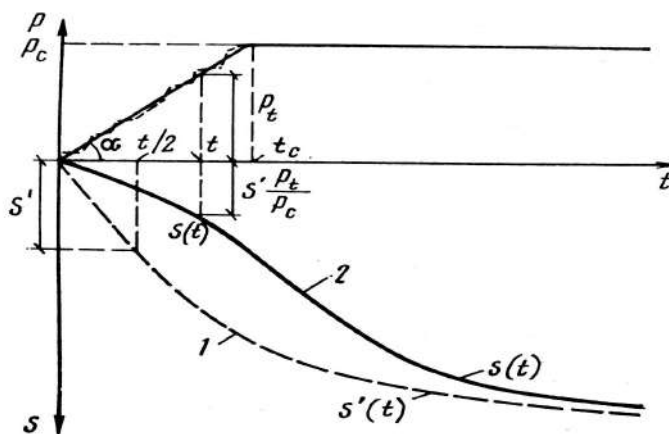


Рис.1.18. График развития осадки во времени при линейном возрастании нагрузки:
 1- при мгновенном приложении нагрузки в момент времени $t = 0$;
 2 – при линейном возрастании нагрузки до величины p_c

Поскольку для зависимости s_t выполняется условие постоянства напряжений во времени, то ее можно аппроксимировать экспоненциальной функцией вида:

$$s(t) = s_\phi(1 - e^{-Nt}) \quad (1.42)$$

где: s_ϕ ; N - обобщённые параметры консолидации.

Развитие осадки во времени можно описать зависимостями, основанными на решении одномерной задачи фильтрационной консолидации Терцаги-Флорина:

при $t < t_c$

$$s(t) = s_\phi \left[\frac{t}{t_c} - \frac{8}{N\pi^2 t_c} (1 - e^{-Nt}) \right] \quad (1.43)$$

при $t > t_c$

$$s(t) = s_\phi \left[1 - \frac{8}{N\pi^2 t_c} (e^{-Nt_c} - 1)e^{-Nt} \right] \quad (1.44)$$

Обобщенные параметры консолидации в обоих уравнениях являются общими по физическому смыслу, и следовательно, определенные по данным для развития осадки в строительный период могут быть использованы для прогнозирования ее развития после окончания строительства.

По данным кратковременных геодезических наблюдений за развитием осадок в эксплуатационный период при действии постоянной нагрузки зависимость развития осадок в ходе фильтрационной консолидации по теории Терцаги-Герсеванова-Флорина определяют по выражению :

$$s_\phi(t) = s_\phi(1 - Be^{-Nt}) \quad (1.45)$$

где : s_ϕ ; N ; B - обобщённые параметры консолидации основания, определяемые по данным натурных наблюдений.

1.7.2 Прогноз развития осадки ползучести

Для описания развития осадки во времени, обусловленной сдвиговыми деформациями скелета используют теорию наследственной ползучести, согласно которой связь между осадкой, нагрузкой и временем устанавливается в интегральной форме, при этом время учитывается в неявном виде.

Ю.Н. Работнов [154,156] предложил уравнение, основанное на основе теории упругой наследственности Больцмана – Вольтерра в виде:

$$\phi(\varepsilon) = \sigma(t) + \int_0^t H(t - \tau)\sigma(\tau)d\tau \quad (1.47)$$

где : $H(t - \tau)$ – ядро ползучести.

М.Ю. Абелевым при оценке развития осадок от постоянного уровня действующих давлений на начальном период эксплуатации [4] для описания реологических свойств грунта используется ядро ползучести экспоненциального вида:

$$k(t, \tau) = \delta e^{-\delta_1 t} \quad (1.48)$$

где : δ, δ_1 – реологические параметры грунтового основания, определяемые по данным натурных наблюдений за осадкой.

В этом случае выражение будет иметь вид:

$$s(t) = s_\phi \left[1 + \frac{\delta}{\delta_1} + \left(\frac{B\delta}{N - \delta_1} - B \right) e^{-Nt} - \left(\frac{B\delta}{N - \delta_1} + \frac{\delta}{\delta_1} \right) e^{-\delta_1 t} \right] \quad (1.49)$$

Разделение участков фильтрационного уплотнения основания (первичная консолидация) и развития деформаций ползучести (вторичная консолидация) в этом случае выполняется по методике Казагранде из анализа графика $s = f(\lg(t))$.

А.А. Бартоломей [20] для глинистых грунтов тугопластичной консистенции установил следующую зависимость для прогноза развития осадки во времени:

$$S = \frac{1}{B} \arctg \frac{F}{b} (1 + At^{1-\lambda}) \quad (1.50)$$

где: A, B, b, λ – опытные параметры, определяемые в ходе стандартных статических испытаний свай, F - нагрузка, действующая в момент времени t . Зависимость (1.50) получена исходя из положения, что осадка во времени развивается за счет ползучести скелета грунта. В этом решении использована теория наследственной ползучести, и эта зависимость приемлема на начальных ступенях нагружения, до величины осадки 40...50 мм.

Развивая эту теорию, А.А. Бартоломей и И.М. Омельчак [19] для описания развития осадки за пределом пропорциональности предложили использовать зависимость:

$$S(t) = P(t) + \int_0^t K(t - \tau)P(\tau)d\tau \quad (1.51)$$

где: $K(t - \tau)$ – интегральное ядро М.А. Колтунова :

$$K(t - \tau) = \frac{A \exp[-\beta(t - \tau)]}{(t - \tau)^{1-\alpha}} \quad (1.52)$$

В этом случае уравнение имеет вид:

$$S(t) = S_0 \left\{ tg[bP(t)]^n + Atg[bP]^n \int_0^t \frac{\exp[-\beta(t - \tau)]}{(t - \tau)^{1-\alpha}} dt \right\} \quad (1.53)$$

Важным вопросом является определение параметров входящих в уравнение. Оно выполняется с использованием графического метода Колтунова [72].

Для ядра ползучести найдена резольвента в виде:

$$R(t - \tau) = \frac{\exp[-\beta(t - \tau)]}{(t - \tau)} \sum_1^{\infty} \frac{[A\Gamma(\alpha)]^n (t - \tau)^{\alpha n}}{\Gamma(\alpha n)} \quad (1.54)$$

и рассчитаны таблицы и построены графики для определения параметров A, α, β по которым можно построить теоретический график зависимости в логарифмической системе координат. Принцип графического метода состоит в совмещении экспериментальной кривой $S-t$, для определенной степени нагружения и теоретической кривой. Принимают, что в случае совпадения кривых известные параметры деформирования теоретического графика можно использовать для экспериментальной зависимости. Анализ опытных данных проведенных авторами [19] показал, что в достаточно широком интервале наблюдений кривые подобны с погрешностью 15% и этот метод применим для прогноза осадок.

Рассмотренные методы прогнозирования осадок используют данные натурных наблюдений за развитием осадок оснований зданий и сооружений в строительный период и в начальный период эксплуатации. Это связано с тем, что реальные условия нагружения основания сложенного слабыми водонасыщенными глинистыми грунтами и условия фильтрации весьма сложно смоделировать в лабораторных условиях на образцах грунта. Зависимости, описывающие деформацию образца грунта не всегда аналогичны зависимостям описывающим взаимодействие искусственного армированного основания с окружающим грунтовым массивом. Применение методов основанных на натурных наблюдениях позволяет рассмотреть постановку краевой задачи взаимодействия с заданием начальных и граничных условий.

1.8 Применение геотехнических массивов для сейсмозащиты подземного пространства

Геологические особенности поверхностного слоя грунтов существенно влияют на характер распространения сейсмических волн, развитие повреждений и общую сохранность здания. Анализ литературных источников [31,68,116] показывает, что влияние приповерхностных слоев, из-за явлений дифракции и интерференции сейсмических волн и проявления резонансных свойств приповерхностных грунтовых слоев, может приводить как уменьшению уровня интенсивности землетрясения на 2-3 балла, так и, наоборот, к ее увеличению на 2-3 балла.

Дисперсные грунты под действием динамических нагрузок при сейсмическом воздействии могут изменять свои свойства: увеличение сжимаемости по сравнению со статическим режимом нагружения (виброкомпрессия); накопление сдвиговых и объемных деформаций при длительных вибрационных нагрузках (виброползучесть); динамическое разжижение водонасыщенных грунтов.

Разработаны подземные конструкции, предназначенные для гашения сейсмических волн [81,86]. Общим во всех конструктивных решениях является устройство в грунтах сплошных или прерывистых рядов скважин по периметру объекта, заполненных пористой или сплошной структурой, поглощающей колебания. Можно отметить, что волногасящие свойства вышеописанных экранов зависят от форм и размеров, а также от природы и характеристики падающих на него волн. Важнейшим фактором экрана является его глубина, которая приблизительно соответствует длине релеевской волны, а внутреннее пространство должно быть заполненным низкоимпедансным материалом [135].

Волновые экраны можно устанавливать не только вертикально, но и горизонтально. Изменение ориентации установки экрана, никак не скажется на способности отражать и преломлять сейсмические волны, при этом горизонтальное изготовление экрана намного проще и дешевле. Экспериментальные исследования последних десятилетий показали, что физическая и геометрическая структура системы приповерхностных слоев, общая толщина которых составляет порядка десятков метров, также может оказывать существенное влияние на интенсивность сейсмических волн [61,67].

Проведенный анализ конструктивных возможностей волновых экранов показал, что экономически целесообразно устраивать горизонтальные экраны в виде структурных геотехнических массивов.

1.9 Методы определения уровня надежности системы геотехнических массивов

В соответствии с [178] расчет надежности конструкций и оснований выполняется вероятностно-статистическим методом, при достаточности исходных данных об изменчивости исходной модели. Вопросам надежности оснований зданий и сооружений посвящены работы ряда российских и зарубежных авторов: В.И. Шейнина [244-246], В.В. Михеева [49,123], А.П. Пшеничкина [153], А.К. Бугрова [33], Б.А. Гарагаша [38], Ю.Н. Мурзенко [134], В.Д. Райзера [162], В.С. Уткина [221], К.К. Phoon [288] и др. Методы теории надежности, с учетом статистических данных, уже в настоящее время позволяют оценить вероятность возникновения, мощность («степень разрушаемости») и учесть полученную информацию при выборе проектного решения здания и сооружения [292].

Характеристиками надежности системы являются безотказность, отказ и долговечность. Понятия безотказность, отказ и долговечность системы основание – фундамент – здание являются базовыми терминами теории надежности строительных объектов.

Под безотказностью системы или ее компонентов понимается процесс сохранения работоспособности (прочности, устойчивости, деформируемости и др.) в определенных заданных проектом условиях и на протяжении определенного времени. Полная или частичная утрата работоспособности системы, ее компонентов или элементов называются отказом.

В системе основание – фундамент – сооружение отказом является как полный выход объекта из строя, так и недопустимое превышение действительных параметров (например деформаций: кренов, прогибов, осадок и др.) над расчетными. Различают состояние предела эксплуатационной надежности (ПСЭН) и предельное состояние (ПС). Состояние предела эксплуатационной надежности включает, главным образом, задачи о деформации, например осадки фундаментов или деформации естественных структур. Предельное состояние включает проблемы устойчивости, такие как разрушение фундаментов глубокого заложения, обрушения откоса или оползни. При обычных аналитических методах расчёта эксплуатационная надежность обеспечивается предельными деформациями, определенными на основании положений теории упругости, поскольку это сделано для расчетов осадок, в то время как предельное состояние рассматривают с учетом пластичности.

Основным условием проверки надежности системы и её элементов (строительных конструкций) является оценка справедливости соотношения:

$$P_s \geq P_s^H \quad (1.55)$$

где P_s - уровень надежности по расчету; P_s^H - нормативный уровень надежности, обеспечивающий нормальную эксплуатацию системы в течение заданного срока службы с заданной степенью риска.

Известны различные предложения по установлению нормативного уровня надежности А.В. Ржаницин [164], Н.Н. Ермолаев [49], Н. Линд [283], А.П. Пшеничкин [153], В.Д. Райзер [162], Ю.Д. Сухов [192], М.Д. Бойко [27] и др. основанные на разных подходах к решению этой проблемы.

В.Д. Райзер [162] предложил целесообразный нормативный уровень надежности устанавливать на основании анализа работы и уровня надежности существующих и ранее существовавших конструкций.

Конкретным примером «экономического» подхода при оценке надежности P_s^H для условий возведения и эксплуатации жилых зданий на слабых водонасыщенных грунтах являются результаты исследований А.П. Пшеничкина, А.Е. Лейбмана, и В.С. Ординянц [153]. На рис.1.19 показана зависимость приведенных (общих) затрат от уровней надежности. В результате расчетов оказалось, что оптимальное значение нормативной надежности $P_s^{H\ opt} = 0,9975$.

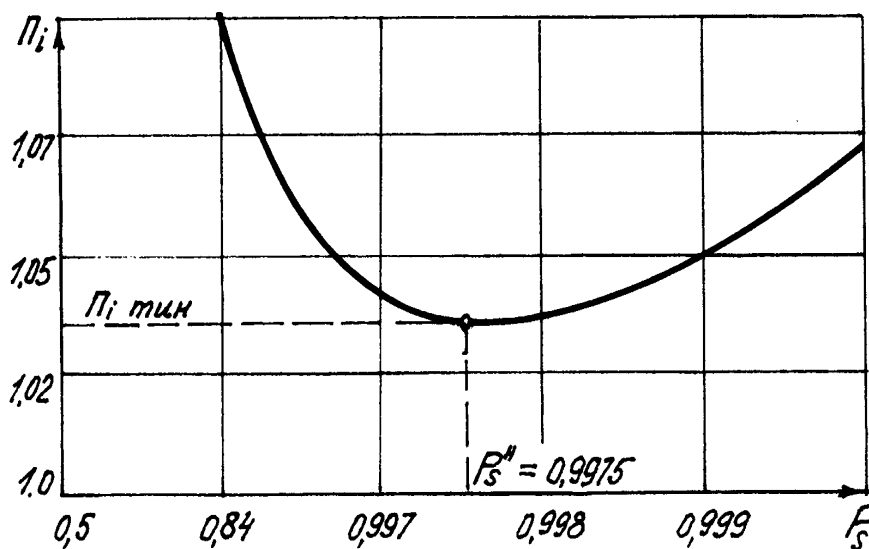


Рис.1.19. Зависимость приведенных затрат от уровня надежности системы основание - сооружение

Второй подход заключается в обобщении опыта эксплуатации построенных и нормально эксплуатируемых зданий и сооружений подобного типа [49,192]. Если известны значения коэффициентов запаса для большого числа рассматриваемых подобных зданий (сооружений), при известном коэффициенте запаса $\gamma_{\text{зап.}}$ равном отношению математических ожиданий эффекта сопротивления R и нагрузочного эффекта Q можно определить проектные уровни надежности для каждого из успешно эксплуатируемых сооружений подобного типа с

использованием зависимости: $P_s^H = \frac{1}{2} \left[1 + F(z) \left(\frac{1}{v_V} \right) \right]$, где : $\Phi(z)$ – Функция Лапласа (интеграл вероятности). Среднее значение из совокупности уровней вычисленной надежности подобных зданий или сооружений может быть принята в качестве нормативного $P_s^H = 1 - P_f^H$. Так, на основе обработанной информации об успешно эксплуатируемых сооружениях [192] рекомендован для очень ответственных конструкций начальный уровень нормативной надежности $P_s^H = 0,9999$ и конечный уровень надежности (к концу срока эксплуатации) $P_s^H = 0,999$. По мнению Н.Н. Ермолаева и В.В. Михеева [49] уровни нормативной надежности для сооружений массового строительства могут быть снижены до $P_s^H = 0,98 - 0,99$.

Однако в ряде случаев из-за ограниченности статистической информации на практике не удастся реализовать вероятностные методы для оценки надежности любых систем, в том числе и оснований фундаментов. В связи с этим получили развитие новые теории и методы для описания неопределенностей, в том числе и случайных величин при неполной (ограниченной) о них информации [222]. К ним относятся теория нечетких множеств (Л.Заде), теория возможностей (Д. Дюбуа, А. Прад), теория свидетельств (А.Р. Демистер), получившие развитие за рубежом (США, Франция), а также известные в России работы В.П. Кузнецова, Л.В. Уткина, Ю.П. Пытьева и др. На основе этих работ удастся разработать методы расчетов надежности для систем с ограниченной информацией, в том числе для оснований фундаментов.

Таким образом, рассмотренные выше методы нормирования уровня надежности зданий и сооружений ещё достаточно далеки от практического использования. Очевидно, необходим новый подход, может быть не предельно точный, но достаточно простой и пригодный для сравнительной оценки того или иного принятого конструктивного решения системы «основание – фундамент – здание».

Выводы по главе 1

1. Для повышения эффективности фундаментостроения при строительстве на сильносжимаемых грунтовых основаниях, а именно при большой глубине залегания от поверхности слабых пылевато-глинистых водонасыщенных грунтов для современных зданий требуется совместный прогноз напряженно-деформируемого состояния системы «основание-фундамент-подземная-надземная части здания» с учетом технологической последовательности проведения работ. Одним из методов регулирования НДС системы «основание - подземная - надземная части здания» является устройство системы геотехнических массивов.

2. Наиболее широко распространённой технологией устройства геотехнических массивов является – метод струйной цементации грунта с преобразованием его в грунтобетон. Теоретическая зависимость, корректно описывающая ползучесть грунтобетона, как конструкционного материала до настоящего времени не разработана, для ее исследования необходимо проведение экспериментов по нагружению грунтобетона на различных сроках ее набора прочности. Учет упруго-вязко-пластичных свойств грунтобетона, как основного рассматриваемого материала геотехнических массивов, позволит более полно учитывать процессы формирования напряженно-деформированного состояния подземной части здания при статических, циклических и динамических воздействиях.

3. Формирование НДС грунтового массива и подземных конструкций, взаимодействующих с ним, проходит в несколько этапов, основными из которых являются: устройство ограждающей конструкции и водопонижения внутри и за пределами котлованов ; выемка грунта из котлована с закреплением вертикальных массивов анкерами на нескольких уровнях котлована; строительство подземной части здания, в том числе плитного фундамента и начало строительства надземных этажей. На всех этих этапах формирования НДС грунтового массива и подземных конструкций существуют особенности, которые следует количественно оценить и управлять (в случае необходимости) путем регулирования темпа строительства, или локальным изменением свойств подстилающих грунтов под плитным фундаментом путем армирования основания.

Оптимальной методикой прогнозирования напряженно-деформируемого состояния, можно признать такую при которой режим нагружения моделирует строительную и эксплуатационную нагрузки. Необходима разработка метода перспективного прогноза осадок зданий, расположенных в системе геотехнических массивов, основанного на данных

краткосрочных наблюдений за их развитием в процессе строительства или начального периода эксплуатации.

4. При строительстве зданий в глубоких котлованах на основаниях сложенных слабыми водонасыщенными грунтами на изменение напряженно деформированное состояние массива грунта существенно влияют гидрогеологические условия. Оценка такого влияния для системы геотехнических массивов может быть выполнена численным путем при накоплении экспериментального материала по определению граничных условий: высотного положения и напоров грунтового фильтрационного потока.

6. В результате проведенного сопоставительного анализа конструктивных возможностей волновых завес вытекает, что практический интерес представляют лишь горизонтальные массивы – искусственные основания. Однако для широкого практического применения волновых завес не хватает экспериментальных данных и комплексной теории расчета, посредством которой можно было бы рассчитывать и подбирать элементы волновой системы (структуру и геометрию основания, конструкцию фундамента и самого строительного объекта) и определять влияние которое они оказывают на силовое воздействие и несущие свойства строительной системы.

7. Существующие методы нормирования уровня надежности зданий и сооружений достаточно далеки от практического использования. Необходим новый подход, может быть не предельно точный, но достаточно простой и пригодный для сравнительной оценки того или иного принятого конструктивного решения системы «основание – фундамент – здание».

Задачи исследования:

1. Разработка теоретических основ преобразования физико-механических свойств слабых водонасыщенных грунтов с использованием конструкции искусственного основания «структурный геотехнический массив» (СГМ).

2. Построение геомеханической модели и разработка расчетной схемы работы основания «структурный геотехнический массив».

3. Исследование реологических свойств грунтобетона.

4. Определение условий применения технологии струйной цементации в слабых водонасыщенных грунтах для получения заданного радиуса цилиндрического армирующего элемента и требуемых физико-механических характеристик грунтобетона.

5. Экспериментальное подтверждение теоретических предпосылок модели силового взаимодействия искусственного основания СГМ с окружающим массивом грунта.

6. Обоснование применения упругопластической модели с упрочнением (*Hardening-Soil*) и численное прогнозирование интегральных механических характеристик СГМ.

7. Разработка алгоритма проектирования СГМ для нового строительства и реконструкции зданий и сооружений.

8. Оценка изменения сейсмической жесткости оснований, сложенных слабыми водонасыщенными грунтами при устройстве в них структурного геотехнического массива.

9. Внедрение результатов экспериментальных и теоретических исследований, выполненных автором, в проектах и строительстве промышленных, гражданских и транспортных зданий и сооружений.

ГЛАВА 2. ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ СТРУКТУРНОГО ГЕОТЕХНИЧЕСКОГО МАССИВА, ВЫПОЛНЕННОГО ПО ТЕХНОЛОГИИ СТРУЙНОЙ ЦЕМЕНТАЦИИ ГРУНТА

Конструктивные решения искусственных оснований полностью зависят от технологии их выполнения. В первой главе приведен обзор наиболее распространенных технологий устройства искусственных оснований и области их применения. Однако в ряде случаев предпочтительней (экономически целесообразней и т.д.) выполнять геотехнические массивы с использованием струйной цементации грунта.

Для моделирования поведения системы геотехнических массивов в условиях развития геотехнической ситуации необходимо экспериментально оценить поведение всех ее компонентов и разработать теоретические зависимости, адекватно описывающие их работу в составе системы.

Для выполнения этой цели необходимо выполнить постановочные эксперименты и с их помощью решить следующие задачи:

1. Исследовать технологические условия формирования грунтобетонного элемента в типовых грунтовых условиях, определить физико-механические характеристики грунтобетона с учетом возраста его нагружения.

2. Экспериментально оценить условия формирования напряженно-деформированного состояния системы геотехнических массивов по результатам штамповых испытаний статической нагрузкой, и наблюдением за развитием осадок зданий в строительный и эксплуатационный период.

3. Экспериментально определить возможность использования геотехнических массивов для снижения сейсмического воздействия на подземные части зданий и сооружений.

Для решения поставленных задач была разработана программа проведения полевых и лабораторных экспериментов. Поскольку в настоящее время отсутствуют нормативные положения регламентирующие оценку физико-механических характеристик и конструктивных особенностей грунтобетонных геотехнических массивов нами были адаптированы существующие и разработаны оригинальные методики проведения экспериментов.

Кроме выполнения работ на опытных площадках, для накопления информации по использованию структурных геотехнических массивов использовались материалы по контролю качества реально возводимых объектов подземного строительства, выполняемых компанией «Нью Граунд» в различных регионах Российской Федерации.

2.1 Разработанные варианты конструкции структурного геотехнического массива

Как уже упоминалось выше, геотехнический массив - это слой грунта с модифицированными свойствами, создаваемый для улучшения условий работы подземной части здания или сооружения, предотвращающий или ограничивающий распространение некоего воздействия на среду [249]. Наиболее эффективный метод использования геотехнического массива - это создание слоя с заданными свойствами и физико-механическими характеристиками. Модификация свойств грунта может достигаться различными методами, исследуемый в данной работе - струйная цементация грунта. Основное преимущество исследуемой технологии перед другими, применяемыми для устройства геотехнических массивов - это отсутствие ударных и динамических воздействий при производстве работ, следовательно возможность производства работ в плотной городской застройке.

Улучшение свойств массива грунта методом струйной цементации выполняется путем устройства в массиве грунта жестких грунтобетонных армирующих элементов. Грунтобетонные элементы располагают с определенным шагом в плане и по глубине. Отличительной особенностью данного метода от инъекционных способов (цементации) служит то, что нет необходимости создания сплошного закрепленного массива. «Структурный геомассив» является искусственно улучшенным основанием с проектируемыми физико-механическими характеристиками. Он устраивается в тех случаях, когда строительные свойства основания весьма неудовлетворительны и компенсация их воздействия модификацией других компонентов системы является нецелесообразной или экономически неэффективной.

К составляющим реализующим низкие строительные характеристики системы следует отнести: литологическую несогласованность слоев грунта; явно выраженную неоднородность строения грунта в пределах одного генетического слоя; низкие прочностные и деформационные характеристики грунта, заведомо не обеспечивающие надежную эксплуатацию системы.

Такие строительные характеристики основания могут быть достигнуты в течении всего жизненного цикла системы здание-основание: определены в ходе проектно-изыскательских работ; спрогнозированы в результате анализа возможных изменений геотехнической ситуации на период эксплуатации сооружения; зафиксированы в ходе эксплуатации (чаще всего по характерным признакам поведения системы).

Принцип устройства такого геомассива заключается в выполнении вертикального армирования грунтового основания жесткими элементами, выполняемыми по технологии

струйной цементации грунта и создании поверхностного гибкого распределяющего слоя (рис.2.1, 2.2).

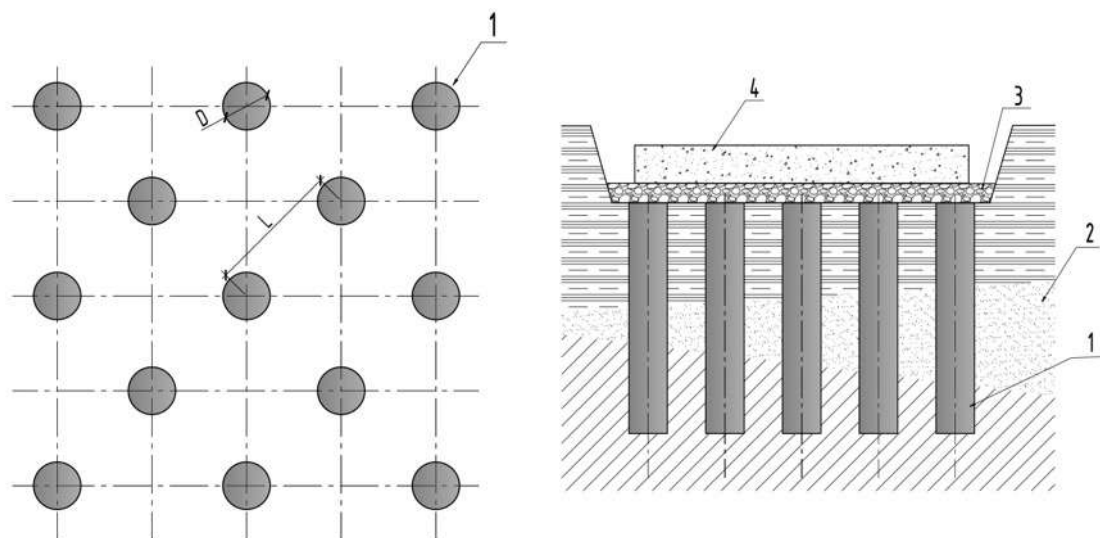


Рис.2.1. Конструктивное решение структурного геотехнического геомассива: план и вертикальный разрез: 1-вертикальные армирующие элементы; 2-грунтовое основание; 3- распределительный слой; 4 - фундаментная конструкция



Рис.2.2. Общий вид площадки строительства до и после выполнения работ по устройству основания – «структурный геомассив»

Гибкий распределяющий слой (гибкий ростверк) необходим для включения в совместную работу грунтового основания и армирующих элементов. Он имеет толщину 300 ...600 мм и обычно выполняется из укатанного щебня фракции 20...50 мм.

Основным преимуществом «структурного геомассива» является с конструктивной точки зрения: возможность получения массива грунта с проектируемыми физико-механическими характеристиками в плане и по глубине; с технологической стороны - производство работ с поверхности строительной площадки до экскавации котлована при новом строительстве и выполнение работ сквозь существующие конструкции фундаментов при стабилизации осадок существующих зданий и сооружений (Рис.2.3).

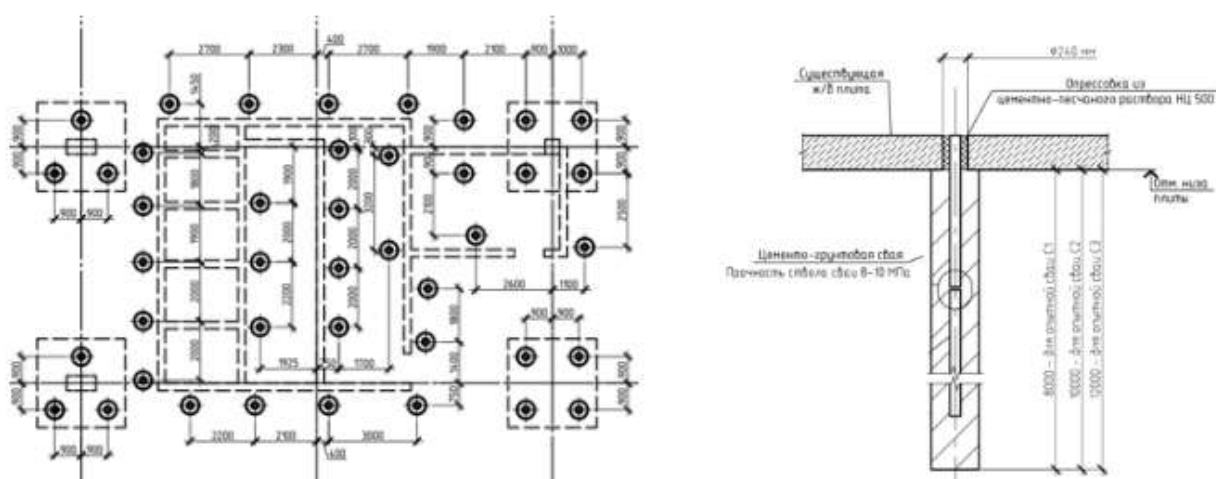


Рис.2.3. Выполнение «структурного геомассива» для стабилизации осадок существующих фундаментов

В условиях плотной городской застройки по периметру геомассива выполняется конструкция сплошного вертикального экрана, которая на период строительства подземной части здания воспринимает горизонтальное давление грунта, гидростатическое давление воды и нагрузки на бортах котлована, обеспечивая сохранность зданий окружающей застройки.

Конструкция выполняется из одного ряда секущихся грунтоцементных свай (например, диаметром 800 мм с шагом 650 мм) или с расположением свай меньшего диаметра в два ряда в шахматном порядке. Для повышения устойчивости ее элементов, выполненных методом струйной цементации, применяют их армирование стальными трубами или прокатными балками, располагаемыми с шагом 1,5 - 2 м вдоль стены. Элементы ограждения и крепления объединяются поверху монолитной железобетонной обвязочной балкой рис 2.4.

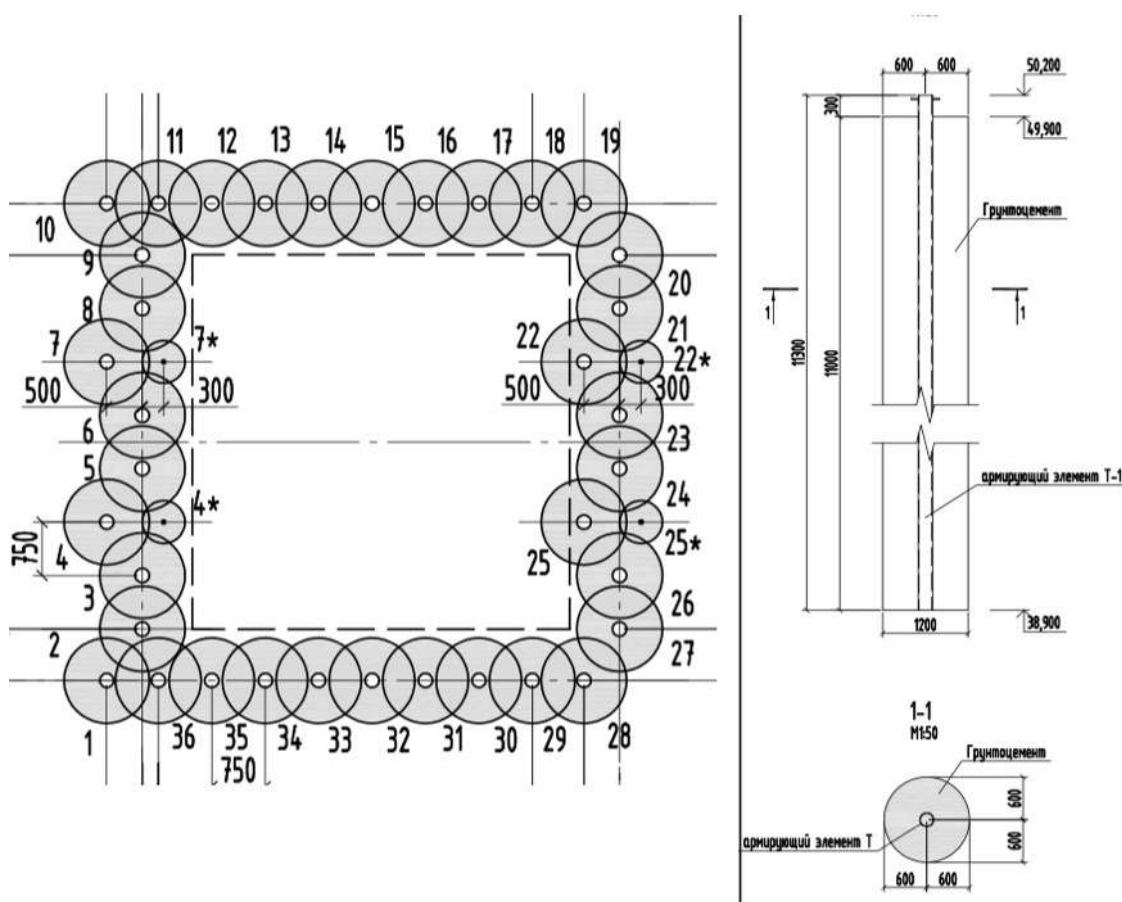


Рис.2.4. Конструкция вертикального геотехнического экрана

В период строительства и эксплуатации надземной части здания эта конструкция выполняет роль разделительного экрана, ограничивая воздействие на существующие здания и сооружения, обеспечивая при этом сохранность внутреннего подземного пространства здания. Основным преимуществом такого разделительного экрана является возможность изготовления любой конфигурации в плане и по глубине в непосредственной близости от существующих подземных конструкций (Рис.2.5).



Рис.2.5. Вертикальный экран из грунтобетонных элементов

В сплошном варианте горизонтальный геотехнический массив - это жесткая распорная мембрана, выполняющая также роль противодиффузионной завесы (рис.2.6) и воспринимающая на себя горизонтальное давление грунта и гидростатическое давление подземной воды. Толщина такой завесы определяется из условия отсутствия сквозь нее фильтрации, и восприятия сжимающих усилий [6].

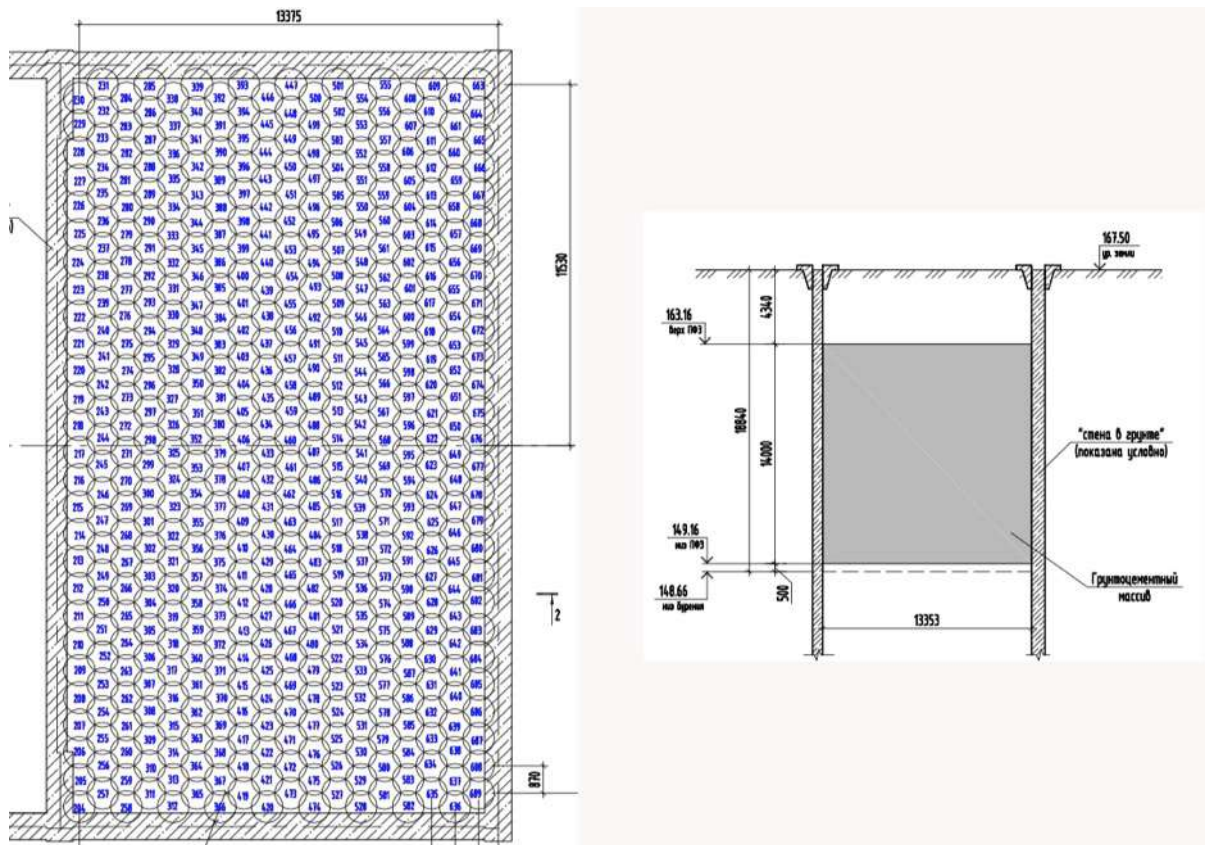


Рис.2.6. Конструкция сплошного структурного геотехнического массива

При строительстве в сложных грунтовых условиях с учетом повышенной сейсмичности рационально вместо адаптации традиционных конструкций использовать геотехнические массивы, которые минимизируют передачу энергии сейсмических колебаний на грунтовое основание.

Это предположение было проверено автором в геологических условиях Краснодарского края. При строительстве комплекса высотных зданий «Парусная регата» был выполнен горизонтальный геотехнический массив с использованием жестких грунтобетонных армирующих элементов (Рис.2.7). Грунтобетонные элементы диаметром 1,5 м были выполнены по сетке 1,8 х 1,8 м на глубину 10,5 м от низа фундаментной плиты, в зоне, где воздействие сейсмических поверхностных волн происходит наиболее интенсивно. В качестве разделительного слоя была выполнена щебеночная подушка мощностью 600 мм.

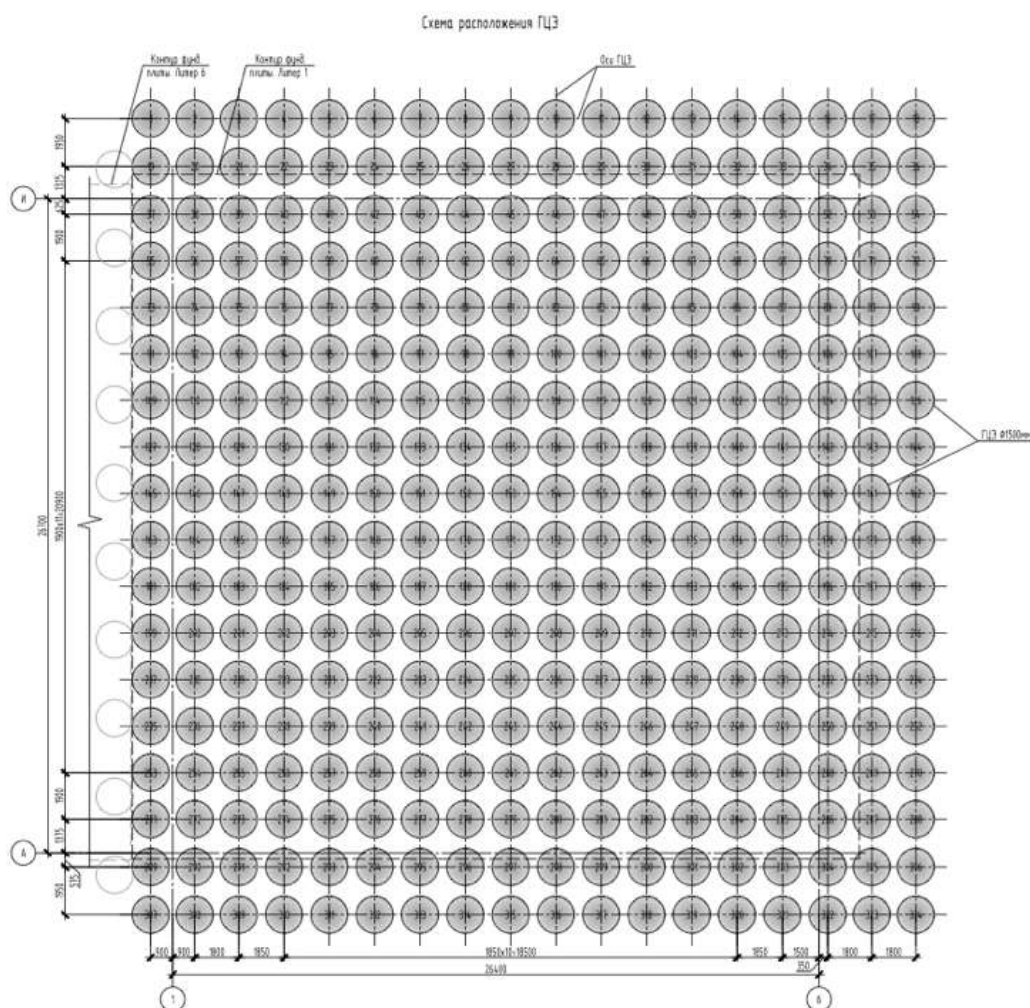


Рис.2.7. Структурный геомассив для предотвращения развития процессов виброползучести и виброразжижения грунтов

Структурный геомассив обладает рядом преимуществ перед более традиционными системами сейсмической защиты, в частности:

- Геотехнический массив располагается за пределами защищаемых зданий и сооружений, повреждение массива или его части не повлечет за собой повреждение защищаемого объекта.

- Массивы могут использоваться для защиты зданий и сооружений, построенных на основаниях, сложенных слабыми водонасыщенными грунтами, подверженными виброразжижению и виброползучести.

Перспективным направлением исследования является сбор и анализ экспериментального материала по изменению сейсмической жесткости грунтовых оснований, модифицированных армированием жесткими вертикальными грунтобетонными элементами с устройством по ним гибкого распределительного слоя.

Проведенные эксперименты и опытные работы позволили определить оптимальные диаметры и межосевые расстояния для жестких армирующих элементов в зависимости от назначения геомассива (Табл. 2.1).

Таблица 2.1. Конструктивные параметры структурного геотехнического массива

Назначение	$D(м)$	$L(м)$
Ограничение величины осадок основания при новом строительстве.	1,0...1,2	2,5...3,0
Стабилизация непроектных осадок существующей фундаментной конструкции	0,5...0,6	1,5...2,0
Снижение сейсмического воздействия на подземную часть зданий и сооружений, предотвращение развития процессов виброползучести и виброразжижения грунтов.	1,2...1,5	1,5...2,5

Такие конструкции геотехнических массивов были спроектированы и построены компанией «Нью Граунд» на более чем 300 объектах строительства в Пермском крае, Москве, Санкт-Петербурге, Краснодаре, Самаре, Уфе, Тюмени, Казани. Геотехнический мониторинг объектов строительства выполнялся специалистами Пермского национального исследовательского политехнического университета, Института механики сплошных сред и Горного института (УрО Академии наук РФ) [101,106,157].

2.2 Экспериментальные исследования технологических процессов устройства грунтобетонных элементов

Основным конструктивным элементом исследуемых геотехнических массивов является жесткий грунтобетонный элемент диаметром 500...1500 мм. Геометрические размеры сечения стержня, его сплошность определяются технологическими параметрами струйной цементации грунта (Jet Grouting), а также физическими и механическими характеристиками исходной грунтовой среды. Для обеспечения требуемых проектных характеристик конструктивного элемента необходимо исследовать условия формирования грунтобетонного элемента в типичных грунтовых условиях и определить методы контроля качества изготовления.

Механизм действия водоцементной струи, на такие слои грунта, представляется следующим образом. Под действием высокого давления водоцементная смесь (ВЦС) вырывается из сопла. При этом «струя» после выхода из сопла представляет собой «цепочку капелек» водоцементной смеси. Разрыв струи и образование «капелек» происходит за счет высокого давления в сопле, трения ВЦС о стенки сопла и движения по полуокружности потока воздуха в затрубном пространстве. Реактивный поток ВЦС воздействует грунт в различных точках по образующей скважины, что происходит за счет вращения и подъема колонны. Характерным физическим процессом, определяющим зону разрушения грунта, является процесс соударения «капли» ВЦС с массивом грунта и создание в грунте напряженно-деформированного состояния. При превышении динамического напряжения от удара «капли» предела прочности грунта на сжатие происходит его разрушение с отделением от массива грунта. В дисперсных грунтах происходит замещение части минеральных частиц цементным раствором, в аргиллите происходит добавление цементных связей в массив грунта без подъема минеральных частиц.

2.2.1 Полевые эксперименты по изучению процессов формирования жестких грунтобетонных элементов в различных типах грунтов [101,285,286]

Условия формирования жесткого грунтобетонного элемента были отработаны на опытных площадках с характерными грунтовыми условиями. На опытных площадках залегают характерные виды грунтов: суглинки, глины, пески и встречен горизонт подземных вод. При оценке условий формирования грунтобетонного элемента были приняты следующие обязательные контролируемые параметры: диаметр жестких элементов не менее

1,2 метра, предел прочности грунтобетона при сжатии на 28 сутки – 2,5 МПа, во всех характерных геологических элементах (Рис.2.8).

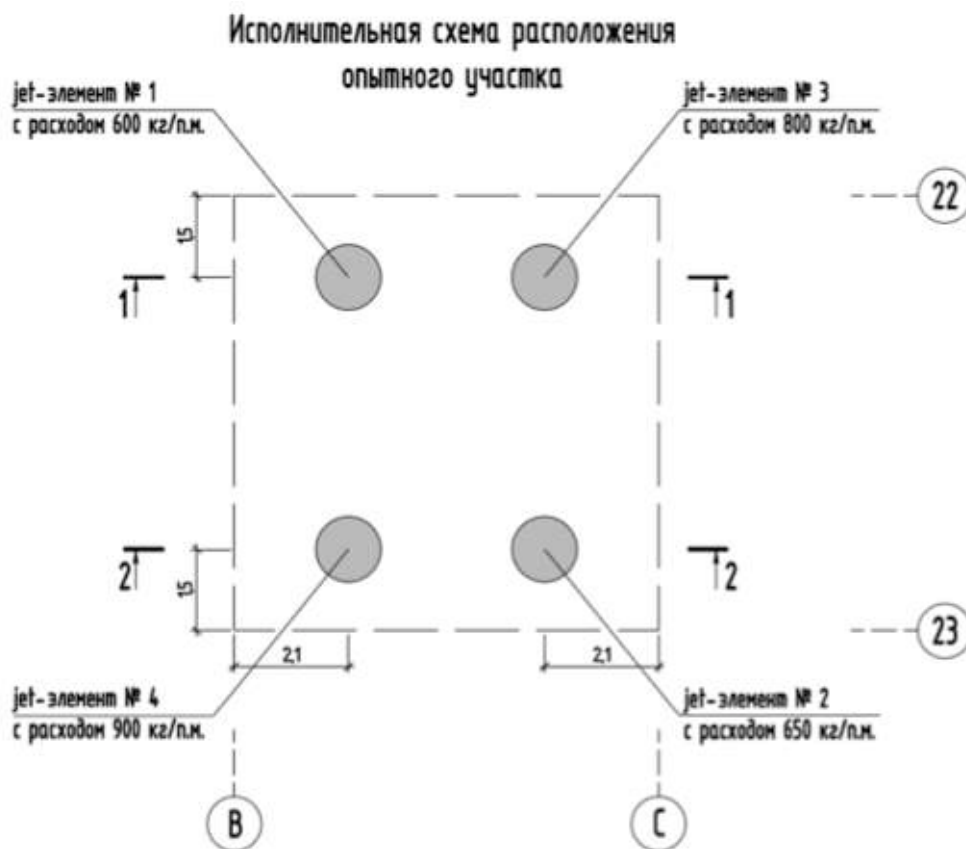


Рис.2.8. Схема выполнения грунтоцементных элементов на опытном участке

Цель опытных работ являлось определение оптимальных параметров технологического процесса для обеспечения гарантированного диаметра элемента и определение физико-механических характеристик получаемого при этом материала. Программа выполнения работ включала в себя устройство четырех грунтоцементных элементов располагающихся на опытной площадке. Грунтоцементные элементы выполнялись по технологии «Jet-2» с поверхности грунта. В качестве варьируемого параметра был выбран расход цемента на один погонный метр. Грунтобетонные элементы выполнялись с расходом 600, 650, 800 и 900 кг цемента на один погонный метр закрепляемого грунта. Параметры процесса нагнетания водоцементного рабочего тела по технологии Jet-2 приводятся табл.2.2. После набора прочности грунтобетона возраст 7 суток было выполнено откапывание со всех сторон выполненных элементов для определения фактического диаметра. По результатам визуального осмотра было определено, что фактический диаметр элементов во всех генетических типах грунтов (глина, суглинок, песок) гарантировано превышает 1200 мм при выполнении работ с расходом цемента 650,800,900 кг/м. При расходе 600 кг/м диаметр

составляет 1000...1200 мм, что недостаточно полно обеспечивает требуемые параметры элемента, которые должны составлять не менее 1200 мм.

Таблица 2.2. Технологические параметры цементации

Наименование	Ед. изм.	Ø1200
Расход цемента на 1 п.м	кг/п.м	600, 650, 800, 900
Расход воды на 1 п.м	л/п.м	600, 650, 800, 900
Давление нагнетания раствора	атм	450
Давление нагнетания воздуха	атм	8
Количество / диаметр форсунок	шт. / мм	2/3,0
Скорость вращения буровой штанги	об/мин	20
Количество шагов при подъеме	шаг/п.м	25
Длина шага	см	4
Время инъектирования	сек/шаг	4,8

В ходе проведенных опытных работ по закреплению грунта по технологии струйной цементации, на площадке с характерными инженерно-геологическими условиями были получены следующие экспериментальные данные: гарантированный диаметр грунтобетонной сваи 1200 мм во всех инженерно-геологических элементах при данных технологических параметрах процесса струйной цементации (Jet-2) при расходе цемента 650 кг и выше на один погонный метр закрепления грунта.

В ходе второго этапа опытных работ для формирования элемента проектного диаметра в зоне напорных вод использовались добавки: снижающие скорость фильтрации воды - бентонит; и ускорители твердения бетона - силикат натрия («жидкое стекло») и хлористый кальций.

Бентонит используется как гелеобразователь для снижения скорости фильтрации за счет формирования тонкого водонепроницаемого слоя.

При добавлении растворимого стекла к воде, идущей на затворение цемента, его сроки схватывания значительно сокращаются. Обусловлено это тем, что в результате химической реакции между щелочным силикатом (жидкое стекло) и составными частями цементного клинкера (гидроалюминат кальция) образуются коллоидные гидросиликат кальция и алюминат натрия. Именно образующийся в составе грунтобетона алюминат натрия является очень сильным ускорителем его схватывания.

Кроме того, происходит еще одна реакция – между жидким стеклом и известью, находящейся в цементе, с образованием силиката кальция. Отлагаясь в порах твердеющего камня, силикат кальция придает ему повышенную плотность и водонепроницаемость. Вся совокупность свойств – ускорение схватывания грунтобетона от образования алюмината натрия и пониженная проницаемость порового пространства за счет колюматизирующего действия силиката кальция обусловили применение жидкого стекла в качестве добавки для производства работ в зоне с высокими напорами подземной воды.

Как известно, процессы твердения бетона в раннем возрасте протекают интенсивней и с большей полнотой, когда его температура повышается. Добавка 1% хлористого кальция от массы цемента, по его влиянию на схватывание цемента, равносильна повышению температуры на 15–20°C. Таким образом, хлористый кальций может быть применен как в работах при нормальных температурах (от +10 °C до +25 °C) для ускорения процессов схватывания и твердения, так и в работах при пониженных температурах (ниже +10°C). И хотя в обоих случаях он дает значительную интенсификацию процессов схватывания и твердения при пониженных положительных температурах (характерных для грунта), его сравнительная эффективность значительно выше.

Свойства всех добавок реализуются в ходе формирования и начального периода кристаллизации грунтобетонного элемента, дальнейший набор прочности грунтоцементного композита происходит по законам твердения цементного вяжущего. Поэтому контроль прочности грунтобетона выполняется на стандартных сроках - 14 и 28 суток.

Затем было выполнено контрольное бурение опытных грунтобетонных элементов с отбором кернов для последующих лабораторных испытаний. Контрольное бурение опытных грунтобетонных элементов выполняется для определения сплошности и однородности сечения (Рис.2.9-2.10). Отбор образцов, транспортировка и хранение выполняется в соответствии с требованиями ГОСТ 12071-2000. Контрольное бурение осуществляется колонковым способом со сплошным отбором керна, были опробованы различные диаметры скважин. Однако, при небольших диаметрах (40...60 мм) разваливались выбуренные образцы. После ряда проб остановились на том, что диаметр скважины должен быть не менее 93 мм.

Номинальные размеры образцов при отборе кернов соответствовали ГОСТ 28570-90: диаметр образцов керна - 44 ... 150 мм; высота керна - 0,8 ... 2,0 диаметра.

Технологические параметры процесса устройства грунтобетонного элемента с проектируемыми характеристиками, полученные на опытной площадке, подтверждены контролем выполненных грунтобетонных элементов по приведенной методике на 45 технологических площадках.



Рис. 2.9. Процесс отбора и общий вид и выбуренных кернов



Рис.2.10. Контрольные работы: замер размеров грунтобетонного элемента и отбуренных грунтобетонные керны

2.2.2 Контроль длины и сплошности грунтобетонного элемента геофизическим методом [183]

При устройстве глубоких грунтобетонных геотехнических массивов длиной 30,0...40,0 м актуальным является вопрос определения сплошности сечения и длины элемента. Бурение на всю глубину элемента весьма сложно и часто невыполнимо. В этом случае определение длины и сплошности грунтоцементного элемента без выбуривания кернов выполнялось сейсмоакустическими методами. Основным методом проведения испытаний по определению длины и сплошности грунтоцементного элемента является проверка эхо-тестером РЕТ-Bluetooth Piletester. Он основан на измерении времени между интервалами излучения упругой продольной волны в грунтоцементном элементе и прихода отраженных волн. Отраженная продольная волна возникает в местах изменения механического импеданса (механический импеданс пропорционален скорости продольной волны в свае и площади поперечного сечения). В однородном грунтоцементном элементе скорость постоянна и там, где находится нижний конец сваи, происходит отражение волны. В случае нарушения сплошности грунтоцементного элемента фиксируется локальное отражение сигнала.

Длина грунтоцементного элемента (L) вычисляется, исходя из измеренного интервала времени (Δt) и скорости распространения продольной волны в грунтоцементе. Скорость распространения продольной упругой волны в грунтоцементе (V_p) принимается равной 3600 м/с.

$$L = 0.5\Delta t V_p \quad (2.1)$$

Для проведения испытаний используется выровненная горизонтальная поверхность оголовка грунтоцементного элемента. Приемник эхо-тестера устанавливается и закрепляется на поверхности. Возбуждение упругой продольной волны выполняется механическим воздействием темпером (молотком) по поверхности в продольном направлении. Фиксируется интервал времени между начальным воздействием и приходом отраженного эхо-сигнала. Измерение выполняется с повторяемостью не менее 6 раз в разных местах сечения, с накоплением данных по одной точке 6...8 раз. Точность определения длины грунтоцементного элемента зависит от шага квантования сигнала, равного 20 мкс и составляет 0,1 м. Прохождение сейсмоакустического сигнала по телу грунтоцементного элемента фиксируется с помощью рефлектограммы (рис.2.11), по которой определяется сплошность материала. Для калибровки метода данные эхо-зондирования совмещались с контрольными образцами грунтобетона (Рис. 2.12).

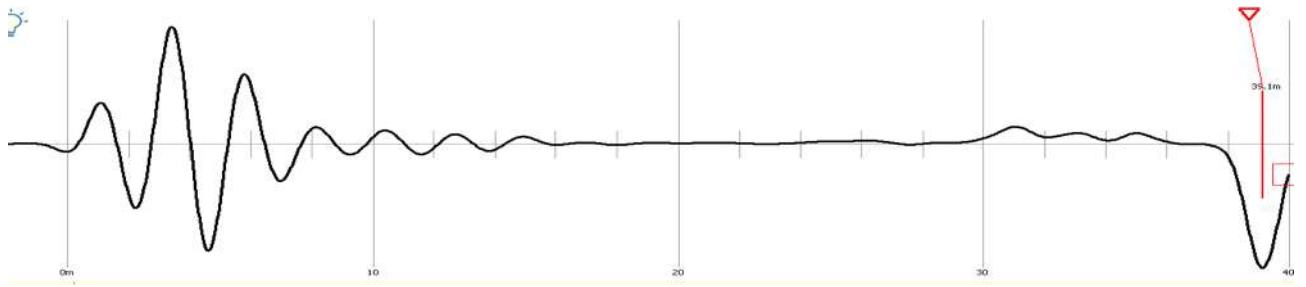


Рис. 2.11. Рефлектограмма прохождения сейсмоакустического сигнала по грунтоцементному элементу длиной 39 метров

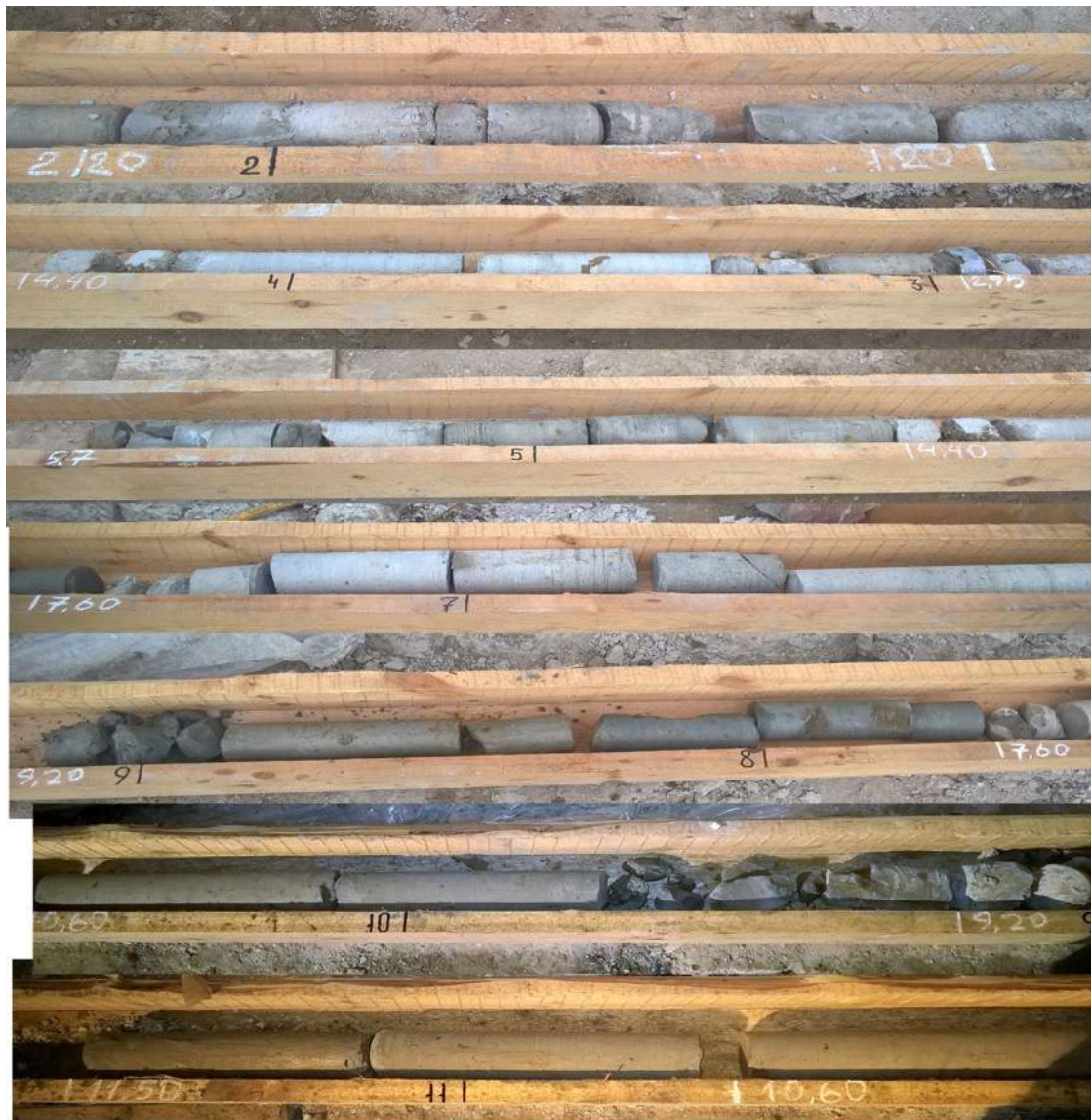


Рис. 2.12. Контрольные образцы грунтобетона верхних 11,5 м грунтобетонного элемента

Анализ результатов измерений и сопоставление с данными контрольного бурения на технологических площадках Краснодара, Перми, Тюмени показали приемлемую точность сейсмоакустического метода для контроля глубины и сплошности грунтобетонного элемента глубиной до 45 метров от поверхности.

2.2.3 Технологические деформации основания существующих зданий при устройстве грунтобетонных элементов [105]

Для оценки характера развития и величины технологических осадок при устройстве грунтобетонных элементов в непосредственной близости от существующих фундаментов были выполнен аппаратный [157] и геодезический мониторинг.

В качестве объекта для выполнения аппаратного мониторинга были рассмотрены колонны металлического каркаса промышленного здания при устройстве около них сплошного вертикального геотехнического массива (Рис.2.13).



Рис.2.13. Работы по устройству грунтобетонных элементов в непосредственной близости от существующих конструкций

Измерение положения (угла наклона) колонн проводился с помощью системы мониторинга «Терем-4». Система позволяет вести многопараметрический, многоканальный непрерывный мониторинг объектов, регистрируя процессы изменения во времени различных физических величин: линейных и угловых перемещений. Для определения угла наклона колонн система была укомплектована пятью датчиками наклона (инклинометрами) ИН-Д 3.2 со встроенными адаптерами. Датчики (инклинометры-адаптеры) ИН-Д 3.2 являются двух координатными, то есть позволяют фиксировать углы наклона в двух взаимно перпендикулярных направлениях. Основные характеристики инклинометров-адаптеров ИН-Д3.2: Диапазон измеряемых углов наклона - град ± 5 ; разрешение – 20 сек.; угол между горизонтальными измерительными осями - 90 ± 1 град; рабочий диапазон температур, - $30 \dots +50^\circ\text{C}$; температурный дрейф - $0,005$ град/ $^\circ\text{C}$.

Инклинометры-адаптеры ИН-Д 3.2 были установлены на колоннах по осям «9», «12», «16», «22» по оси «Д». Направление X – перпендикулярно осям, Y – вдоль осей. Так как через уголки датчики жестко прикреплены к колоннам, то показания наклона датчиков соответствуют наклону колонн. Датчики были установлены на высоте $\approx 4,0$ м от верха фундаментов колонн на приваренных к колоннам металлических уголках. С центральным регистрирующим блоком инклинометры-адаптеры были соединены кабелями через соединительные коробки. Замеры значений углов наклона проводились с периодом в 1 час. Обработка результатов (перевод углов наклона в относительный крен колонн) и построение графиков изменения крена колонн проводилось с помощью программы Microsoft Office Excel. Результаты аппаратного мониторинга представлены в виде графиков на рис. 2.14.

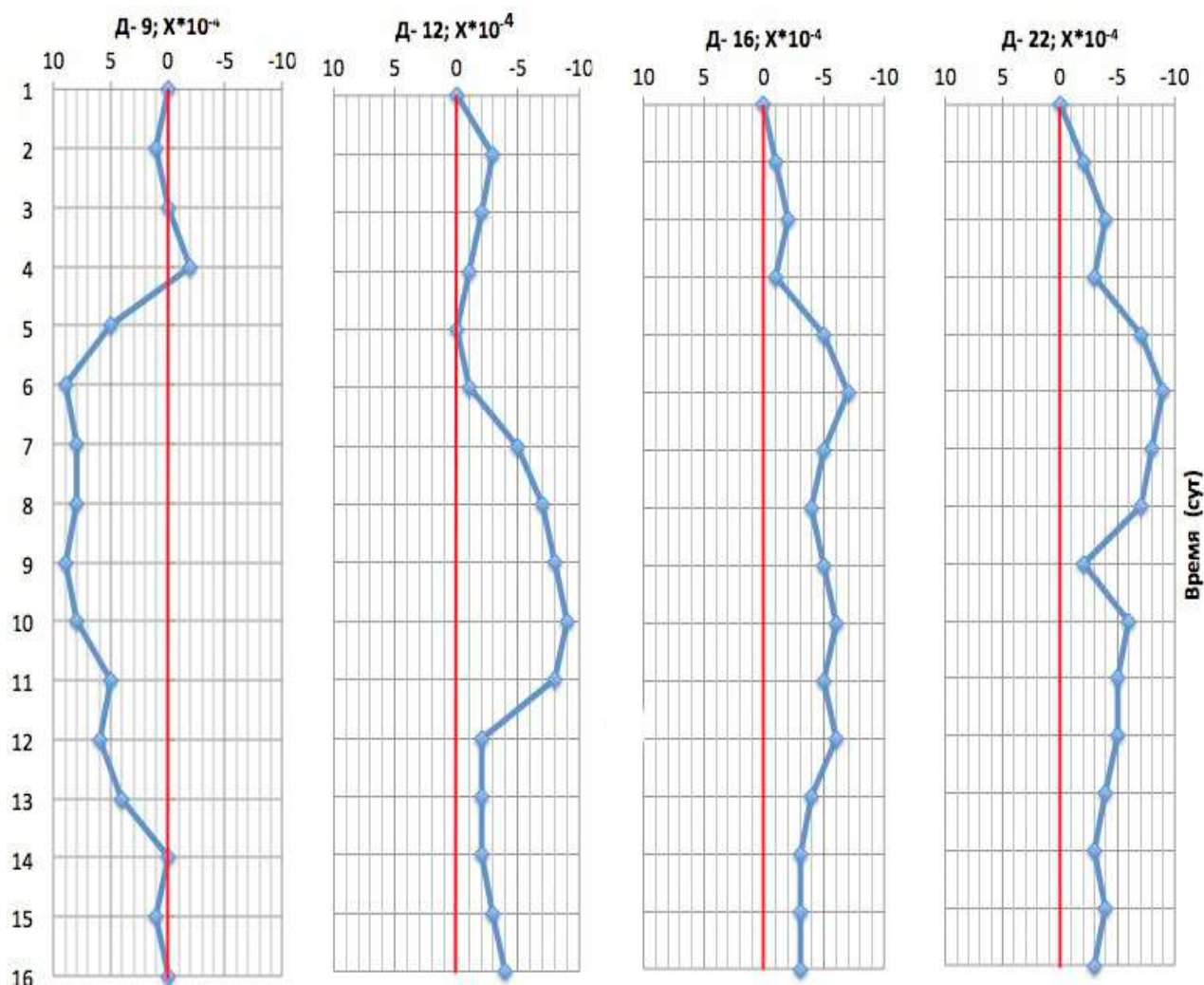


Рис.2.14. Технологические деформации (относительные отклонения от вертикали) колонн Д-9, Д-12, Д-16, Д-22 при устройстве грунтобетонных элементов

За период проведения мониторинга значения величины крена колонн не превысили предельного значения - 0,002, фактические максимальные значения поперечного и продольного крена колонн за период наблюдений составили не более 0,001. Проведенные работы показали возможность проведения работ в непосредственной близости от существующих конструкций фундаментов, что затем было подтверждено на других производственных площадках.

Геодезический мониторинг вертикальных перемещений основания существующих зданий при устройстве грунтобетонных элементов по технологии Jet-2 был выполнен при устройстве системы геотехнических массивов глубиной 36 метров от поверхности. На стенах зданий были закреплены геодезические марки, на площадке за пределами зоны влияния выполнен грунтовый репер. Схема расположения стеновых марок приведена на рис. 2.15. Марки М1...М3 были закреплены на здании с отдельно стоящими фундаментами под конструкции железобетонного каркаса, марки М4...М6 на здании с единой фундаментной плитой под конструкции железобетонного каркаса. Давление на основание под подошвой существующих фундаментов находится в пределах 200...250 КПа.

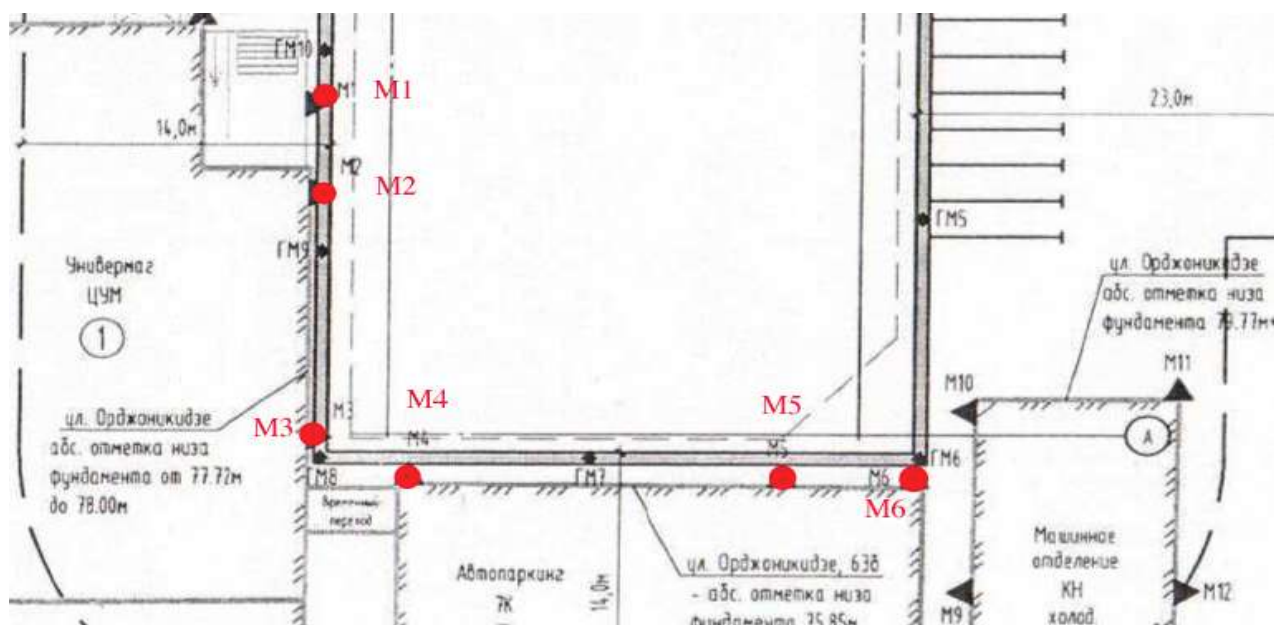
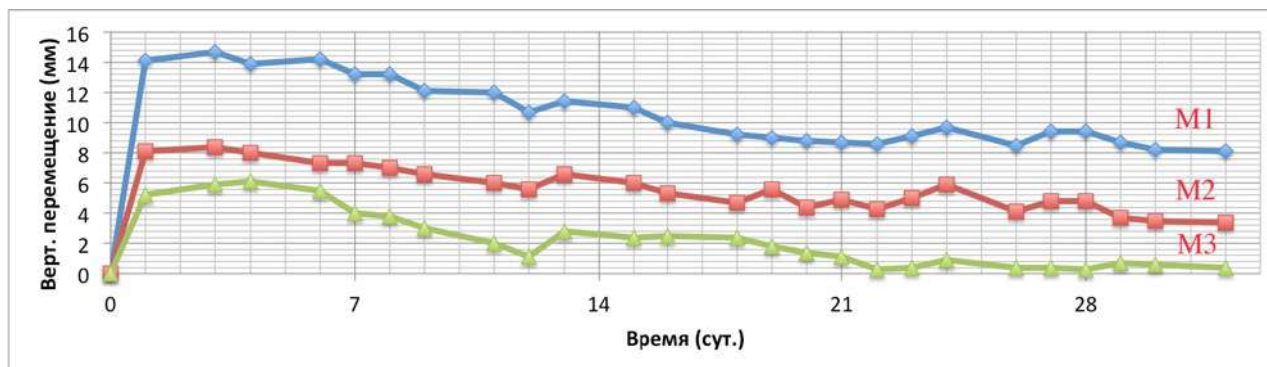


Рис.2.15. Схема контрольных точек измерения вертикальных перемещений оснований при устройстве геотехнического массива

Вертикальные перемещения определялись путем высокоточного геометрического нивелирования II -го класса точности, с помощью цифрового нивелира Dini 03 №708419 и с использованием инварной штрих-кодовой рейки. Точность проводимых измерений – 0,2 мм .

В соответствии с указаниями Руководства [167] измерения проводились одним горизонтом в прямом и обратном направлениях способом совмещения. Измерения проводились в течении 32 дней (один раз в сутки) в период проведения работ по устройству грунтобетонных элементов. Результаты измерений приведены в виде графиков развития перемещений во времени на рис. 2.16.

а)



б)

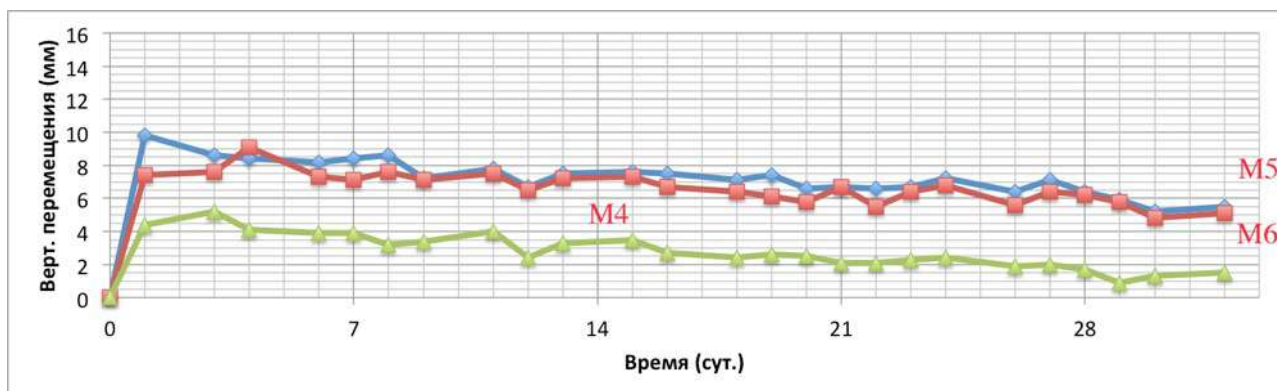


Рис.2.16. Вертикальные перемещения основания отдельно стоящих фундаментов (а) и фундаментной плиты (б) при устройстве геотехнического массива глубиной 36 м

Анализ проведенных измерений показал: технологические перемещения (подъем) отдельно стоящих фундаментов составляют 5...14 мм, фундаментной плиты - 4...10 мм, и не превышают предельно допустимых значений дополнительных перемещений [116] для зданий находящихся в работоспособном состоянии. С течением времени происходит снижение дополнительных напряжений в массиве грунта, вызванных технологическим процессом, снижение перемещений и их стабилизации на уровне 55...65 % от первоначальной величины. Проведенные исследования применения технологии струйной цементации грунта в непосредственной близости от существующих зданий и сооружений показывают допустимость ее использования для устройства геотехнических массивов, при проведении ежесменного геодезического контроля.

2.3 Лабораторное определение физико-механических характеристик грунтобетона

Работы по определению физико-механических характеристик грунтобетона, отобранного из выполненных элементов выполнялись совместно с лабораторией физических процессов освоения георесурсов Горного института УрО Академии наук РФ.

В ходе нагружения грунтобетона (рис.2.17) в образце развиваются упругие (ε_{el}) и пластичные (ε_{pl}) деформации, сумма которых составляет величину полных деформаций (ε_b).

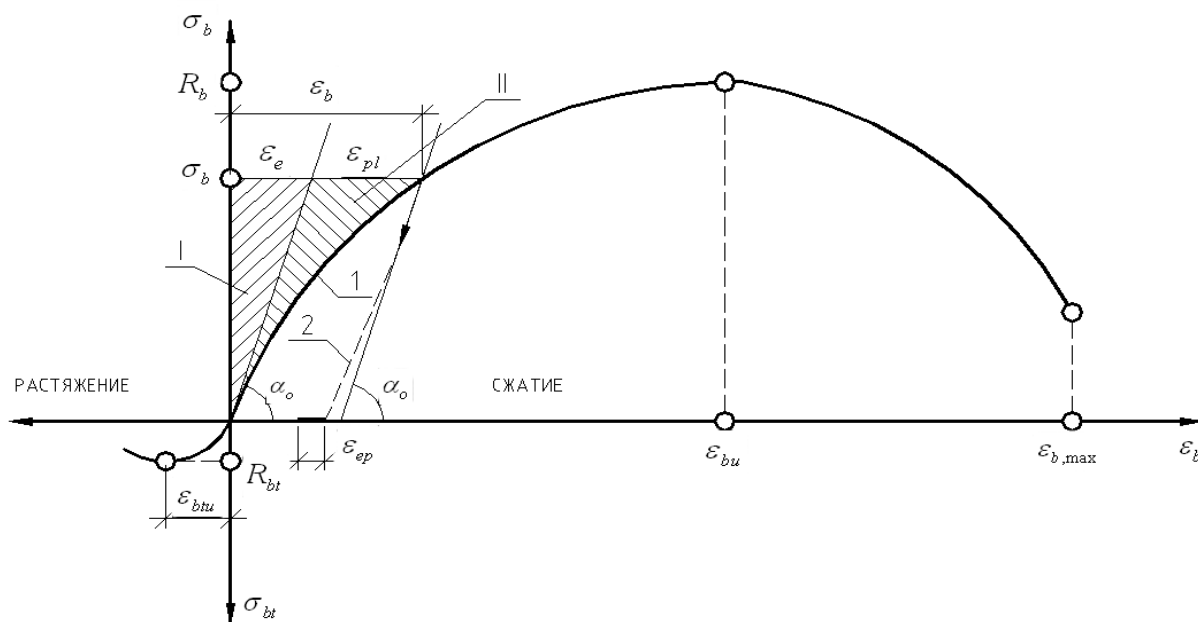


Рис.2.17. Диаграмма напряжение - деформация грунтобетона

Для установления операторной связи между напряжениями и деформациями введем три характерных модуля:

№1 - модуль упругости (начальный модуль деформации) :

$$E = tg \alpha = \frac{\sigma_b}{\varepsilon_{el}} \quad (2.2)$$

где: σ_b – напряжения сжатия, ε_{el} – величина упругих деформаций;

№2 – секущий (упруго-пластический) модуль деформации:

$$E_0 = tg \alpha_1 = \frac{\sigma_b}{\varepsilon_b} \quad (2.3)$$

где: σ_b – напряжения сжатия, ε_b – величина полных деформаций;

№3 – касательный модуль деформации:

$$E_k = tg \alpha_0 = E \left(1 - \frac{\sigma}{1,1 R_b}\right) \quad (2.4)$$

где: R_b – прочность грунтобетона на сжатие.

Определение прочности на сжатие заключается в измерении максимальной разрушающей нагрузки при нагружении образца между стальными плоскими плитами (Рис.2.18,а). Скорость нагружения составляет 0,5...1,0 МПа/сек.

Предел прочности на сжатие (R_c) определяется по формуле:

$$R_c = \frac{P_{пр}}{S} \quad (2.5)$$

где: $P_{пр}$ - разрушающая нагрузка ; S - площадь поперечного сечения образца.

Определение предела прочности при растяжении проводится косвенным путем раскалывания образца соосными клиньями (рис. 2.18,б).

Предел прочности на растяжение (R_p) определяется по формуле:

$$R_p = k' \frac{P_{пр}}{S} \quad (2.6)$$

где: $P_{пр}$ - разрушающая нагрузка ; S - площадь поперечного сечения образца , k' - поправочный коэффициент, принимаемый в зависимости от площади поверхности разрушения.



а



б

Рис.2.18. Определение предела прочности на сжатие (а) и растяжение (б) грунтобетона

По известным значениям прочности грунтобетона на сжатие и на растяжение строится диаграмма кругов Мора и определяются приведенные параметры прочности:

- угол внутреннего трения:

$$\varphi^{\text{эф}} = \tan^{-1} \left(\frac{\sigma_{\text{сж}} - \sigma_{\text{р}}}{2\sqrt{\sigma_{\text{сж}}\sigma_{\text{р}}}} \right) \quad (2.7)$$

- удельное сцепление грунтобетона:

$$c^{\text{эф}} = 0.5\sqrt{\sigma_{\text{сж}}\sigma_{\text{р}}} \quad (2.8)$$

Отобранные образцы закрепленного грунта (грунтобетона) испытываются в возрасте 28 суток. Определение предела прочности на сжатие ($R_{\text{сж}}$) и на растяжение ($R_{\text{р}}$), модуля общих деформации (E) выполнялось на универсальной испытательной машине Zwick 2-250, согласно обобщенных требований ГОСТ 21153.3-84 и ГОСТ 28985-91, поскольку грунтобетон, как конструкционный материал занимает промежуточное положение между горными породами и конструкционными бетонами.

Отбор образцов грунтобетона по описанной выше методике проводился на производственных площадках ОАО «Нью Граунд» в ходе контроля качества выполняемых работ по устройству геотехнических массивов. Сбор экспериментальных данных выполнялся на площадках строительства в г. Москва, Пермь, Краснодар, Тюмень, Уфа, Самара. В общей сложности было отобрано и испытано более 1000 образцов грунтобетона.

Статистическая обработка результатов лабораторных испытаний выбуренных образцов позволила определить средние величины предела прочности на сжатие и модуля деформации грунтоцемента, реализуемые при расходе цемента (650...800 кг) на кубический метр закрепленного грунта:

1. Предел прочности на сжатие грунтобетона ($R_{\text{сж}}$) находится в диапазоне: 3,2...5,3 МПа.

2. Модуль деформации грунтобетона (E) находится в диапазоне: 0,2...0,5 ГПа.

Для грунтобетона формируемого в пылевато-глинистых грунтах с водо-цементным отношением 1,0, статистической обработкой экспериментальных данных получены: корреляционная зависимость «прочность на сжатие - прочность на растяжение»:

$$\sigma_{\text{р}} = 0,4(\sigma_{\text{сж}})^{0.3} \quad (2.9)$$

и корреляционная зависимость «модуль упругости - прочность на сжатие» (Рис.2.19) :

$$E_{\text{сж}} = 200 (\sigma_{\text{сж}})^{2/3} \quad (2.10)$$

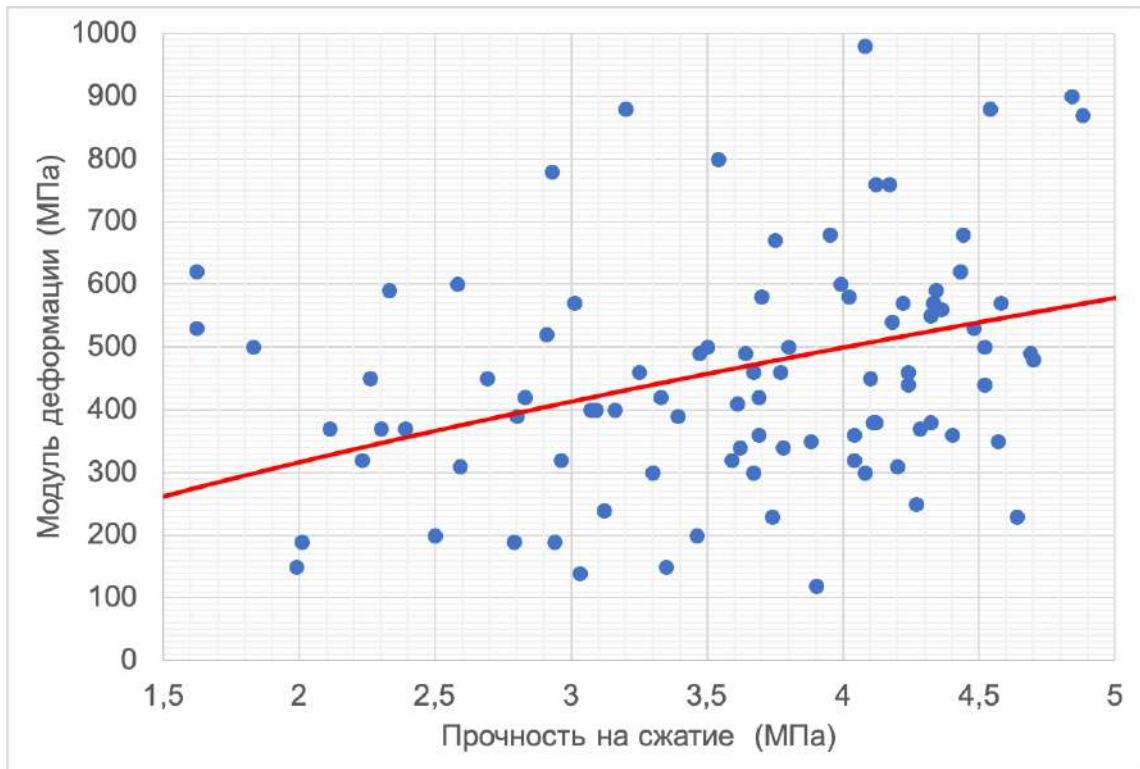


Рис.2.19. График корреляционной зависимости «модуль упругости - прочность на сжатие»

По результатам статистической обработки были получены обобщенные характеристики грунтобетона, как конструкционного материала, которые могут быть использованы при расчетах и компьютерном моделировании поведения геотехнических массивов (табл.2.3).

Таблица 2.3. Физико-механические характеристики грунтобетона

Наименование параметра	Ед. изм.	Стандарт	Коэфф. вариации
Объемный вес (γ)	кН/м ³	18,0	0,1
Предел прочности на сжатие ($\sigma_{сж}$)	МПа	4,95	0,18
Предел прочности на растяжение (σ_p)	МПа	0,50	0,19
Модуль упругости (начальный) (E)	МПа	900	0,22
Модуль деформации (секущий) (E_0)	МПа	520	0,21
Модуль деформации (касательный) (E_k)	МПа	340	0,23
Удельное сцепление (c)	МПа	1,2	0,25
Угол внутреннего трения (φ)	град	35	0,3

2.4 Испытание грунтобетонного элемента статической вдавливающей нагрузкой [95]

Для изучения возможности использования грунтобетонных элементов в качестве высоконагруженных конструкций под фундаментами существующих зданий, были проведены статические испытания вдавливающей нагрузкой.

Была выполнена серия испытаний элементов длиной 8,0 и 10,0 метров. Схема проведения испытаний показана на рис.2.20; ход испытаний на рис. 2.21.

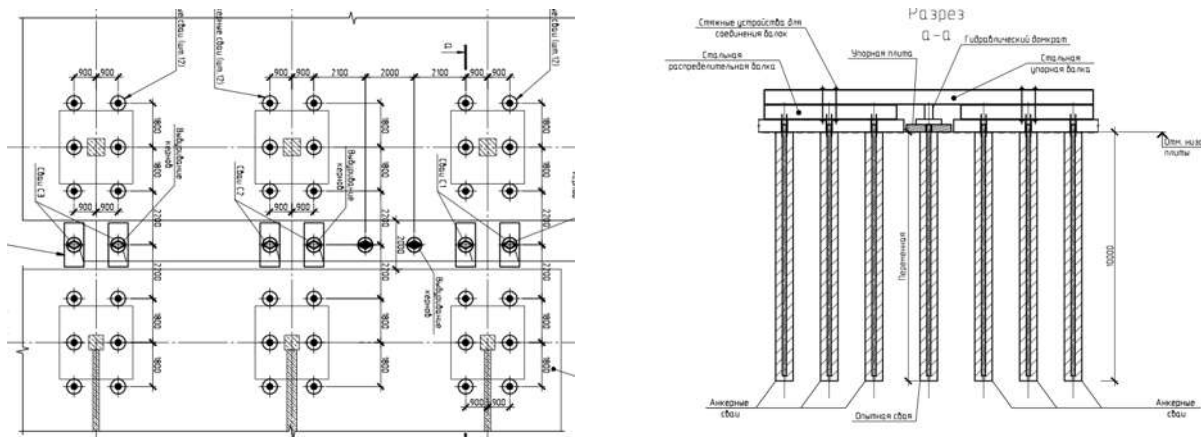


Рис.2.20. Схема проведения испытаний вдавливающей нагрузкой



Рис.2.21. Проведение испытаний статической вдавливающей нагрузкой

В качестве силовой конструкции использовалась сборная 12-метровая стальная балка индивидуального изготовления. В качестве анкерной системы выполнены шесть грунтобетонных свай длиной 10 метров с сердечником из металлической трубы. Балка соединялась с анкерными сваями через опорные узлы, выполненные на сварке.

Вдавливающая нагрузка на сваю передавалась через опорную плиту с помощью двух гидравлических домкратов ДГ-200. Величина усилия контролировалась по давлению в гидравлической системе, согласно тарировочной зависимости. Вертикальные перемещения фиксировались с помощью прогибомеров 6ПАО.

Предельная нагрузка для испытаний была принята – 300 тс, степень нагружения – 30 тс. За критерий условной стабилизации деформаций было принята скорость развития деформаций – 0,1 мм за 2 часа. При достижении предельной нагрузки сваи длиной 8 и 10 метров показали вертикальные перемещения 28,5 и 26,0 мм соответственно. Графики испытания свай длиной 8 и 10 метров приведены на рис. 2.22.

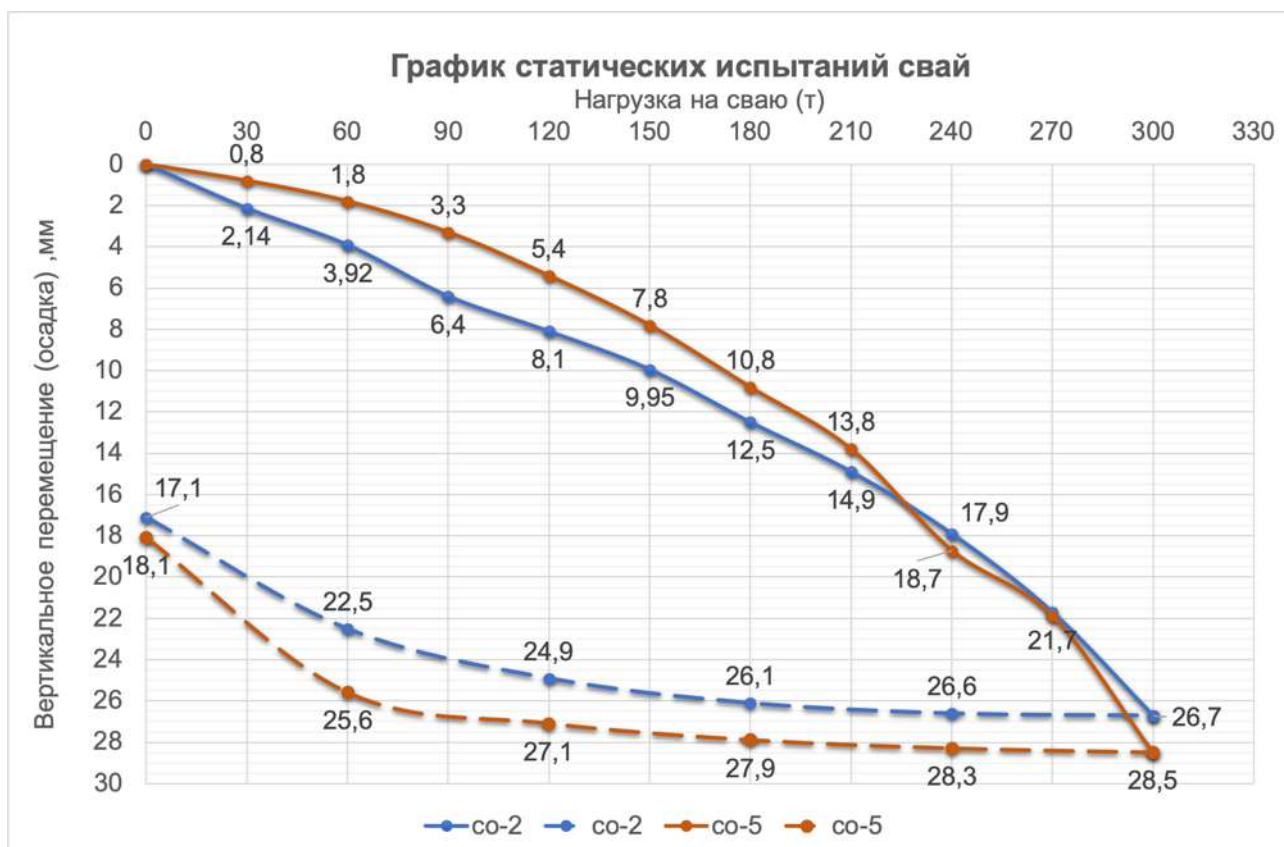


Рис.2.22. Графики статических испытаний грунтобетонных свай

Таким образом экспериментально подтверждена возможность использования грунтобетонных элементов в качестве высоконагруженных конструкций, работающих на вдавливающую нагрузку.

2.5 Оценка долговечности грунтобетона

Грунтоцемент занимает промежуточное положение между грунтом и традиционным конструкционным бетоном. Прочностные и деформационные характеристики грунтоцемента в 10 раз превышают аналогичные характеристики грунта, но при этом в 10 раз ниже характеристик тяжелого бетона.

Грунтоцемент по своей структуре является композитным материалом, включающим

инертные минеральные частицы (наполнитель) и обволакивающие их цементные оболочки, формирующие связи (матрицу). Его характеристики определяются свойствами цементного скелета, и в при определении этих характеристик можно проводить аналогии с тяжелым бетоном. Результаты современных исследований свидетельствуют о том, что композиционные материалы - это сложные иерархически организованные масштабно инвариантные системы, которые на каждом масштабном уровне могут быть представлены двумя обобщенными компонентами - матрицей и наполнителем [107,208] .

Грунтоцементные конструкции эксплуатируются в особых условиях в массиве грунта:
- постоянная положительная температура (4...6 градусов Цельсия) и отсутствие циклов размораживания-замораживания; отсутствие воздействия ультрафиолета и солнечной радиации; нахождение в среде с постоянной влажностью, отсутствие циклов замачивание – высыхание.

Таким образом, основным агентом влияющим на сохранность грунтоцемента как конструкционного материала является агрессивное воздействие подземных вод.

Долговечность конструкционных элементов используемых по постоянной схеме определяется глубиной разрушения основного конструкционного материала, в данном случае – цемента [168].

На цементном камне, находящимся в грунте, продукты коррозии независимо от их способности удерживаться на поверхности, остаются на месте своего образования. При этом происходит увеличение толщины слоя продуктов коррозии, а процесс коррозии определяется скоростью реакции во внутренней диффузионной области.

Расчет глубины разрушения Γ_p (см) при протекании коррозии в диффузионно-кинетической области на предполагаемый срок эксплуатации выполняется по зависимости:

$$\Gamma_p = \frac{v\tau}{\zeta\beta} \quad (2.11)$$

где: v - постоянная скорость процесса коррозии в диффузно-кинетической области ($\text{мгCaO}/\text{см}^2 \cdot \text{сут}$); τ - время, для которого прогнозируется глубина разрушения (сут);

ζ – количество цемента в 1 м^3 материала ($\text{кг}/\text{м}^3$); β - содержание CaO в цементе (%).

Рассчитаем глубину коррозии грунтоцементного элемента (ГЦС) диаметром 1,2 м выполненного по технологии струйной цементации грунта с расходом цемента – 800 кг на 1 погонный метр.

Объем одного погонного метра ГЦС составляет $1,13 \text{ м}^3$, следовательно удельный расход цемента равняется $\zeta = 707 \text{ кг}/\text{м}^3$.

Содержание оксида кальция (CaO) в клинкере производителя «Горнозаводскцемент» составляет - $\beta = 64,6\%$.

Срок предполагаемой эксплуатации – 50 лет (18250 суток).

Скорость коррозии цементного камня $v = 5 \text{ мг(СаО)/см}^2 \cdot \text{сут}$ принимаем по табл.5 [233] на сроке 60 дней, что соответствует периоду набора проектной прочности грунтоцемента.

$$\Gamma_p = \frac{5 * 18250}{707 * 64,6} = 1,99 \text{ см}$$

Величина глубины коррозии составляет 2 см, что коррелируется с данными табл.4 [233], как допустимая глубина разрушения бетона в бетонных конструкциях, эксплуатируемых в слабоагрессивной среде.

Общее снижение диаметра ГЦС составит 4 см, или 3,3% от абсолютной величины, что находится в допустимых технологических пределах колебания диаметра ствола.

Таким образом, долговечность грунтоцемента, как конструкционного материала, при соблюдении технологических параметров струйной цементации грунта, обеспечивающих проектные значения его прочности, гарантируется на срок эксплуатации не менее 50 лет.

Контроль соблюдения технологических параметров осуществляется на машинной части комплекса струйной цементации грунта, где фиксируется марка цемента, расход цементной смеси на один погонный метр закрепления, водо-цементное отношение.

Вторым этапом контроля качества грунтоцементного столба является определение его фактического диаметра и отбор контрольных проб грунтоцемента с целью подтверждения однородности механических характеристик и их соответствия проектным значениям.

2.6 Лабораторное определение реологических характеристик грунтобетона [211]

Полученные характеристики грунтобетона при действии непрерывно нарастающей осевой нагрузки следует рассматривать как «мгновенные». При длительной загрузке грунтобетона в элементах конструкций геотехнических массивов он должен рассматриваться как упругопластический материал. Пластические, необратимые деформации происходят вследствие сдвига в гелевой структуре цементного камня и на контактах между грунтом и цементным камнем. Полная относительная деформация $\varepsilon_{\text{полн}}$ грунтобетона без учета усадки может быть выражена формулой:

$$\varepsilon_{\text{полн}} = \varepsilon_{\text{упр}} + \varepsilon_{\text{полз}} \quad (2.12)$$

где: $\varepsilon_{\text{упр}}$ - упругая относительная деформация, соответствующая очень быстрому росту нагрузки; $\varepsilon_{\text{полз}}$ - деформация ползучести, возникающая при длительном нагружении, в том числе в течение многих лет.

Анализ экспериментальных данных о закономерности твердения и набора прочности

грунтобетона во времени и сопоставление их с данными приведенными в литературе [18,20] показал, что можно выделить три характерные этапа развития процесса ползучести, связанные с «возрастом (τ)» его нагружения (Рис.2.23):

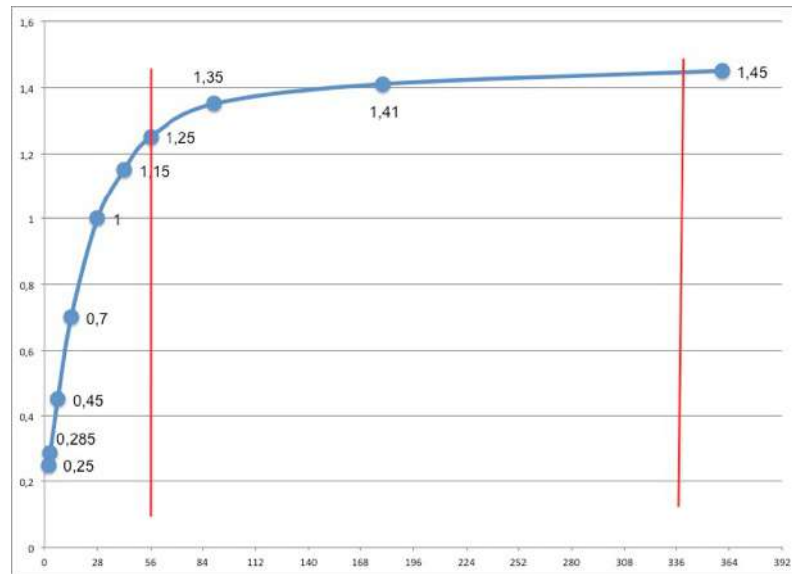


Рис. 2.23. График изменения прочности грунтобетона на сжатие от времени

«старение грунтобетона»

1. Интенсивно стареющий грунтобетон: $0 < \tau < 56$ суток; $E = E(\tau)$, $K = K(t, \tau)$ - очертания кривых ползучести зависят от возраста бетона в момент загрузки, $\varphi = \varphi(\tau)$ и обладают максимумом при $\tau > 0$.

2. Стареющий грунтобетон: $56 < \tau < 360$ суток; $E \approx const$, $K \approx K(\tau)$ - очертания кривых ползучести незначительно зависят от возраста бетона в момент загрузки, $\varphi = \varphi(\tau)$ и монотонно уменьшаются при увеличении τ .

3. Старый грунтобетон: $\tau > 360$ суток; $E \approx const$, $K \approx const$, $\varphi = const$;

Теоретическая зависимость, корректно описывающая ползучесть грунтобетона, как конструкционного материала до настоящего времени не разработана, для ее исследования необходимо проведение экспериментов по нагружению грунтобетона на различных сроках ее набора прочности. Учет упруго-вязко-пластичных свойств грунтобетона, как основного рассматриваемого материала геотехнических массивов, позволит более полно учитывать процессы формирования напряженно-деформированного состояния подземной части здания при статических, циклических и динамических воздействиях [13].

Автором впервые были проведены серии опытов для определения характеристик ползучести грунтобетона: со стареющим бетоном для определения величины меры ползучести и с интенсивно стареющим бетоном для получения корреляционной зависимости меры ползучести от возраста нагружения грунтобетона [211].

Выполнение испытаний по определению характеристик ползучести грунтобетона производилось на гидравлических нагружающих устройствах конструкции фирмы «Энерпред». Определение вертикальных перемещений выполнялось с использованием индикаторов часового типа ИЧ-10 (Рис.2.24).



Рис.2.24. Общий вид установки по определению характеристик ползучести грунтобетона

2.6.1 Порядок проведения лабораторных опытов

На первом этапе проведения экспериментов по определению деформаций ползучести работы проводились со стареющим грунтобетоном в возрасте 180 суток. Образцы близнецы в количестве 14 штук были подготовлены из кернов, выбуренных из грунтобетонной конструкции, набирающей прочность в естественных грунтовых условиях. Призматические образцы имели высоту 100 мм и сечение 50 x 50 мм.

Три образца использовались для определения прочности грунтобетона на сжатие - средняя величина которого составила – $R_{сж} = 3,0$ МПа.

Три образца были испытаны при давлении 1,5 МПа ($0,5R_{сж}$); три при давлении 1,95 МПа ($0,65R_{сж}$) и три при давлении 2,4 МПа ($0,8R_{сж}$). Давление на образец задавалось ступенями по 0,25 МПа в течении 30 минут.

Продолжительность испытаний составила 32 суток. Снятие отсчетов по приборам производилось, используя базовую схему измерений, в сроки наблюдения t_1 (с момента начального отсчета), равные 1, 2, 4, 8, 16, 32 суток, с погрешностью ± 1 ч.

По средним значениям относительных деформаций ползучести, построены диаграммы в координатах "относительные деформации ползучести" - продолжительность (время) испытаний, «сут» и определены предельные (условно предельные) значения этих деформаций (Рис.2.25).

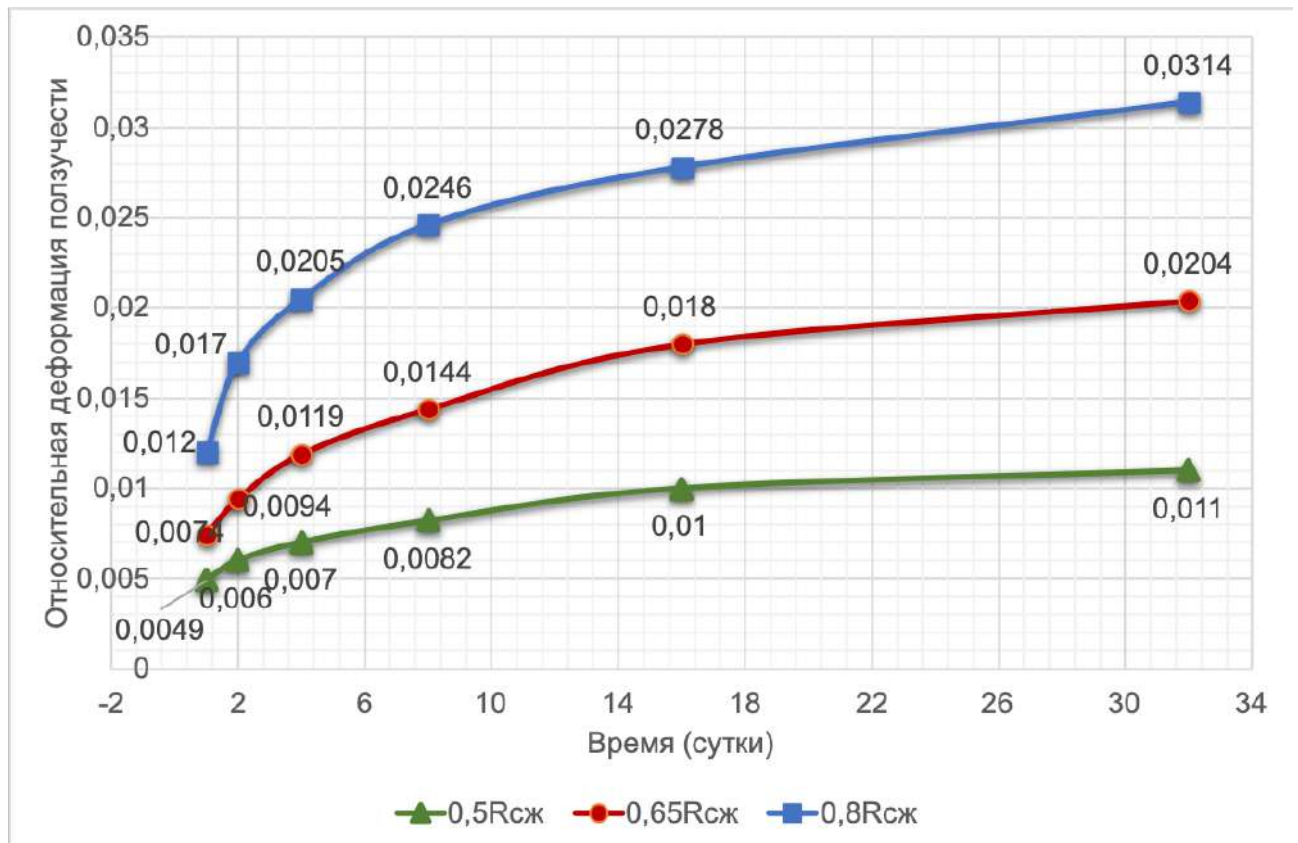


Рис.2.25. Экспериментальные графики развития относительной деформаций ползучести при уровне давления 0,5 $R_{сж}$; 0,65 $R_{сж}$; 0,8 $R_{сж}$

Анализ приведенных в литературе экспериментальных данных [16,131] показывает, что наибольшее влияние на деформацию ползучести оказывает прочность на сжатие.

На втором этапе эксперименты проводились с интенсивно стареющим грунтобетонном в возрасте до 60 суток.

Для определения зависимости набора прочности грунтобетона во времени проводилась серия опытов по испытания образцов грунтобетона, выбуренных из опытного грунтобетонного элемента, выполненного в суглинке, в возрасте твердения 2,4,7,14,28,42,56,70 суток.

Полученная экспериментальная зависимость представлена на рис. 2.26.

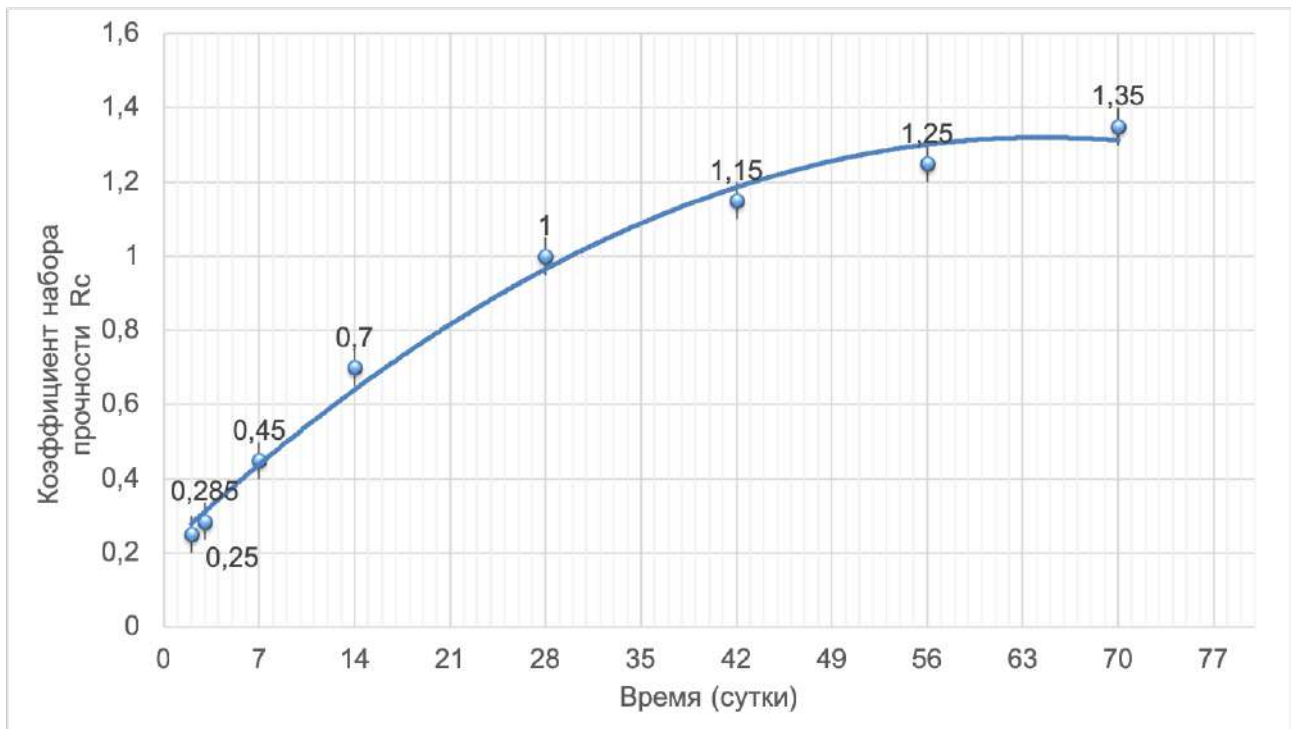


Рис. 2.26. График набора прочности грунтобетона на разных сроках твердения

Полученная экспериментальная зависимость аппроксимирована логарифмической функцией, позволяющей рассчитать величину прочности грунтобетона на сжатие на различных сроках твердения:

$$R_{сж}(t) = R_{сж}(28)(0,3233 \ln t - 0,0733) \quad (2.13)$$

Для оценки влияния возраста загрузки грунтобетона были подготовлены три пары образцов близнецов с размерами 100 x 50 x 50 мм. Керны для изготовления образцов были отобраны бурением из специально выполненного грунтобетонного элемента в возрасте твердения в грунтовых условиях: 14 суток – прочность на сжатие $R_{сж} = 1,75$ МПа, 28 суток – $R_{сж} = 2,5$ МПа, 56 суток – $R_{сж} = 2,9$ МПа.

В каждой паре один из образцов был испытан для определения прочности на сжатие, второй образец загружен давлением $0,65 R_{сж}$ для определения характеристик ползучести, по описанной выше методике. По результатам испытаний образцов были построены статистические графики удельных относительных деформаций ползучести для трех возрастов нагружения грунтобетона. (Рис.2.27).

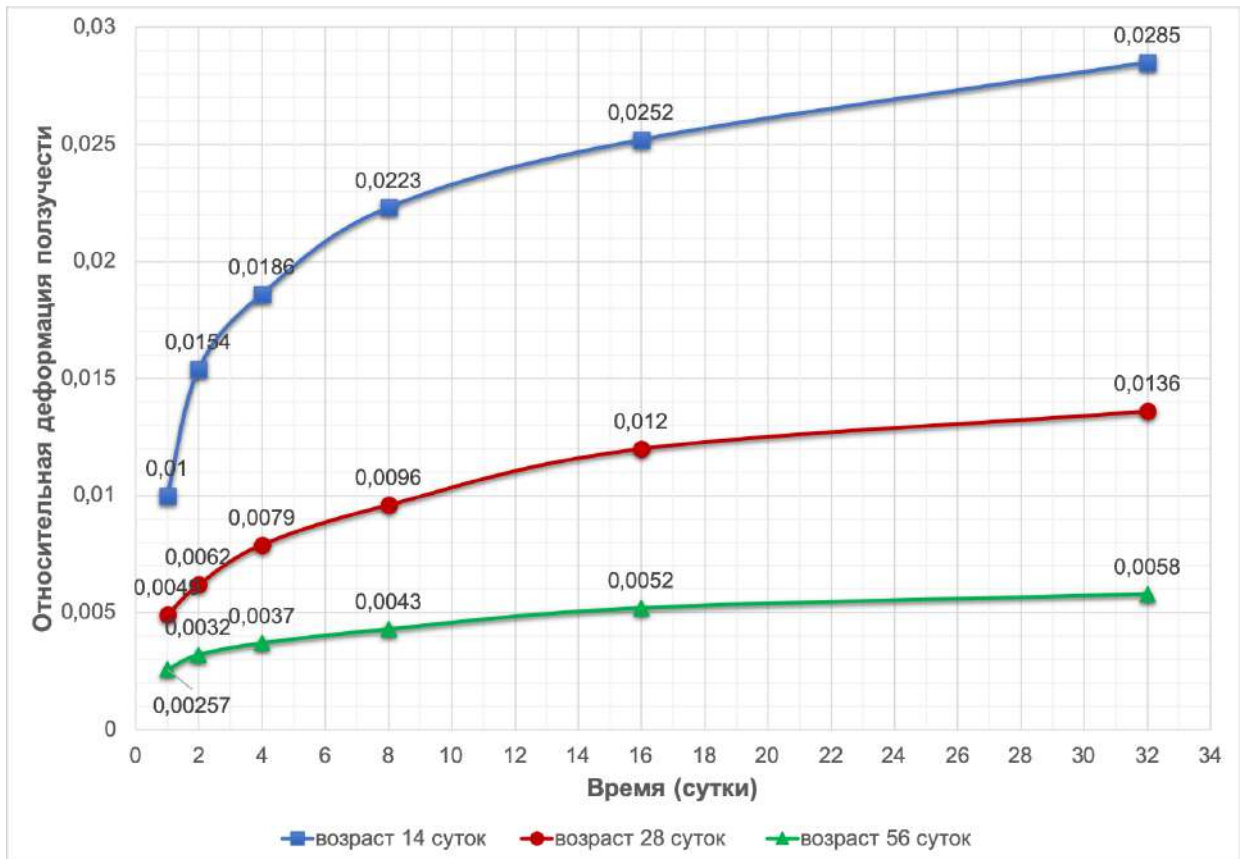


Рис.2.27. Экспериментальные графики зависимости удельной относительной деформации ползучести от возраста нагружения

2.6.2 Прогнозирование ползучести на длительное время нагружения по результатам кратковременных лабораторных опытов

По экспериментальным значениям предельной деформации ползучести для трех значений действующих сжимающих напряжений был построен и аппроксимирован график функции напряжений. В программе Excel (Microsoft Office) была выполнена аппроксимация изохронной кривой ($\sigma - \varepsilon_{ct}$) путем добавления к точечной диаграмме экспериментальных данных линии тренда (рис.2.28).

Кривая аппроксимирована полиномом второй степени ($R^2=1$) в виде :

$$F(\sigma_i) = \varepsilon_{ct} = 0,004\sigma^2 + 0,0073\sigma - 0,0088 \quad (2.14)$$

Экспериментальная кривая ползучести при постоянном напряжении $\sigma = 2,4$ МПа аппроксимирована логарифмической функцией ($R^2=0,9956$) :

$$\varepsilon_{ct}(\sigma_i = const) = 0,0055 \ln t + 0,0127 \quad (2.15)$$

Мера ползучести определяется выражением:

$$C(t) = \frac{\varepsilon_{ct}(\sigma_i = const)}{F(\sigma_i)} = 0,1732 \ln t + 0,3998 \quad (2.16)$$

Уравнение деформации ползучести при постоянных напряжениях на основании соотношения меры ползучести и функции напряжений принимает вид:

$$\varepsilon_{ct}(\sigma, t) = C(t) \times F(\sigma_i) = (0,1732 \ln t + 0,3998)(0,004\sigma^2 + 0,0073\sigma - 0,0088) \quad (2.17)$$



Рис. 2.28. Диаграмма и аппроксимирующая кривая функции напряжений $F(\sigma)$

Для описания процесса ползучести интенсивно стареющего грунтобетона в возрасте до 60 суток применен метод нормирования и прогнозирования предельной меры ползучести С.В. Александровского [5].

Анализ экспериментальных данных показывает, что наибольшее влияние на деформацию ползучести оказывает прочность на сжатие. Кривые ползучести бетона независимо от его прочности являются аффинно подобными:

$$\frac{c_{R_1}(t-\tau)}{c_{R_1}(\infty)} = \frac{c_{R_2}(t-\tau)}{c_{R_2}(\infty)} = \tilde{K}(t - \tau) \quad (2.18)$$

Это позволяет построить статистические кривые $\tilde{K}(t - \tau)$ и с их помощью по результатам кратковременных опытов найти предельные значения меры ползучести $C(\infty)$.

По результатам испытаний образцов были построен корреляционный график предельной меры ползучести от прочности бетона сжатие (Рис.2.29).

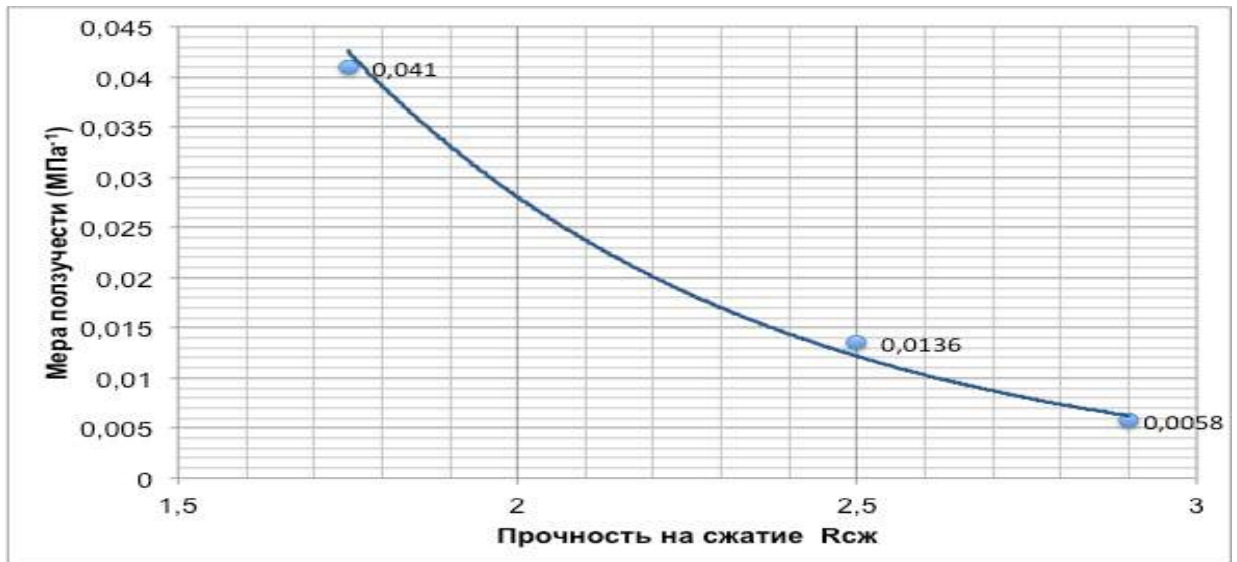


Рис.2.29. Корреляционная зависимость предельной меры ползучести от прочности на сжатие

Экспериментальные данные зависимости меры ползучести от времени аппроксимированы степенными функциями:

$$\text{- для возраста 14 суток : } C(t, \tau) = 0,0112t^{0,367} \quad (2.18)$$

$$\text{- для возраста 28 суток: } C(t, \tau) = 0,0051t^{0,300} \quad (2.19)$$

$$\text{- для возраста 56 суток } C(t, \tau) = 0,0027t^{0,234} \quad (2.20)$$

Корреляционная зависимость предельной меры ползучести от прочности грунтобетона на сжатие аппроксимирована экспоненциальной зависимостью:

$$C(\infty) = 0,7938e^{-1,671R_{сж}} \quad (2.21)$$

Функция старения (подобия кривых ползучести) с учетом прочности грунтобетона на сжатие имеет вид:

$$K(t - \tau) = \frac{C(t, 56)}{C(\infty)} = 0,0034 + \frac{t^{0,234}}{e^{-1,671R_{сж}}} \quad (2.22)$$

Общее уравнение деформаций ползучести грунтобетона в этом случае принимает следующий вид:

$$\varepsilon_{ct}(\sigma, t, \tau) = \varepsilon_{ct}(\sigma, t) * \left(0,0034 + \frac{t^{0,234}}{e^{-1,671R_{сж}}} \right) \quad (2.23)$$

Полученные корреляционные зависимости величины деформаций ползучести от времени, уровня действующих напряжений и возраста нагружения материала позволяют более точно оценить работу грунтобетонных конструкций на начальных этапах их нагружения и оценить запас их надежности при усилении грунтовых оснований под существующими фундаментными конструкциями.

2.7 Натурные экспериментальные исследования напряженно-деформированного системы геотехнических массивов в слабых водонасыщенных глинистых грунтах

Сопоставление наблюдений за осадками зданий в течении длительного времени показывает [20,152,254] что во многих случаях измеренные фактические осадки и скорости их развития существенно отличаются от прогнозируемых по существующим методикам. Лабораторный процесс нагружения слабых водонасыщенных грунтов в их естественном состоянии существенно отличается от фактического в условиях реального основания и системы геотехнических массивов.

Данные о напряженно-деформированном состоянии грунтового основания, сложенного слабыми водонасыщенными грунтами, при нагружении давлениями уровня 400..600 КПа весьма противоречивы. В связи с этим для разработки методов прогноза осадок на слабых водонасыщенных грунтах с применением системы геотехнических массивов большой интерес представляют данные натурных наблюдений за изменением осадок реального сооружения в процессе строительства и за начальный период его эксплуатации [131]. В ходе проводимых исследований определялись пределы применимости теории упругости для расчетов подземной части зданий с применением системы геотехнических массивов в слабых водонасыщенных грунтах.

2.7.1 Методика проведения штамповых испытаний закрепленного массива грунта статическими нагрузками

Цель проводимых исследований - определение деформационных характеристик (модуля общих деформаций). Опыты проводятся согласно рекомендациям, изложенным в ГОСТ на проведение полевых испытаний грунта. [40]. Количество проводимых испытаний на каждой опытной площадке не менее трех. Испытания проводятся непосредственно с поверхности искусственно улучшенного основания.

Все опыты проводились с использованием жестких штампов: железобетонный круглый штамп площадью – 10000 см² - диаметром – 112,8 см; металлический круглый штамп площадью 5000 см² - диаметром – 79,8 см; металлический круглый штамп площадью 2500 см² - диаметром – 56,4 см; металлический круглый штамп площадью 600 см² - диаметром – 27,6 см. Для нагружения штампов использовались гидравлические домкраты с гидравлическими стабилизаторами давлений. Осадки штампов определялись по трем прогибомерам системы Аристова (точность определения – 0,01 мм). При установке металлических и железобетонных

штампов все неровности поверхности грунтового основания устранялись тонкой песчаной подсыпкой для обеспечения сплошного непрерывного контакта штампа с основанием.

Для проведения испытаний была сконструирована и изготовлена оригинальная нагрузочная платформа, обеспечивающая пригруз весом не менее 50 тонн. (Рис.2.30).



Рис.2.30. Общий вид установки штамповых испытаний

Порядок проведения испытаний:

Этап №1. Обжатие основания.

Нагрузку на штамп увеличивают ступенями давлений $\Delta p = 0,05$ МПа ($0,5 \text{ кгс/см}^2$) до величины предельное давление на основание - $p_{\text{пр}}$, определяемой проектом.

Каждую ступень давления выдерживают до условной стабилизации деформации грунта (осадки штампа). За критерий условной стабилизации деформации принимают скорость осадки штампа, не превышающую $0,1$ мм за время t , равное 2 часам. Отсчеты по индикаторам на каждой ступени нагружения производят: в течение первого часа - через каждые 15 мин; в течение второго часа – через каждые 30 мин; далее - через 1 ч. до условной стабилизации деформации грунта.

Этап №2. Нагружение основания.

Снять нагрузку обжатия основания. Модуль общих деформаций грунта определяется в интервале $0,15 \dots (p_{\text{пр}} + 0,1)$ МПа. Нагрузку на штамп увеличивают ступенями давлений $\Delta p = 0,05$ МПа ($0,5 \text{ кгс/см}^2$). Каждую ступень давления выдерживают до условной стабилизации деформации грунта (осадки штампа). За критерий условной стабилизации деформации принимается скорость осадки штампа, не превышающая $0,1$ мм за время t , равное 2 часам.

По результатам испытаний ведется полевой журнал и строится графическая зависимость «нагрузка – осадка». Постановочные эксперименты по определению влияния площади штампа на величину модуля деформации показали, что в пределах действующих величин усилий на основание наиболее достоверные результаты получены при использовании штампа площадью 5000 см² (Рис.2.31).

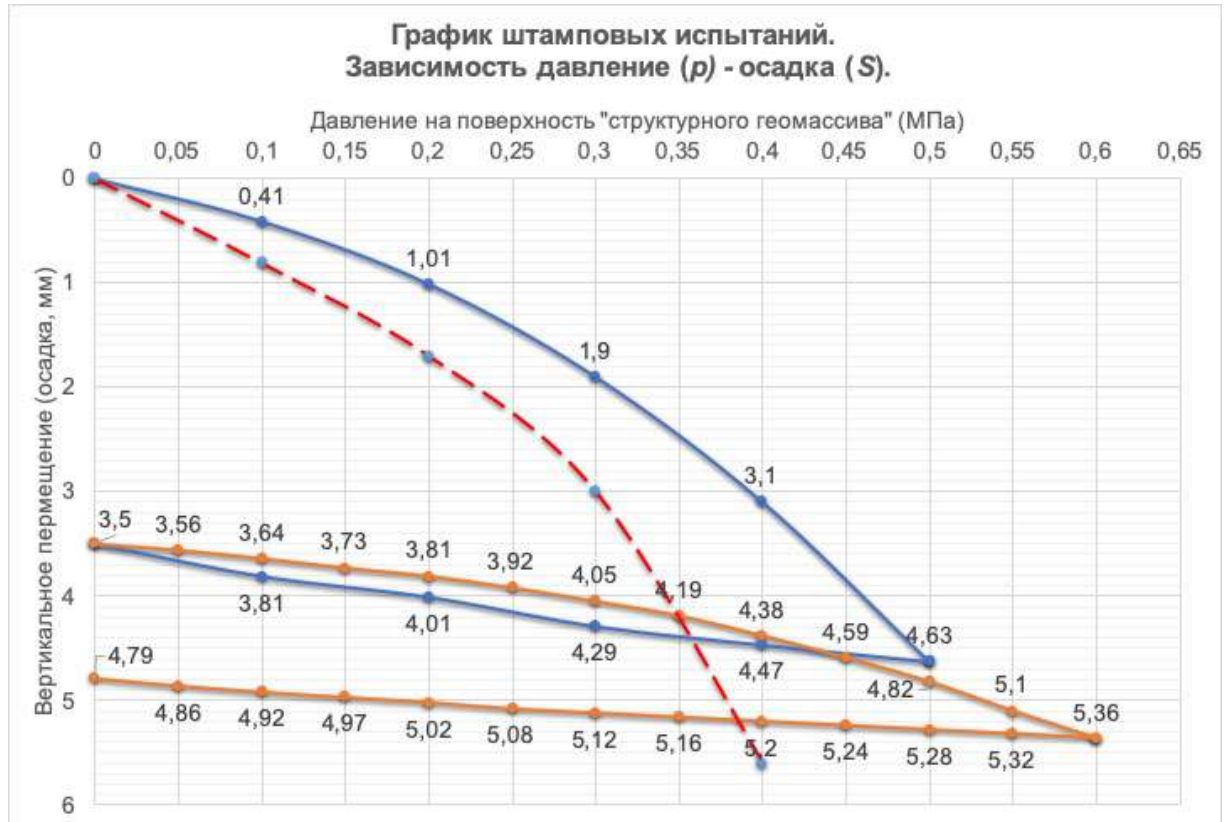


Рис.2.31. Графики штамповых испытаний, оценка влияния площади штампа на величину опытной осадки (эффективный модуль – 60 МПа)

Модуль деформации грунта E , МПа, вычисляется для линейного участка графика по формуле:

$$E = (1 - \nu^2) K_p K_1 D \frac{\Delta p}{\Delta S} \quad (2.24)$$

ν - коэффициент Пуассона, принят равным 0,35 , как для пылевато-глинистых грунтов;
 $K_p = 1,0$ – коэффициент, при испытании грунта в котловане;

$K_1 = 0,79$ – коэффициент принимаемый для круглого жесткого штампа;

D – диаметр штампа (см);

$\Delta p = p_n - p_0$ – приращение давления на штамп (кг/см²);

$\Delta S = s_n - s_0$ – приращение осадки штампа (см);

2.7.2 Полевые работы по определению эффективного модуля деформации вертикально армированного искусственного основания [106]

По разработанному плану проведения экспериментов для определения эффективного модуля деформации выполненной системы геотехнических массивов были проведены полевые штамповые испытания основания статической нагрузкой. Сопоставительные испытания проводились на трех опытных площадках в характерных инженерно-геологических условиях региона в городах Пермь, Краснодар, Уфа (Рис.2.32...2.34).

Площадка №1. Пермский край.

В геоморфологическом отношении площадки расположены на IV левобережной надпойменной террасы р. Кама. Суглинок мягкопластичной, реже тугопластичной консистенции. Модуль деформации – $E = 6,1..8,4$ МПа. Суглинок текучепластичной и текучей консистенции, Модуль деформации $4,3... 5,5$ МПа. Мощность - $8,0...10,0$ м.

Площадка №2. Краснодарский край.

Отложения поймы р. Кубань Переслаивание глин, суглинков, песков пылеватых. Глины зеленовато-бурые, плотные, полутвердые. Суглинки иловатые, текучепластичные, с редкими хорошо перегнившими растительными остатками. Пески пылеватые, синевато-серые, глинистые, водонасыщенные. Залегают толща переслаивания до глубин 12.6-14.5 м. Компрессионный модуль деформации грунта равен 2.7 МПа.

Площадка №3. г. Уфа.

В геоморфологическом отношении участок приурочен к верхней части правого коренного склона долины р. Белой. Представлено суглинком от тугопластичной до мягкопластичной консистенции, иловатым, с прослоями торфа среднеразложившегося, с прослойками (до 0,1 м) песка пылеватого, водонасыщенного. Мощность толщи слабых грунтов распространяется 5.6-9.5 м. Компрессионный модуль деформации грунта - 3.5 МПа

Гидрогеологические условия площадок характеризуются развитием одного водоносного горизонта. Водовмещающие породы – суглинки, пески, глины, относительным водоупором служат плотные глины. Воды пластово-порового типа, безнапорные. Питание подземных вод происходит за счет инфильтрации атмосферных осадков и утечек из водонесущих коммуникаций.

На всех площадках была выполнена система геотехнических массивов в виде вертикально армированного жесткими грунтобетонными элементами основания на глубину толщи слабых грунтов и устройства по периметру сплошной грунтобетонной вертикальной стенки. Расчетный эффективный модуль основания принят в диапазоне 60...80 МПа.

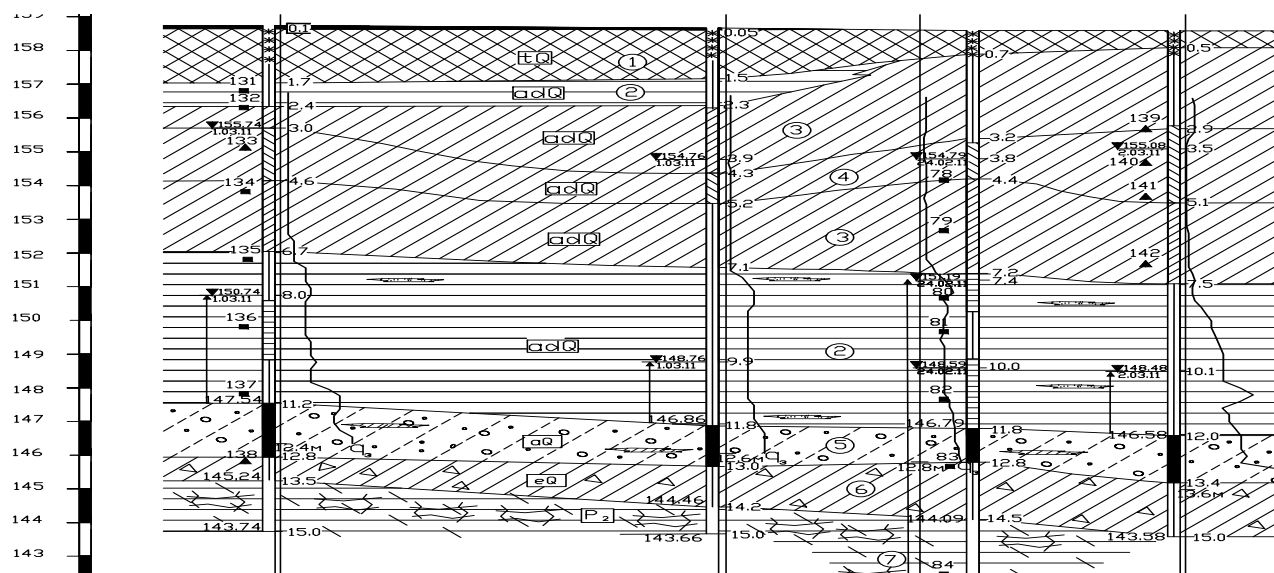


Рис.2.32. Геологический разрез опытной площадки №1 (г. Пермь)

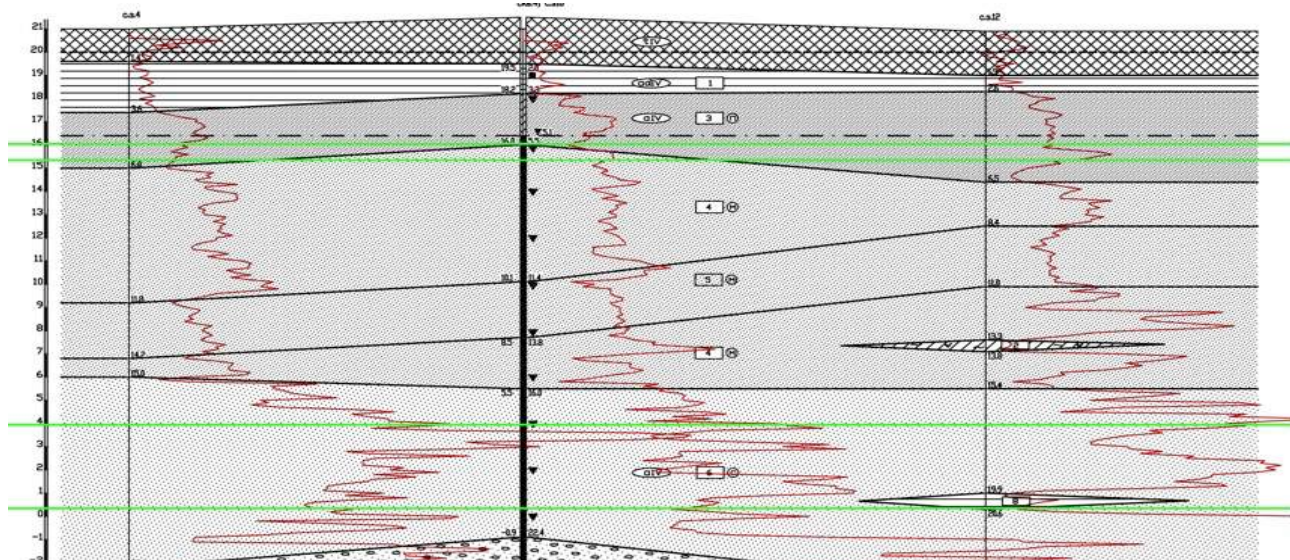


Рис.2.33. Геологический разрез опытной площадки №2 (г. Краснодар)

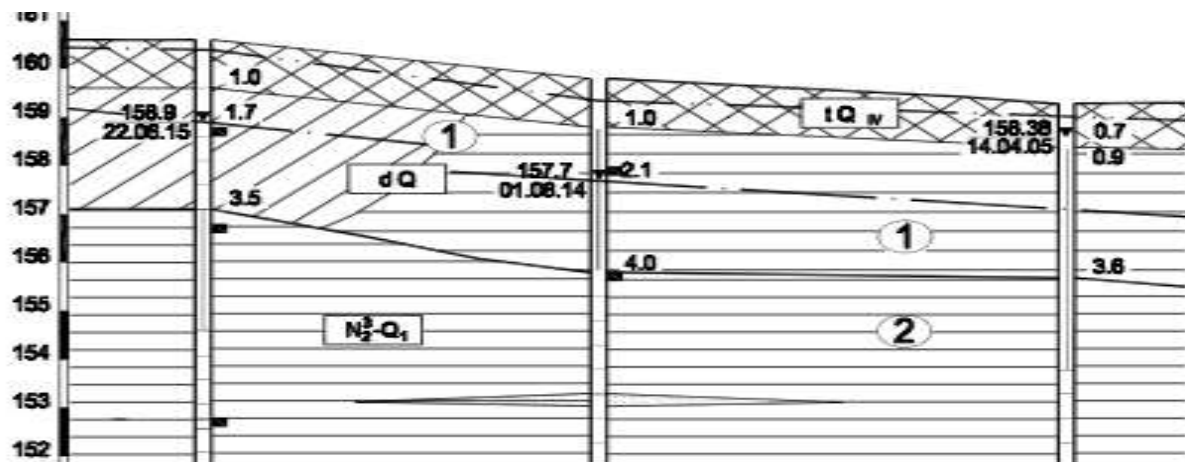


Рис.2.34. Геологический разрез площадки №3 (г. Уфа)

После выполнения работ по устройству геотехнических массивов определялись фактические величины параметров грунтобетонных элементов (размеры и модуль деформации) и эффективный модуль деформации искусственного основания пересчитывался с учетом этих значений. Сопоставление расчетных значений эффективного модуля деформации и значений, полученных в ходе штамповых испытаний статической нагрузкой (Табл.2.4) показали достоверность предлагаемой зависимости (2.25) и возможность ее использования для предварительного определения деформационных характеристик горизонтальных геотехнических массивов, как для трансверсально-изотропной среды:

$$E_{\text{мас}} = \alpha E_{\text{ар}} + (1 - \alpha) E_{\text{гр}}, \quad (2.25)$$

где: $\alpha = V_{\text{ар}}/V_{\text{гр}}$ – коэффициент, характеризующий объемную долю армирующих элементов в массиве грунта; $V_{\text{гр}}$ – объем усиливаемого армированием грунта; $V_{\text{ар}}$ – объем армирующих элементов; $E_{\text{ар}}$, $E_{\text{гр}}$ – расчетные значения модуля упругости армирующих элементов и модуля деформации грунта.

Как и следовало ожидать, наибольшее значение эффективный модуль деформации получает, когда общий модуль деформации и диаметр армирующих элементов принимают максимальные значения, а расстояние между центрами армирующих элементов – минимальные. При увеличении общего модуля деформации основания наблюдается незначительное увеличение приведенного модуля деформации геомассива.

При увеличении диаметра армирующих элементов на начальных этапах происходит заметное увеличение приведенного модуля деформации. Очевидно, что диаметр армирующих элементов не следует увеличивать до бесконечности, это не оправдывается большим расходом цементного раствора для образования грунтоцементного элемента.

При увеличении расстояния между центрами армирующих элементов происходит заметное уменьшение приведенного модуля деформации. Это свидетельствует об ограничении расстояния между элементами для эффективного решения задач. Как отмечалось ранее, основным отличием данной технологии является отсутствие необходимости полной цементации массива грунта, о чем и свидетельствует уменьшение данного параметра.

Изменение природного модуля общих деформаций исходного грунта весьма мало сказывается на изменении эффективного модуля деформации «структурного геомассива».

Полученные экспериментальные данные по определению эффективного модуля деформации «структурного геомассива» по результатам испытаний статической нагрузкой позволили получить функциональную зависимость от конструктивных параметров. Далее необходимо проверить сходимость полученной зависимости с расчетным эффективным модулем деформации, полученным на основании наблюдений за осадками зданий, построенных на основании «структурный геомассив».

Таблица 2.4. Результаты полевых штамповых испытаний искусственного армированного основания

№	Характеристика объекта	E_0 (МПа)	D эл.-пр. (м)	D эл-изм, (м)	E эф,пр (МПа)	E эф,р (МПа)	Eэф,ф (МПа)
1	2	3	4	5	6	7	8
1	Краснодар, ул. Северная - ул. Аэродромная Расчетное давление на основание $p = 0,45$ МПа.	12,0	1,2	1,4	50,0	55,0	59,2 72,2
2	Краснодар, ул. Советская - Кубанская набережная. Расчетное давление на основание $p = 0,27$ МПа.	7,5	1,2	1,4	30,0	35,0	30,3 31,5
3	Краснодар, ул. Курортная Жилой комплекс «Курортный берег». Расчетное давление на основание $p = 0,40$ МПа.	14,5	1,2	1,4	30,0	35,0	73,1 80,1 92,0
4	Краснодар, ул. Автолюбителей. Жилой комплекс «Парусная регата». Расчетное давление на основание $p = 0,52$ МПа.	8,5	1,4	1,4	100	100	99,2 105,9
5	Краснодар, Кубанская набережная, 19 – этажный жилой комплекс «Солнечный дом». Расчетное давление на основание $p = 0,48$ МПа.	5,9	1,2	1,4	120	130	121 138
6	Краснодар, ул. Морская. Расчетное давление на основание $p = 0,43$ МПа.	3,5	1,2	1,4	40	45	45,7 59,5
7	Краснодар, ул. Октябрьская. Расчетное давление на основание $p = 0,42$ МПа.	2,1	1,2	1,4	43	50	51,2 56,5
8	Краснодар, ул. Дальняя. Многоэтажные дома с подземной автостоянкой. Расчетное давление на основание $p = 0,48$ МПа.	14,5	1,2	1,4	40	45	42,6 57,0 46,9
9	Краснодар, ул. Кондратенко Многоэтажные жилые дома с подземной автостоянкой Расчетное давление на основание $p = 0,50$ МПа.	10,0	1,2	1,4	60	80	90,7 98,8
10	Краснодар, ул. Гаражная. Многоэтажные жилые дома с подземной автостоянкой . Расчетное давление на основание $p = 0,55$ МПа.	10,0	1,5	1,5	90	90	102,4 113,7 106,8

Продолжение таблицы 2.4.

1	2	3	4	5	6	7	8
11	Самара, ул. Калужская. 24 – этажный жилой дом с подземным гаражом. Расчетное давление на основание $p = 0,45$ МПа.	6,0	1,2	1,4	30	35	50,3 52,1
12	Ростов, ул. Мечникова. Многоэтажный жилой комплекс. Расчетное давление на основание $p = 0,55$ МПа	10,0	1,5	1,5	50	50	61,5 64,3
13	Уфа, ул. Р. Зорге, 25 этажный жилой дом. Расчетное давление на основание $p = 0,5$ МПа.	20,0	1,1	1,2	46	70	92,2 95,4
14	Уфа, Многофункциональный комплекс «Смарт-парк Уфа». Расчетное давление на основание $p = 0,8$ МПа.	40,0	1,1	1,2	70	90	102,5 115,3 141,9
15	Уфа, ул. Коммунистическая. Многоэтажный жилой комплекс. Расчетное давление на основание $p = 0,45$ МПа.	16,0	1,2	1,3	40	45	45,3 59,0
16	Пермь, ул. Красноармейская, Жилой дом с подземной автостоянкой. расчетное давление на основание $p = 0,35$ МПа	8,0	1,0	1,1	45	55	61,2 65,3
17	Пермь, ул. Островского, 60. 17 – этажный жилой дом. Расчетное давление на основание $p = 0,35$ МПа.	6,5	1,1	1,2	40	45	51,0 58,9
18	Пермь, Разгуляй. Административное здание. Расчетное давление на основание $p = 0,3$ МПа.	4,5	1,2	1,5	30	40	40,5 41,5
19	Березники, Многоэтажные жилые дома в квартале №16. Расчетное давление на основание $p = 0,15$ МПа.	4,0	1,2	1,2	40	40	46,3 61,8
20	Тюмень, Многоэтажный административный комплекс. Расчетное давление на основание $p = 0,6$ МПа	11,5	1,5	1,55	100	105	102,5 106,4

2.8 Натурные наблюдения за развитием осадок зданий в системе геотехнических массивов в строительный и эксплуатационный периоды

Основным методом контроля правильности принятого геотехнического решения является мониторинг за состоянием геотехнической ситуации, и в частности геодезические наблюдения за развитием осадок зданий и сооружений, их анализ и прогноз дальнейшего поведения. Поэтому большой интерес представляет разработка метода перспективного прогноза осадок зданий, расположенных в системе геотехнических массивов, основанного на данных краткосрочных наблюдений за их развитием в процессе строительства или начального периода эксплуатации [248].

Данные геодезических наблюдений в строительный период показывают зависимость развития осадок с ростом давления на основание. Ее можно трансформировать в зависимость развития осадок при мгновенно приложенной постоянной величине действующего давления. По результатам такого прогноза оценивается правильность принятого проектного решения или необходимость проведения дополнительных мероприятий по повышению деформационных характеристик основания.

Данные наблюдений в эксплуатационный период показывают возможные изменения геотехнической ситуации за счет изменения входных параметров системы (ухудшение инженерно-геологических и гидрогеологических условий; превышение проектного уровня давление на основание, повреждение и разрушение конструкции подземных частей зданий и сооружений; влияние вновь возводимых сооружений на окружающую застройку. Анализ результатов таких наблюдений позволяет оперативно принимать мероприятия по предотвращению аварийных ситуаций [18].

2.8.1 Наблюдение за динамикой изменение физико-механических характеристик грунтовых оснований при подтоплении [90,94,100, 287]

В реальных условиях грунтовые основания, находящиеся под действием эксплуатационных нагрузок и воздействий внешней среды, могут приобретать локальную неоднородность, характеризоваться нелинейным законом деформирования, реологическими свойствами и склонностью к нарушению структурных связей. Непрерывно протекающие в грунтовой среде сложные процессы, вызванные природными гидрогеологическими, климатическими и антропогенными факторами, оказывают существенное влияние на структуру и физико-механические свойства грунтов, как в плане, так и по глубине основания.

В зависимости от особенностей режима подземных вод и от глубины заложения фундамента сооружений, их основания могут оказаться под постоянным или временным воздействием подземных вод. Если уровень горизонта этих вод располагается ниже активной зоны оснований сооружений, они все равно могут подвергаться временному или постоянному воздействию капиллярных вод, вызывающих водонасыщение грунтов. Регресс механических свойств грунтов приводит к развитию неоднородностей грунтовой среды основания и к существенному усложнению моделей, описывающих процессы их деформирования под нагрузкой.

Факторы подтопления территорий можно подразделить на природные (естественные) и техногенные (искусственные). Из природных факторов основными являются инфильтрация атмосферных осадков (дождевые и талые воды), рельеф и геолого-литологическое строение. Инфильтрации атмосферных осадков избежать невозможно, однако ее можно существенно уменьшить посредством организации поверхностного стока. Грунты, слагающие верхнюю часть разреза на территории города, большей частью тяжелого минерального состава (глины, суглинки) с низкими фильтрационными свойствами, что вызывает подпор потока грунтовых вод с вышележащих участков и способствует развитию подтопления.

В районах городской и промышленной застройки образуется техногенная верховодка. Постепенно техногенная верховодка сливается с порово-грунтовыми водами, обводняя всю толщу четвертичных отложений.

Динамика изменения уровня первого водоносного горизонта на примере площадки наблюдения в Мотовилихинском районе г. Перми показана на рис.2.35.

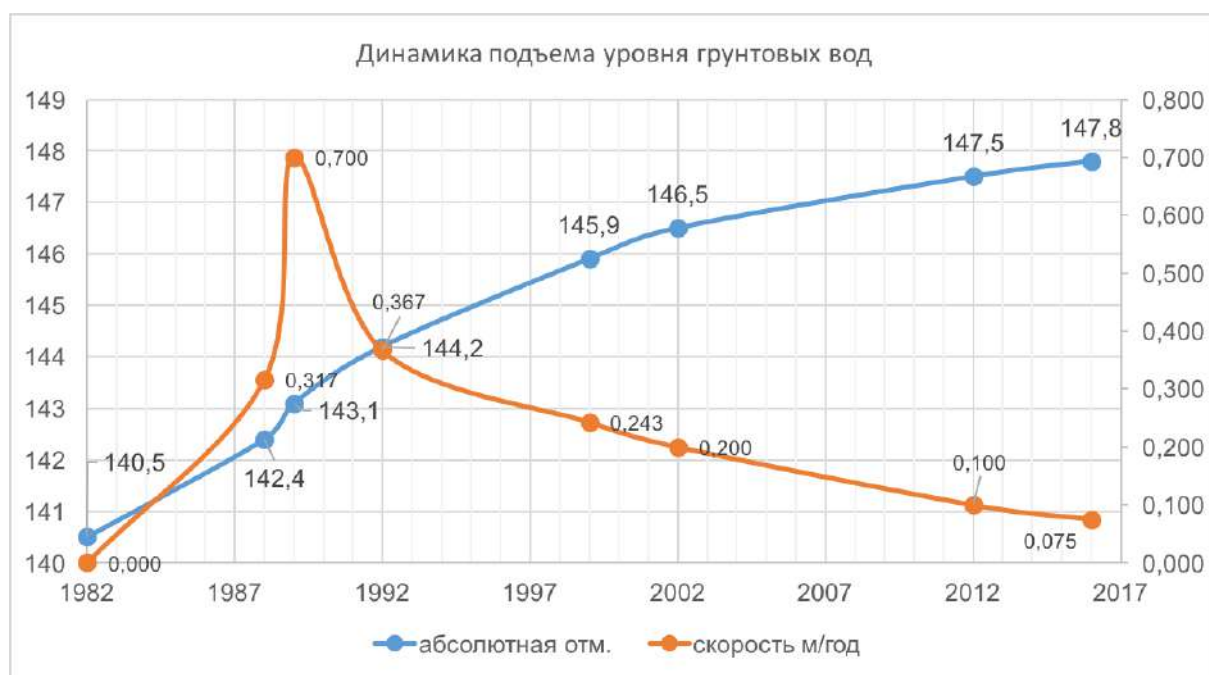


Рис.2.35. Динамика изменения уровня грунтовых вод

Как отмечает З.Г. Тер-Мартirosян [199], геомеханические процессы, протекающие в массивах многофазных грунтов, являются наиболее распространенной и активной формой проявления общих экзогенных (поверхностных) процессов в верхних слоях земной коры. Это связано с наибольшей распространенностью осадочных пород и их непосредственным контактом с атмосферой и поверхностной гидросферой, а также с активной инженерной деятельностью человека в пределах распространения осадочных толщ. При техногенном подтоплении происходит переформирование вещества в виде появления у грунтов новых признаков в составе, свойствах, изменений структуры, массы, плотности, прочности, проницаемости и т.п. Физико-химические слагаемые техногенной эволюции грунтов представлены, главным образом, следующими процессами: растворение твердофазовых компонентов грунтов в растворах кислот и щелочей; гидратация и гидролиз природных и искусственных силикатов и алюмосиликатов и сопутствующие процессы. При воздействии сернокислых вод на глинистые грунты интенсивность и последовательность протекающих процессов в значительной степени зависит от их состава. Уменьшается плотность и прочность грунтов, а скорость фильтрации повышается. Разрушению подвергаются глинистые минералы. Комплекс протекающих процессов способствует значительному ухудшению прочностных и деформационных свойств грунтов. Щелочной гидролиз глинистых минералов и грунтов развивается при подтоплении щелочными водами. Интенсивность и направленность процессов, характер и степень их трансформации при щелочном гидролизе зависят от концентрации щелочи. Совокупность протекающих в системах процессов способствует диспергации агрегатов глинистых частиц, увеличению набухаемости грунтов в 2-3 раза по сравнению с величинами этого показателя в водной среде, уменьшению их плотности и прочности.

Подъем уровня подземных вод на значительных территориях г. Перми привел к негативным последствиям, основными из которых являются существенное ухудшение деформационных и прочностных характеристик водонасыщенных грунтов: увеличение коэффициента пористости, степени водонасыщенности, уменьшение удельного сцепления, угла внутреннего трения, модуля деформации.

В таблице 2.5 приведены характеристики аллювиально-делювиальных суглинков характерных площадок строительства на период 1965-1966 гг.; в таблице 2.6 показаны характеристики для аналогичных грунтов, определенные в период 1998-2000 гг. Анализ приведенных в таблицах данных показывает, что с увеличением степени водонасыщенности грунтов с значений 0,6...0,7 до значений 0,9...1,0, больше всего изменилась основная деформационная характеристика грунта – модуль деформации, он снизился 1,8...2,0 раза, и его средняя величина достигла значения 5,0...6,0 МПа.

Таблица 2.5.

Физико-механические характеристики аллювиально-делювиальных суглинков
(данные 1965-1966 гг.)

Характеристика	Микрорайон Бахарева	ул. Тимирязева	Городские горки - Мотовилиха				
			ул. Крупской, 41, 43, 45	ул. Студенческая, 18, 22, 24, 26	ул. Дружбы, 23, 25, 27	ул. Ким, 92	ул. Тургенева, 12, 14, 18/1
Плотность, г/см ³	1,82	1,83	1,93	1,93	1,91	1,89	1,93
Природная влажность, д.ед.	0,24	0,24	0,246	0,268	0,249	0,233	0,268
Число пластичности, д.ед.	0,13	0,101	0,121	0,150	0,117	0,127	0,147
Показатель текучести, д.ед.	0,21	0,26	0,38	0,380	0,405	0,35	0,39
Степень водонасыщенности, д.ед.	0,606	0,58	0,88	0,93	0,88	0,83	0,97
Коэффициент пористости, д.ед.	0,72	0,76	0,75	0,775	0,771	0,766	0,739
Удельное сцепление, КПа	29	25	40	40	40	35	38
Угол внутреннего трения, град	17	22	22	22	22	19	21
Модуль деформации, МПа	14	5...7	10	10	10	10	10

Таблица 2.6.

Физико-механические характеристики аллювиально-делювиальных суглинков
(данные 1998-2000 гг.)

Характеристика	Городские горки - Мотовилиха				Микрорайон Балатово		
	ул. Уральская, 113	ул. Крупской, 43, 45	ул. Р. Землячки , 8	ул. Р. Землячки , 12	ПО «МОРИОН»	ул. Снайперов, 9	ул. Мира, 16
Плотность, г/см ³	1,83	1,77	1,81	1,83	1,76	1,81	1,84
Природная влажность, д.ед.	0,27	0,305	0,252	0,274	0,234	0,265	0,26
Показатель текучести, д.ед.	0,58	0,715	0,58	0,64	0,702	0,66	0,82
Степень водонасыщенности, д.ед.	0,988	1,035	0,796	0,86	0,721	0,845	0,865
Коэффициент пористости, д.ед.	0,849	0,800	0,872	0,849	0,838	0,854	0,814
Удельное сцепление, КПа	20	17	22	20	11	8	5
Угол внутреннего трения, град	14	9	9	18	17	13	20
Модуль деформации, МПа	6	8,5	6,17	13	4,5	5,55	8,4

В большинстве случаев эти грунты нельзя использовать в качестве оснований, без проведения предварительных мероприятий, к которым относятся устройство песчаных подушек; вертикальных дрен или искусственно улучшенных оснований.

Исследуемый автором структурный геотехнический массив, устраиваемых с помощью технологии струйной цементации грунта, является искусственно улучшенным основанием с проектируемыми физико-механическими характеристиками. Она устраивается в тех случаях когда строительные свойства основания весьма неудовлетворительны, и компенсация их воздействия модификацией других компонентов геотехнической системы является нецелесообразной или экономически неэффективной. Покажем возможности применения такой системы на реальных объектах и мониторинговый контроль за ее техническим состоянием.

Для сравнительного анализа зависимостей развития были выбраны два однотипные высотные жилые здания в г. Перми, план здания показан на рис 2.36.

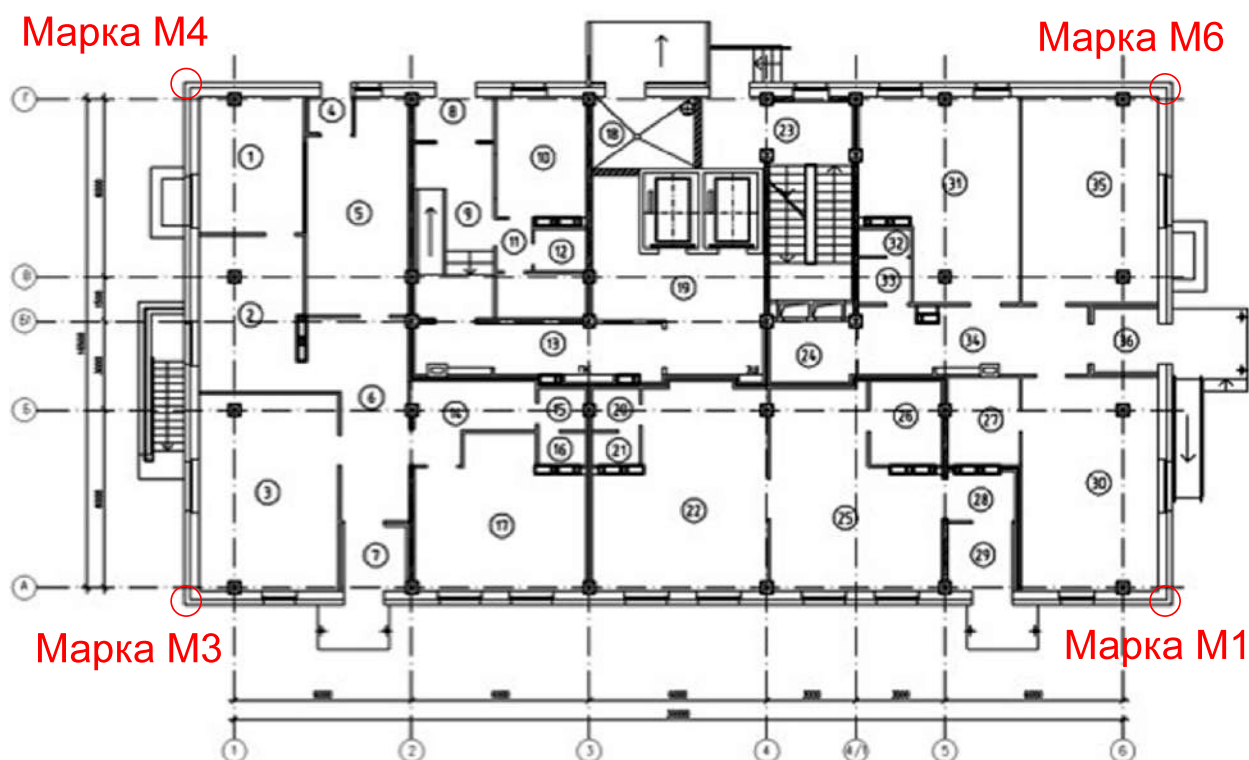


Рис.2.36. План здания с местами установки геодезических марок

По конструктивной схеме здание рамно-связевое, с полным железобетонным каркасом по «Унифицированной системе сборно-монолитного без ригельного каркаса КУБ 2.5»,

размеры в плане 15,0 x 30,0 м. Фундамент – железобетонная монолитная плита толщиной 900 мм.

Здания расположены на площадках со сходными в генетическом отношении инженерно-геологическими условиями: в геоморфологическом отношении площадки располагаются на делювиальном склоне IV левобережной надпойменной террасы р. Камы. В геологическом строении площадки принимают участие терригенные породы, (аргиллиты с прослоями песчаника) уфимского яруса нижней перми, перекрытые четвертичными аллювиальными отложениями (суглинками). Основной несущий слой грунта - суглинок легкий и тяжелый пылеватый, мягко- и текучепластичный, с линзами супеси. Модуль деформации $E = 7,5 \dots 9,5$ МПа. Степень водонасыщенности (I_r) составляет 0,8...0,9.

Ниже расположен суглинок легкий и тяжелый пылеватый, от тугопластичного до полутвердого, с линзами глины. Модуль деформации $E = 10,5 \dots 13,5$ МПа. Степень водонасыщенности (I_r) составляет 0,75...0,85.

В основании разреза на глубинах 14...16 метров от поверхности залегает аргиллит сильновыветрелый с прослоями песчаника. Модуль общих деформаций $E = 26,0 \dots 28,5$ МПа.

Подземные воды встречены на глубине 2,2...3,0 м, в суглинках мягко- и текучепластичной консистенции. Установившийся уровень зафиксирован на глубине 1,9...3,0м.

При устройстве первого этажа зданий на колоннах были установлены геодезические марки и выполнялись периодические измерения вертикальных перемещений конструкций в строительный период. Среднее давление под подошвой фундаментной плиты от постоянных нагрузок составляет 200 КПа. Продолжительность строительства составила 8 месяцев, временной график нагружения основания (рис.2.37) принят линейным с шагом увеличения давления 25 КПа/месяц.

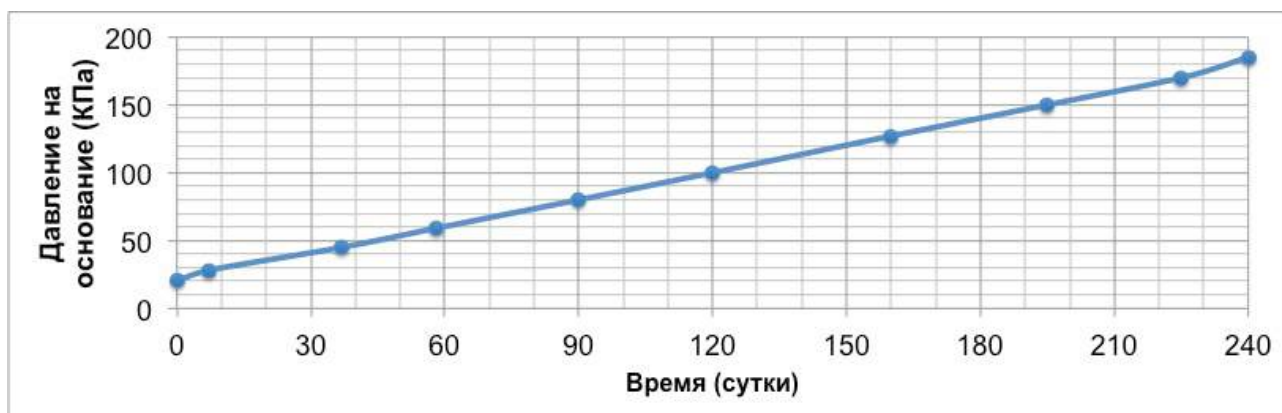


Рис.2.37. График нагружения основания.

2.8.2 Наблюдение за развитием осадок здания на основании «структурный геомассив» в строительный период возведения надземной части [97]

Здание №1 сразу же строилось на искусственно улучшенном основании «структурный геомассив» с эффективным модулем деформации равным 40 МПа.

График развития осадок приведен на рис. 2.38. Абсолютная осадка на период наблюдений составляла 30...35 мм при допустимой величине 100 мм, относительная разность осадок 0,001...0,0014 при допустимой величине 0,002.

Анализ графиков по различным контрольным показал, что развитие осадок происходило в соответствии с графиком нагружения за счет фильтрационного уплотнения основания без развития процессов ползучести. Критическая нагрузка на основание 150 КПа была достигнута на сроке 5 месяцев, к этому времени армирующие грунтобетонные элементы набрали проектную прочность и обеспечили искусственному основанию «структурный геомассив» требуемые деформационные характеристики. Собственные деформации ползучести грунтобетона на сроке «старения» 150 суток весьма малы, и, следовательно малы и деформации всего основания. В этом случае прогноз развития осадок в начальный период эксплуатации здания можно выполнять на основании зависимости изменения скорости развития осадок.

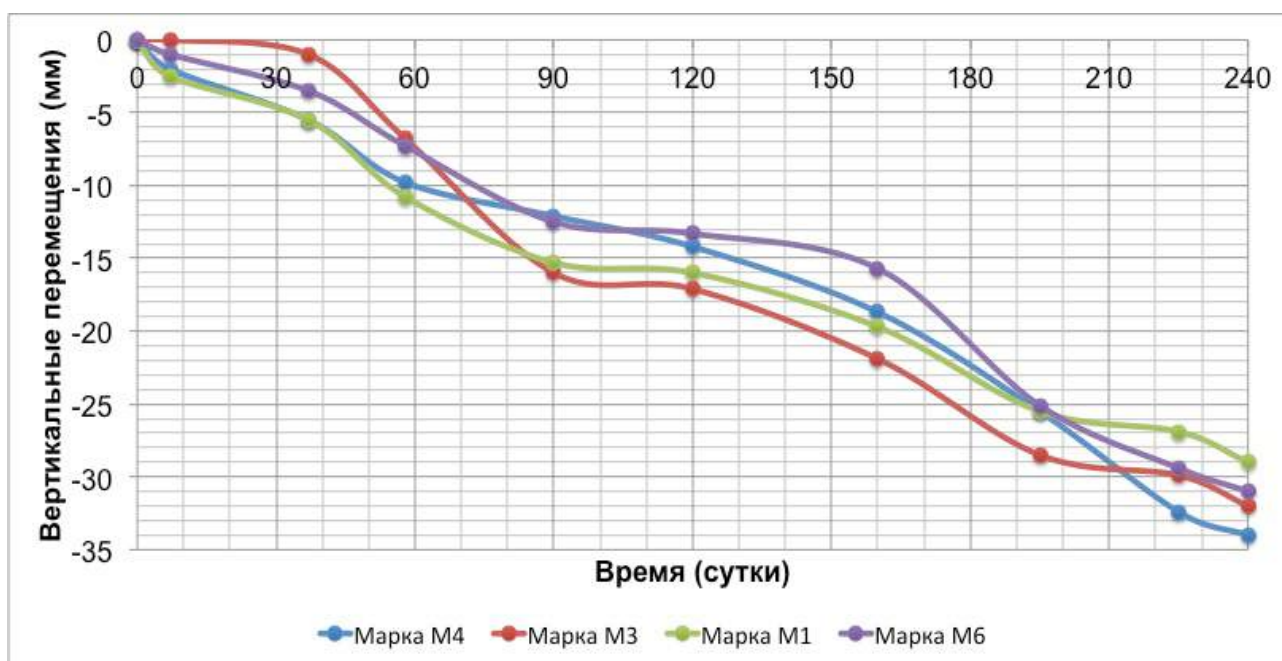


Рис.2.38. График развития осадок здания №1 в строительный период

По результатам наблюдений за осадками был построен график изменения скорости деформаций во время строительства, зависимости скорости развития осадок от величины осадок и зависимости ускорения от скорости развития осадок (Рис.2.39).

Расчетные параметры консолидации определенные по полученной зависимости: $t_c = 8$ мес.; $p_c = 200$ КПа; $s_{\phi} = 49,3$ мм; $N = 0,126 \text{ мес}^{-1}$. Выражение для определения расчетной осадки во времени в этом случае имеет вид:

$$s(t) = 49,3(1 - 0,063e^{-0,126t}) \quad (2.27)$$

График развития осадки во времени, рассчитанный по этой зависимости и полученные в ходе дальнейших геодезических наблюдений за период 38 месяцев после окончания строительства приведены на рис. 2.40. Проведенное сравнение показало их хорошую сходимость и возможность применения данной методики для прогнозирования осадок основания «структурный геомассив».

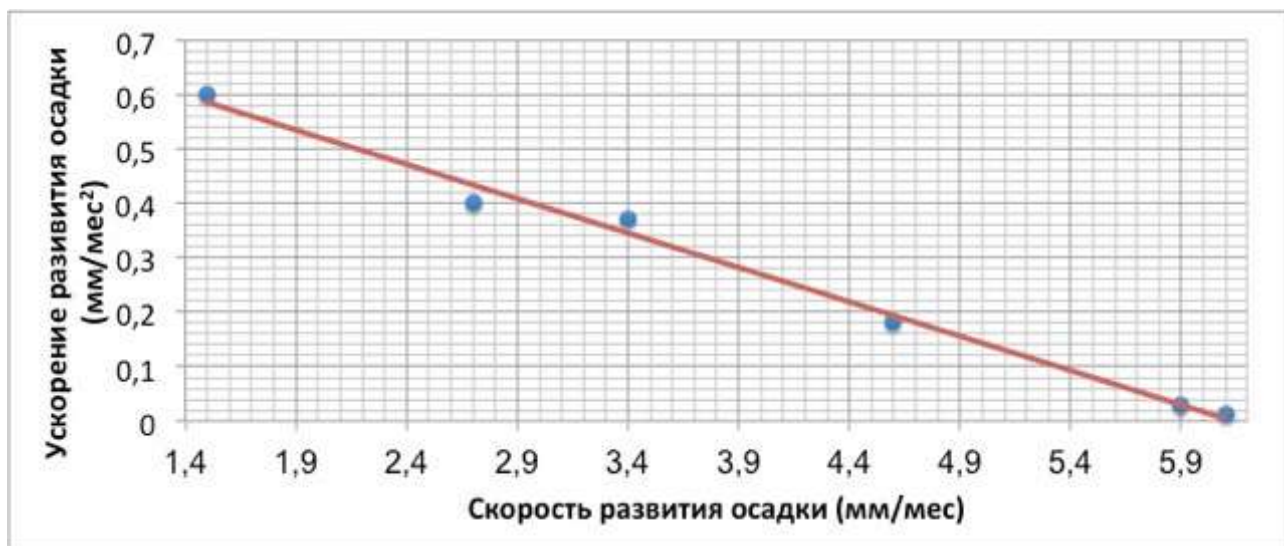


Рис.2.39 . График зависимости ускорение-скорость развития осадки (Здание №1)

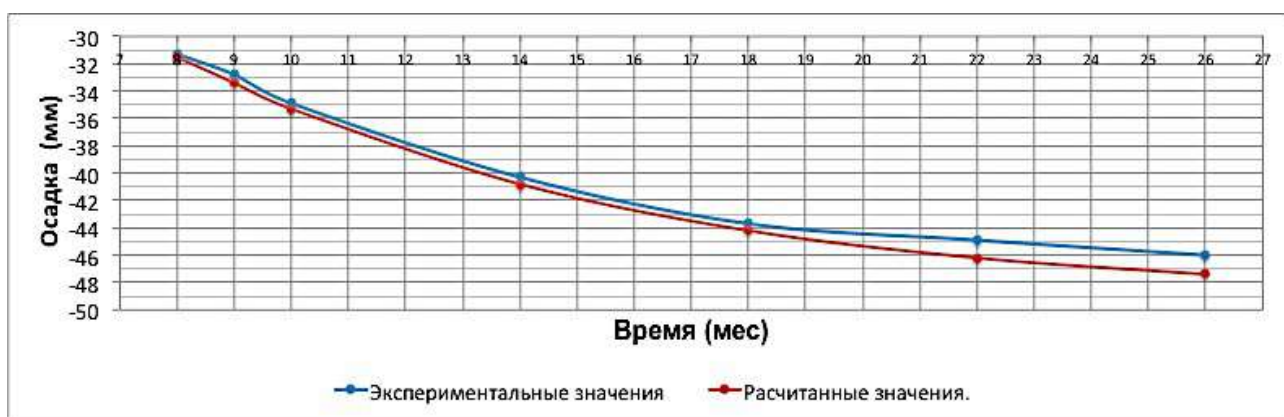


Рис.2.40. График развития осадок здания №1 при постоянной величине давления на основание 200 КПа

2.8.3 Наблюдение за развитием осадок здания при постоянном уровне давления на основание [99]

Здание №2 строилось на естественном основании, с природными физико-механическими характеристиками грунтов. График развития осадок приведен на рис.4. Здание испытало неравномерные деформации с общей тенденцией развития крена и увеличения осадок здания от марки №1 к марке №4.

Абсолютная осадка на период наблюдений составляла 80...250 мм при допустимой величине 100 мм, относительная разность осадок 0,0026...0,0044 при допустимой величине 0,002.

Анализ развития осадок основания в строительный период (Рис.2.41) показал их нелинейный рост по сравнению с возрастанием давления на основание. Основной рост нелинейности начался на сроке нагружения 5 месяцев, при нагрузке на основание 150 КПа.

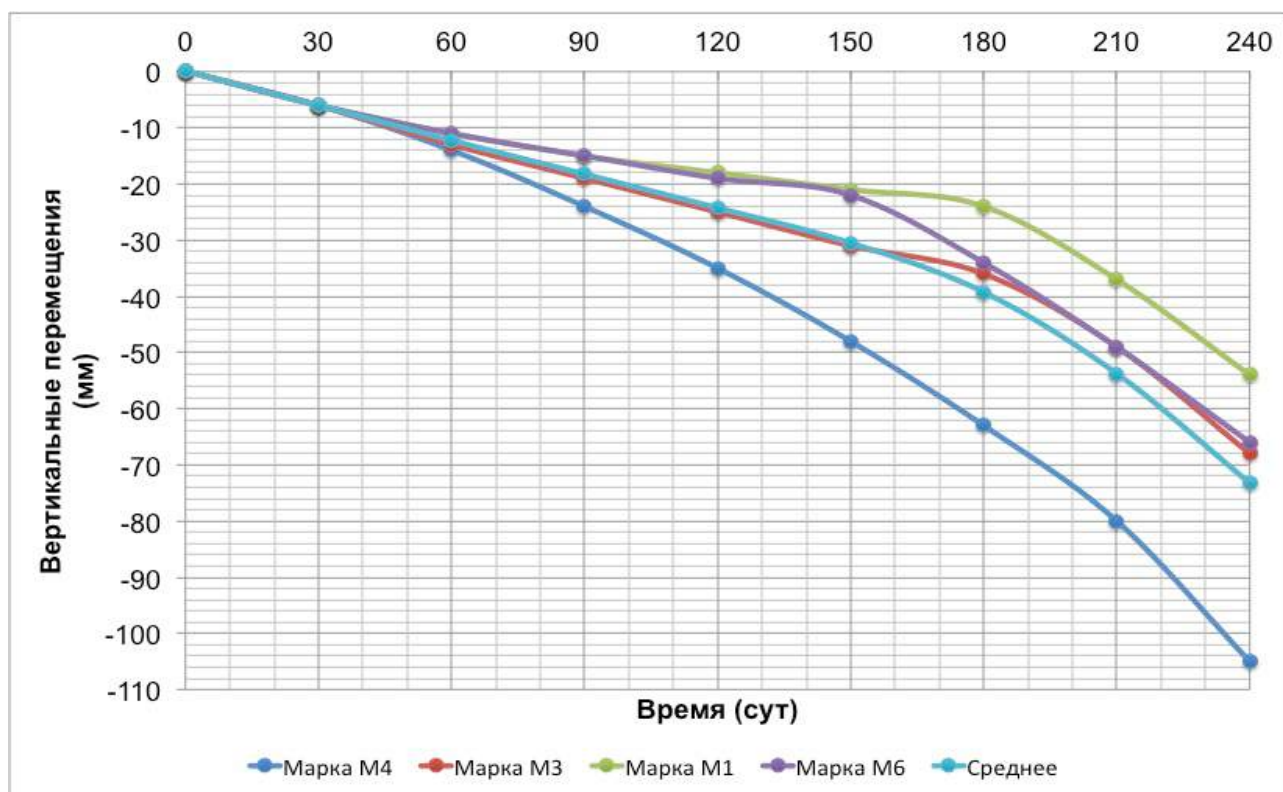


Рис.2.41. График развития осадок здания №2 в строительный период

Такой характер развития осадок может быть связан с развитием процесса ползучести в слое текучепластичных суглинков. При этом скорости нарастания осадок пропорциональны мощности слабых грунтов, максимальные скорости были достигнуты у оси 1. При развитии крена здания происходит перераспределение давления под фундаментной плитой, с

увеличением их в зоне максимальных осадок, и без внешних воздействий ползучесть может стать прогрессирующей.

Проведенные автором исследование показали, что модули деформации глинистых грунтов существенно зависят от их влажности (Рис.2.42).

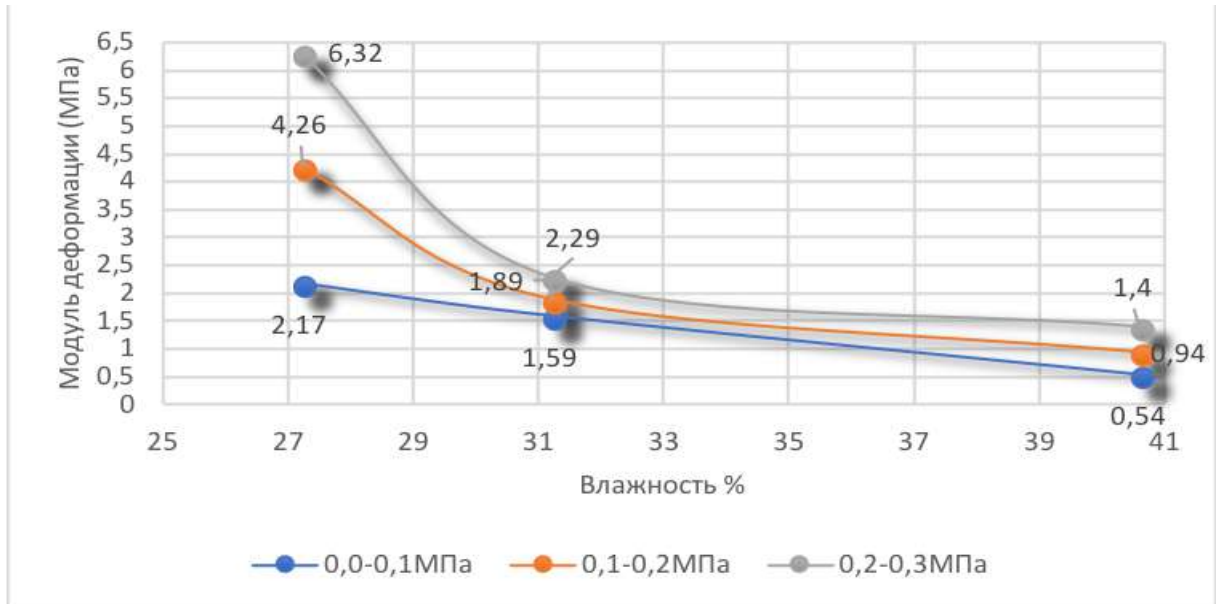


Рис.2.42. График зависимости модуля деформации от влажности

Максимальная скорость изменения деформационных характеристик наблюдается в интервале влажности 27-31%, дальнейшее увеличение влажности практически не влияет на изменение данных характеристик (Рис.2.43).



Рис. 2.43. График зависимости скорости уменьшения модуля деформации от влажности

Экспериментальными исследованиями установлен нелинейный характер влияния уровня водонасыщения на деформационные свойства грунтов основания, которыми нельзя пренебречь при построении расчетных моделей для систем «многослойная среда основания –

фундамент», работающих в условиях техногенных воздействий. При нагрузках, соизмеримых со структурной прочностью грунтов, процессы изменения деформативных свойств грунтовых оснований происходят значительно медленнее (Рис.2.44).



Рис.2.44. График зависимости модуля деформации от действующего давления

Для оценки развития геотехнической ситуации работы по возведению здания были приостановлены и в течении 80 суток были проведены геодезические наблюдения за развитием осадок при постоянной величине действующих нагрузок. Графики развития осадок геодезических марок показаны на рис. 2.45.

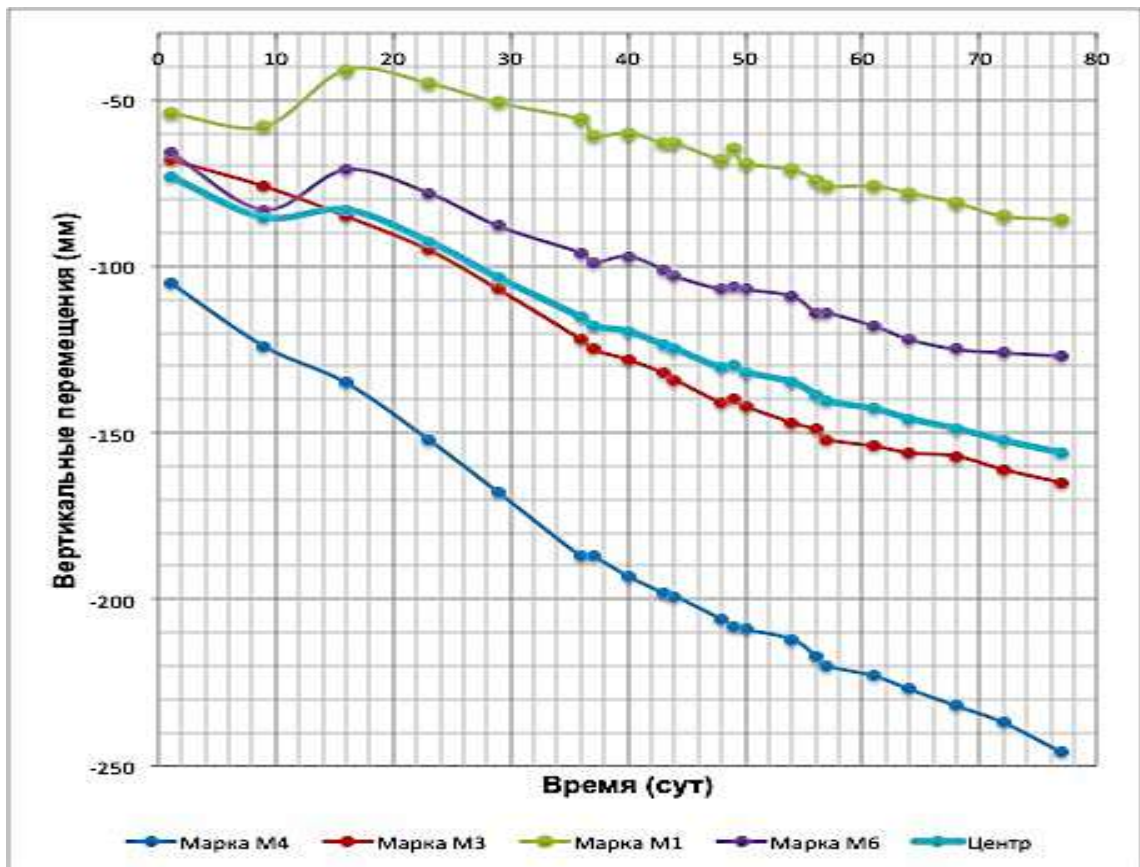


Рис.2.45. График развития осадок здания №2 в период мониторинга

Постоянная скорость развития осадков в этот период (18...20 мм/неделю) говорит об установившейся ползучести. Прогноз развития деформаций ползучести по зависимости (9) показал недопустимые величины для данного здания.

Для обеспечения выполнения проектных параметров по осадкам и кренам фундаментов в основании фундаментов был выполнен разреженный горизонтальный геотехнический массива в виде «структурного геомассива», слоя грунта армированного жесткими грунтобетонными элементами, выполненными по технологии струйной цементации грунта. Для обеспечения эффективного модуля общих деформаций «структурного геомассива» - 30 МПа, было подобрано вертикальное армирование основания грунтобетонными элементами диаметром - 600 мм. Диаметр элементов определен грунтовыми условиями площадки и технологическими параметрами процесса цементации грунта. Требуемый эффективный модуль деформации основания здания обеспечивается расстановкой армирующих элементов в плане по сетке с шагом 1,5 x 1,5 м (рис.2.46).

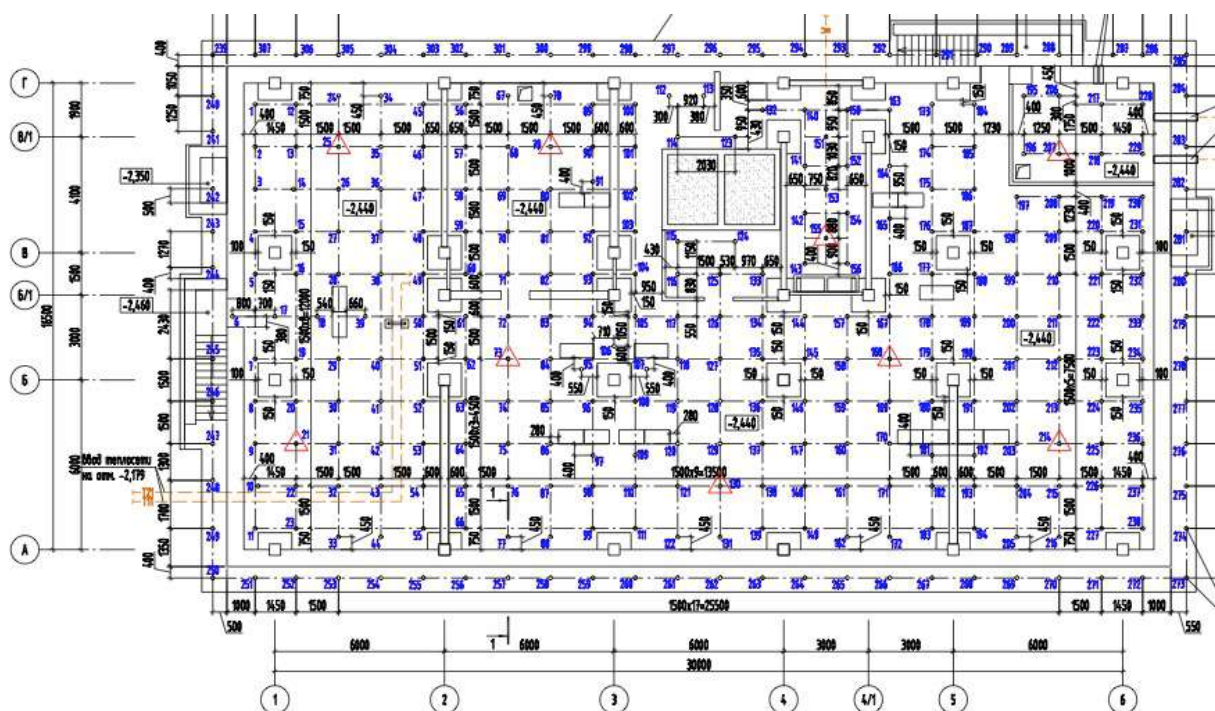


Рис.2.46. Схема расстановки армирующих элементов

Работы выполнялись в подвале существующего здания, через пробуренные в фундаментной плите технологические отверстия.

После выполнения «структурного геомассива» был выполнен полевой контроль качества выполненных армирующих элементов. Выполненные армирующие элементы имеют диаметр 0,6...0,65 м, прочность грунтобетона на сжатие – $R_c = 3,0...3,5$ МПа, модуль общих деформаций $E_{гб} = 300...350$ МПа, что в целом согласуется с данными ряда авторов по использованию технологии jet-grouting в сходных геологических условиях.

Последовательность выполнения работ по устройству «структурного геомассива» была определена в ходе компьютерного моделирования поведения системы основание – здание с учетом образования зон ослабления и повышения жесткости, относительно грунта естественного сложения. Работы выполнялись по всей ширине здания по отсекам в следующей последовательности осей: 2-3; 1-2; 5-6; 4-5; 3-4.

Во время производства работ велся ежедневный геодезический мониторинг за вертикальными перемещениями контрольных марок. Графики наблюдений приведены на рис.2.47.

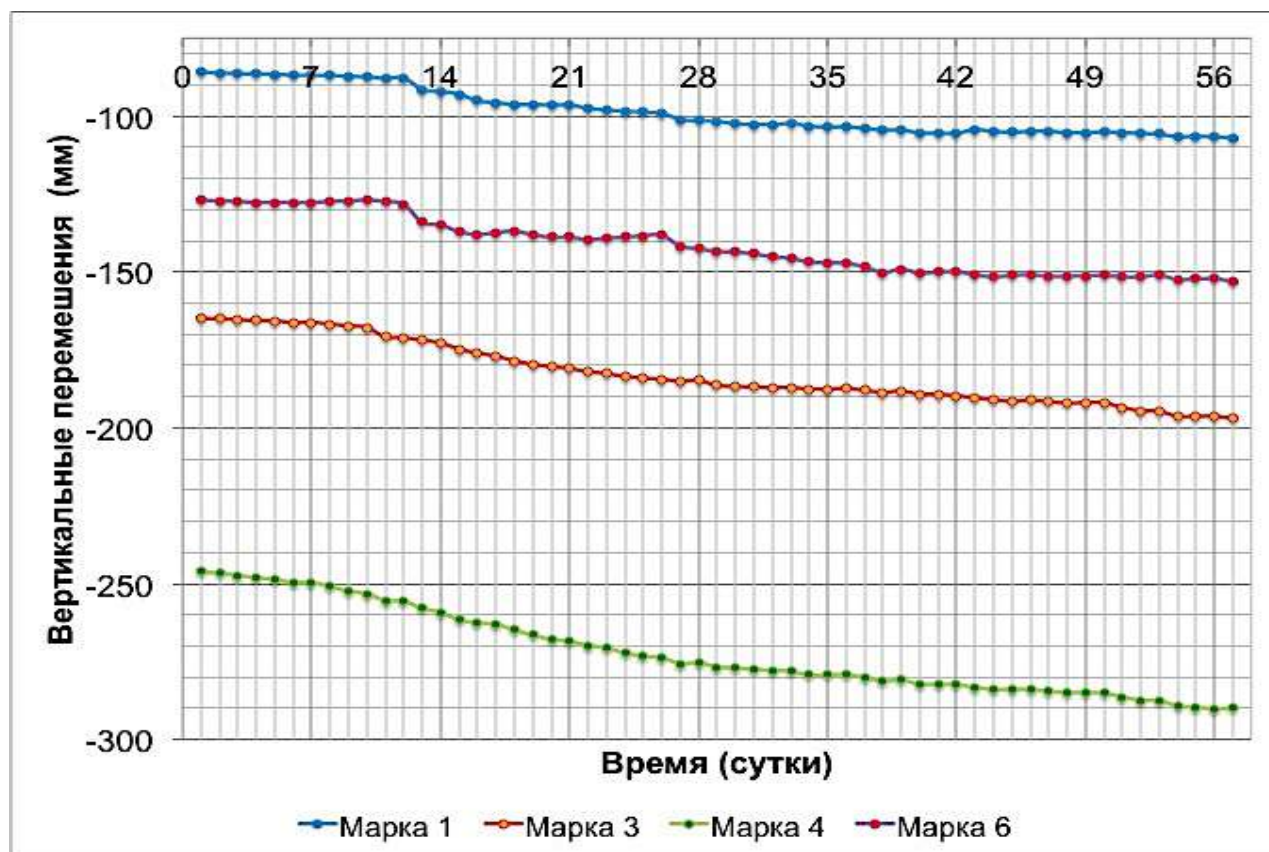


Рис.2.47. График развития осадок здания №2 в период производства работ

Период производства работ по устройству «структурного геомассива» можно разделить на три характерных этапа (рис.2.48). Выполнение грунтобетонных армирующих элементов в начальный момент времени резко снизило скорость нарастания осадок (4,5...5,0 мм/неделю) за счет «опрессовки» цементным раствором зоны контакта фундаментной плиты с грунтом. Затем по мере развития зон ослабления в основании при устройстве грунтобетонных элементов, (нулевая прочность которых в течении 14 часов первичной кристаллизации приводит к развитию технологических осадок) скорость развития осадок снова возросла до 10...11 мм/неделю. По мере набора прочности материалом армирующих элементов (14....28 суток) скорость развития осадок постепенно

снижалась (7,3...6,9 мм/неделю).



Рис.2.48. Диаграмма изменения скорости развития осадок (мм/неделю) в процессе устройства основания «структурный геомассив»

Геодезические наблюдения за развитием осадок после окончания работ по устройству «структурного геомассива» и в процессе дальнейшего строительства здания (200 дней) показали необратимость этого процесса, величина дополнительной осадки после стабилизации процесса ползучести слабого грунта составила 15...20 мм, и находится в расчетных пределах (Рис.2.49).

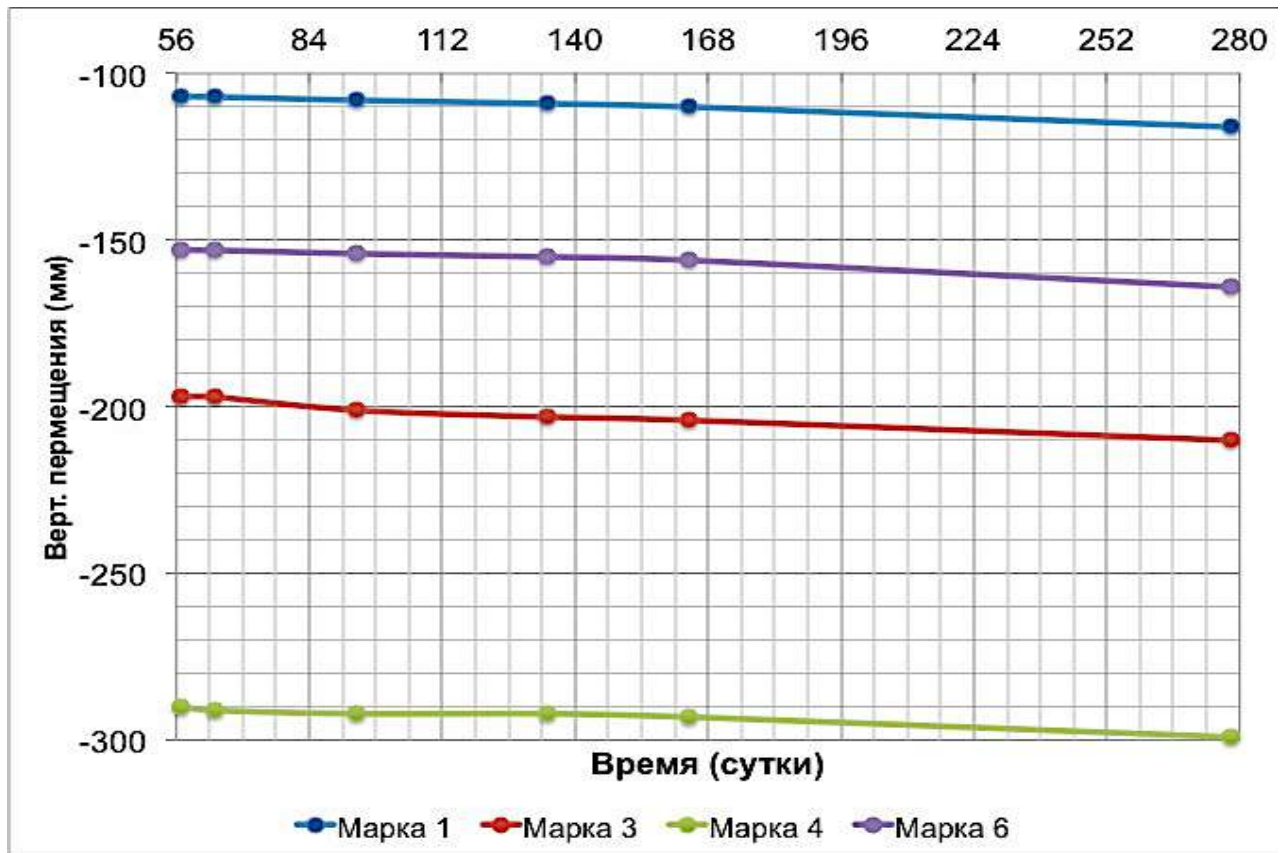


Рис.2.49. График стабилизации осадок здания №2

Затем при достижении грунтобетоном проектной прочности и формировании жесткой сетки внутреннего армирования основания резко упала (2,0...2,4 мм/неделю), что говорит о затухании процесса ползучести и стабилизации осадок.

Решение обратной задачи [174] позволяет по величине измеренных осадок определить опытную величину модуля общих деформаций:

$$E_0 = \omega p b (1 - \mu_0^2) / s \quad (2.28)$$

где: ω – коэффициента перехода; p – давление (КПа), b – ширина площадки нагружения (м), s – общая осадка (упругая и остаточная); μ_0 – коэффициент поперечной деформации;

Всего было проведено более сорока штамповых испытаний на 15 опытных площадках в Перми, Краснодаре, Уфе и выполнено наблюдение за развитием осадок в строительный период за 12 зданиями.

Проведено сравнение опытного, штампового и проектного модуля деформации, которое показало расхождение значений в пределах технической точности: штамповые значения модуля деформации на 15...30 % превышают проектные значения, опытный модуль деформации превышает штамповый в пределах 8...10% (Табл.2.7).

Таблица 2.7. Сравнение теоретических и экспериментальных значений эффективного модуля деформации

Исходный грунт	E_0 (МПа)	Армоэлемент		Эффективный модуль E_0 (МПа)		
		D (м)	L (м)	проект	штамп	наблюдение
Суглинок туго-мягкопластичный	11,5...12,0	1,2	2,8	40	46,9...57,0	63,1...68,2
Суглинок текучепластичный	6,5...7,0	1,2	2,6	45	61,2...65,3	65,2...69,0

2.8.4 Натурные наблюдения за развитием осадок окружающей застройки вокруг системы геотехнических массивов

Устройство системы геотехнических массивов приводит к к развитию дополнительных вертикальных деформаций земной поверхности и расположенных на ней зданий и сооружений. Для оценки напряженно-деформируемого состояния слоя грунта используем решение задачи о силе, приложенной внутри упругого полупространства

Решение Р. Мидлина показывает, что осадка поверхностных точек упругого полупространства от действия сосредоточенной силы P на глубине s от поверхности определится в этом случае по выражению:

$$S(R) = \frac{P(1 + \mu_0)}{2\pi E_0} \left[\frac{2(1 - \mu_0)}{R} + \frac{c^2}{R^3} \right] \quad (2.29)$$

где: $R = \sqrt{(c^2 + x^2 + y^2)}$

В этом случае можно определить осадку (s_0)любой точки на поверхности от действия равномерно распределенной нагрузки (γ^*), приложенной на глубине c . Толщу грунта в пределах зоны понижения грунтовых вод разделяем на элементарные слои Δc , приняв, что интенсивность давления в пределах слоя постоянная. Тогда:

$$s_0 = \sum_{i=1}^{i=n} \frac{\gamma^* \Delta c (1 + \mu_0)}{E_0} A_i c_i \quad (2.30)$$

где: A_i - табличный коэффициент, принимаемый в зависимости от коэффициента Пуассона грунта (μ_0) и приведенной координаты (r_i/c_i).

В случае неоднородного напластования грунтовой толщи целесообразно использовать приведенные модуль деформации и коэффициент Пуассона.

Получив поле дополнительных осадок в зоне влияния системы геотехнических массивов можно рассчитать величину дополнительных относительных разностей осадок для окружающих зданий и сооружений, и оценить их воздействие на техническое состояние конструкций.

Мониторинг вертикальных перемещений позволяет оценить изменение напряженно – деформируемого состояния массива грунта не только внутри системы геотехнических массивов, но и в основании расположенных за внешней границей системы зданий и сооружений. Для экспериментальной оценки НДС был выполнен мониторинг осадок при строительстве административного здания в г. Тюмени. В ближайшем окружении дома и здания жилищно-гражданского и общественного назначения. В зону влияния попадают здания по адресам: ул. Некрасова д.8а, д.10, д.11, ул. Ленина д.74, д. 76, д. 76/1 (см.рис.2.50). Площадку окружают многочисленные водоведущие коммуникации, неизбежные утечки из которых, способствуют дополнительному насыщению техногенными водами маломощной зоны аэрации и, как следствие, повышению уровней подземных вод. Район, где расположена площадка исследований, относится к потенциально подтопляемым территориям г. Тюмени за счет подземных вод. В геологическом строении до глубины 45,0 м принимают участие современные техногенные образования, а также среднечетвертичные слои озерно-аллювиального генезиса, а именно: насыпные грунты несслежавшегося типа, суглинистого и песчаного состава, суглинок мягкопластичный, с включением текучепластичного.

Подземная часть здания была выделена системой геотехнических массивов: по периметру здания – сплошной вертикальный массив глубиной – 20,8 м и жесткостью – 9,0

кН*м²/м, в основании фундаментной плиты – вертикально армированное основание с эффективным модулем деформации – 40 МПа.



Рис. 2.50. Общий вид площадки и окружающей застройки

Для проведения наблюдений на стенах существующих зданий были установлены 24 геодезические марки, а на площадке закреплены три грунтовых репера (основной и контрольные). Схема марок приведена на рис.2.51. Вертикальные перемещения определялись путем высокоточного геометрического нивелирования II -го класса точности, с помощью цифрового нивелира Dini 03 №708419 и с использованием инварной штрих-кодовой рейки. Точность проводимых измерений – 0,2 мм.

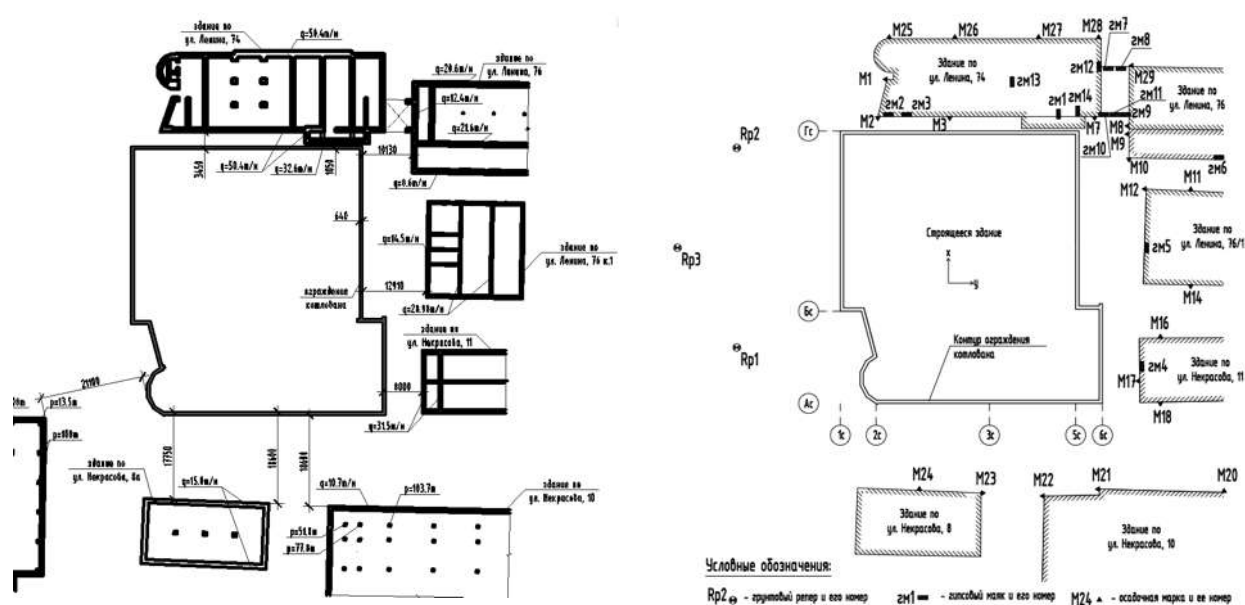


Рис.2.51. Схема наблюдаемой площадки с местами установки марок и реперов

Наиболее характерные графики развития осадок (наиболее близко расположенное здание по ул.Ленина,74) показаны на рис.2.52. Анализ графиков развития осадок показал, что можно выделить три основных этапа: технологические осадки развившиеся при устройстве подземной части здания (апрель – ноябрь 2013 года); осадки произошедшие при возведении надземной части здания (январь – декабрь 2014 года); период стабилизации осадок (январь 2015 г. – март 2017 года). Технологические осадки первого периода связаны с разуплотнением основания, сложенного слабыми водонасыщенными грунтами при проведении строительного водопонижения в период осеннего подъема подземных вод (2.09-28.10). После того, как система вертикальных и горизонтальных геотехнических массивов была замкнута, интенсивное развитие технологических осадок прекратилось. Дальнейшее развитие осадки зданий окружающей застройки напрямую связано с развитием процессов фильтрационной консолидации вокруг системы геотехнических массивов. В период возведения надземной части здания со скоростью нагружения основания 25 КПа/мес. Средняя скорость развития осадки в строительный период надземной части составила порядка 0,5 мм/мес.

Расчетные параметры консолидации определенные по полученной зависимости: $t_c = 12$ мес.; $p_c = 250$ КПа; $s_{\phi} = 17,4$ мм; $N = 0,102$ мес⁻¹. Выражение для определения расчетной осадки во времени в этом случае имеет вид:

$$s(t) = 17,4 * (1 - 0,063e^{-0,102t}) \quad (2.31)$$

Значения осадки, рассчитанный по этой зависимости и полученные в ходе дальнейших геодезических наблюдений за период 24 месяцев находятся в пределах технической точности измерения. Проведенное сравнение показало их хорошую сходимость и возможность применения данной методики для прогнозирования консолидационных осадок основания вокруг системы геотехнических массивов.

Полученные экспериментальные зависимости и их анализ показали, что по данным наблюдений за развитием осадок оснований высотных зданий сложенных слабыми водонасыщенными глинистыми грунтами и искусственными основаниями «структурный геомассив» в строительный период и в период начала эксплуатации можно получить расчетные зависимости для прогноза осадок на срок их стабилизации, пригодные для инженерной практики. В этом случае прогнозируется дальнейшее развитие геотехнической ситуации с учетом фактического графика нагружения основания, осадок обусловленных фильтрационным уплотнением и осадок ползучести. Это позволяет правильно оценивать надежность строительных решений комплексов высотных зданий с применением системы геотехнических массивов.

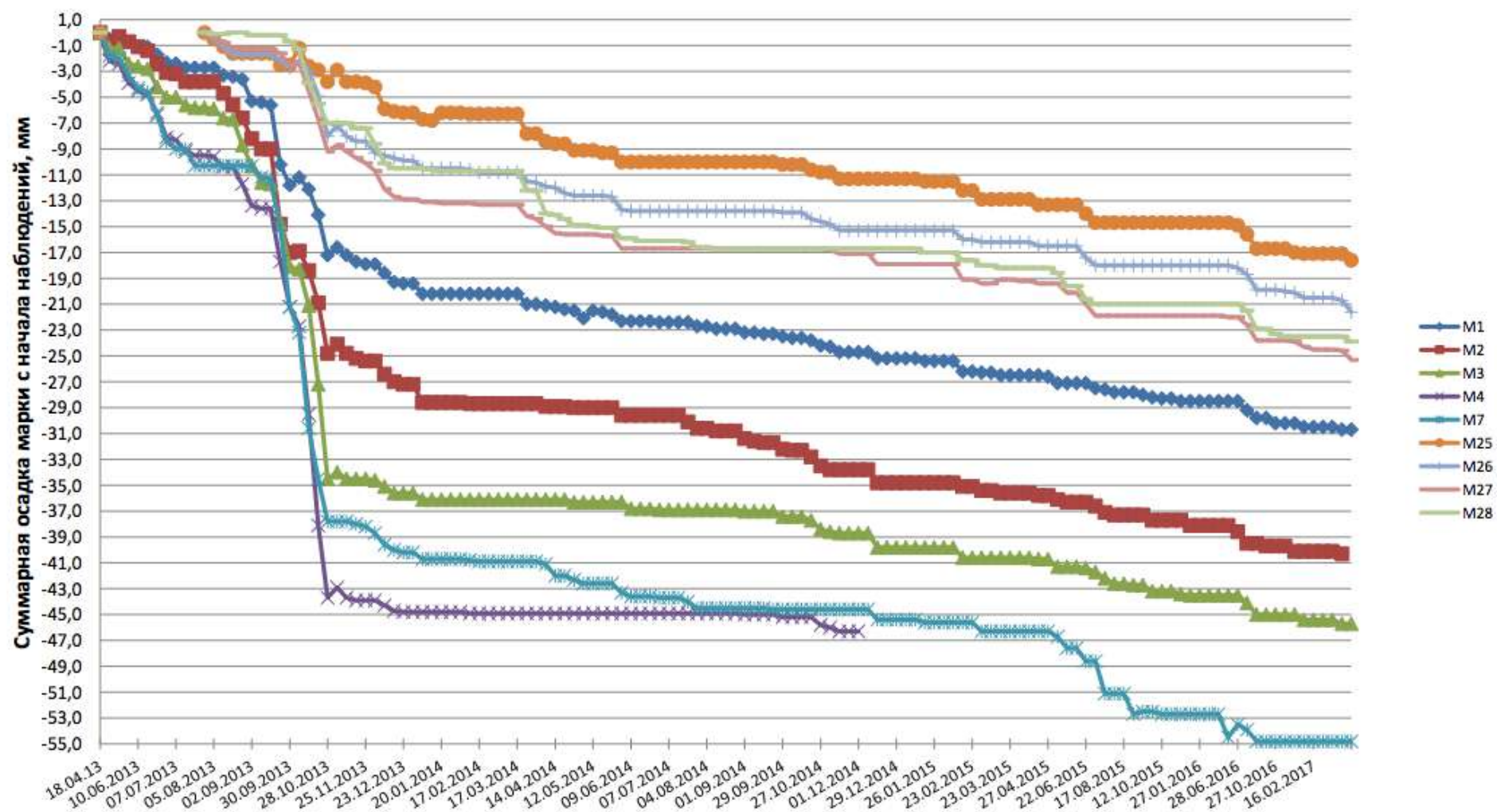


Рис.2.52. Вертикальные перемещения осадочных марок на здании по ул. Ленина,74

2. Экспериментальная оценка сейсмической жесткости системы грунтобетонных геотехнических массивов [92]

Скорость прохождения поперечной волны в грунтобетонных элементах значительно больше, чем в окружающем грунте, что в свою очередь приводит к тому, что на геотехнический массив расходуется меньшая часть энергии сейсмического процесса.

Это предположение было экспериментально проверено в геологических условиях Краснодарского края. В ходе выполнения инженерно-геологических изысканий на площадке строительства высотного жилого комплекса было выполнено сейсмическое микрорайонирование после устройства «структурного геомассива».

Инженерно-геологические условия: в геоморфологическом отношении исследуемый участок располагается в пределах правобережной поймы реки Кубань.

Геолого-литологический разрез площадки на глубину 25м следующий (сверху вниз): (ИГЭ-3) Глина (aQ_{IV}) полутвердой консистенции, с прослойками песка мелкого водонасыщенного, с включением органики до 5%. Мощность слоя от 1,5 до 2,7м. (ИГЭ-4) Супесь (aQ_{IV}) пластичная, с прослоями песка мелкого, насыщенного водой до 10см, глины мягкопластичной. Мощность слоя от 1,8 до 2,0м. (ИГЭ-5) Глина (aQ_{IV}) тугопластичная, с включением органики до 5%, с прослоями песка мелкого, водонасыщенного. Мощность слоя от 3,0 до 4,7м. (ИГЭ-6) Глина (aQ_{IV}) текучая, с включением органики до 20%, с прослоями песка мелкого, водонасыщенного. Мощность слоя от 1,0 до 2,7м. (ИГЭ-7) Песок (aQ_{IV}) средней крупности, средней плотности, насыщенный водой. Вскрыт с глубины 11,7 – 12,0м до разведанных 25,0м. Категория грунтов по сейсмическим свойствам: ИГЭ-3, ИГЭ-5, ИГЭ-7 - II (вторая), ИГЭ-4, ИГЭ-6 - III (третья).

Исходная сейсмичность участка исследований выбрана в соответствии с картой ОСР-97-А – 7 баллов. Геофизические исследования на изучаемой площадке проведены методами сейсморазведки КМПВ (корреляционный метод преломленных волн) с использованием преломленных и преломлено-рефрагированных волн для детального изучения верхней части разреза [260]. Размещение сейсмических профилей выполнялось с учетом расположения горных выработок с тем, чтобы последующая качественная и количественная интерпретация выполнялись комплексно.

Наблюдения проводились по схемам ZZ (вертикально направленные удары и прием на вертикальных сейсмоприемниках) и YY (горизонтально направленные перпендикулярно линии профиля удары и прием на горизонтальных сейсмоприемниках). Профили отработаны по 9-точечной системе наблюдения для расстановки между пикетами длиной 57,5 м. Расстояние между пунктами возбуждения (ПВ) составляет 5,0...7,5 м, база приема 57,5 м, шаг

между пунктами приема (ПП) – 2,5 м, на каждом ПП устанавливался один сейсмоприемник. В качестве регистрирующей аппаратуры использовалась сертифицированная 24-канальная 24-разрядная цифровая сеймостанция «SGD-SEL/24E» (рис.2.53,а) в состав которой входят регистратор с программным обеспечением, сейсмическая коса, сейсмоприемники. Время регистрации 512...1024 мс. Время дискретизации 0,25...0,5 мс. Возбуждение колебаний производилось посредством ударов кувалдой (тампером) массой 5 кг по металлической плашке 20,0 x 20,0 x 1,0 см, с количеством ударов в каждом пункте от 10 до 24 раз. Для возбуждения SH-поляризованных волн производились разнонаправленные удары в крест профиля по вертикальным стенкам шурфа. Для регистрации сейсмических сигналов использовались сейсмоприемники GS-20DX, обладающие частотной характеристикой с собственной частотой 10 Гц и обеспечивающие надежный прием регистрируемых сигналов. Эта частота обеспечивает равномерность в полосе частот 10-500 Гц, что даёт возможность принимать в неискаженном виде колебания от описанных выше источников продольных и поперечных SH-волн

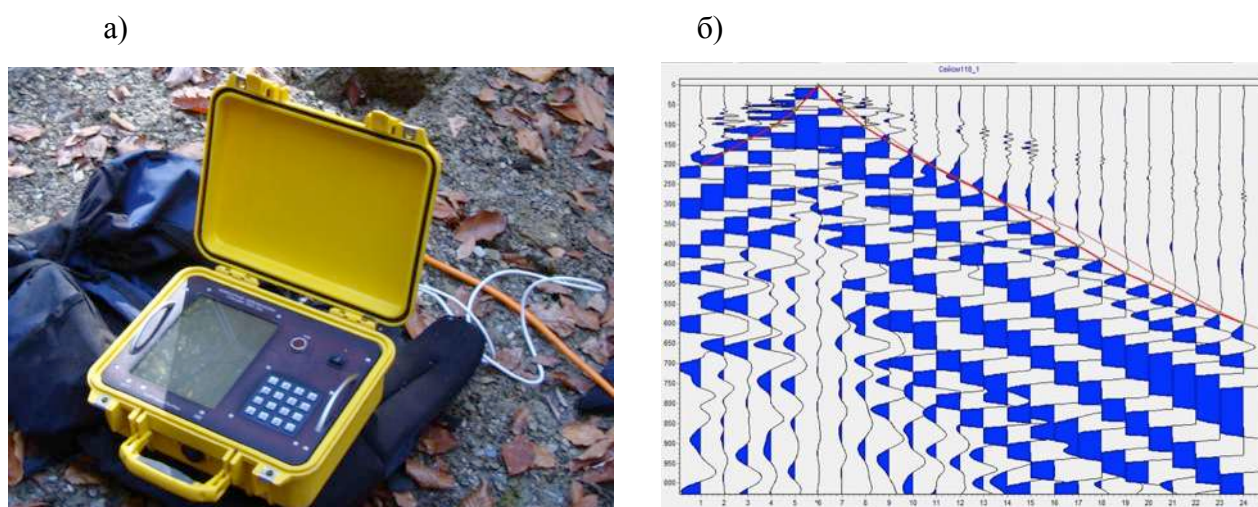


Рис.2.53. Цифровая инженерная сеймостанция (а) и сейсмограмма поперечной волны (б)

На рисунке 2.53 (б), где представлена сейсмограмма записи по схеме YY зарегистрированная на пикетах наблюдения №ПК0...№ПК57.5, при ударах на пикете №ПК57.5, на которой прослеживаются вступления поперечной S-волны. На объекте исследования отработано пять сейсмозондирований. В результате обработки сейморазведочных материалов получены сведения о скоростях распространения поперечных сейсмических волн в грунтах верхней части разреза на всей территории исследования (Таблица 2.8).

Таблица 2.8. Опытные значения скоростей поперечных сейсмических волн для грунтов

Инженерно-геологический элемент	Плотность (кН/м³)	Модуль деформаций (МПа)	V_s теор. (м/с)	V_s эксп. (м/с)
ИГЭ-2 Глина твердая	19,1	12,0	190	87...150
ИГЭ-3 Глина полутвердая	19,5	11,0	208	160...190
ИГЭ-4 Супесь пластичная	19,9	4,0	124	110...118
ИГЭ-5 Глина тугопластичная	18,8	5,0	143	140...160
ИГЭ-6 Глина текучая	16,3	3,0	118	89...112
ИГЭ-7 Песок водонасыщенный	20,6	22,0	286	260...310

В соответствии с анализом, за «средний» грунт приняты грунты, представленные суглинистыми отложениями, характеризующимися для верхней 10-метровой толщи следующими средними параметрами: плотность $\rho_c = 1,95 \text{ т/м}^3$; скорость распространения продольных волн $V_p = 500...700 \text{ м/с}$; скорость распространения поперечных волн $V_s = 250...300 \text{ м/с}$; коэффициент крепости по М.М. Протоdjяконову $f_{крс} = 0,75$.

Расчеты приращений сейсмической интенсивности $\Delta J_{ж}$ по средним значениям сейсмических жесткостей ($V_s \cdot \rho$) для верхней 10-метровой толщи выполнены по зависимости С.В. Медведева [118]:

$$\Delta J_{ж} = 1,67 \cdot \lg \left(\frac{V_c \cdot \rho_c}{V_{ис} \cdot \rho_{ис}} \right) \quad (2.32)$$

где: $V_c \cdot \rho_c$ – сейсмическая жесткость «среднего» грунта; $V_{ис} \cdot \rho_{ис}$ – сейсмическая жесткость грунта в исследуемом пункте.

Приращения сейсмической интенсивности, обусловленные обводненностью в грунте $\Delta J_{в}$ на глубинах h до 10м ($\Delta J_{в}$), определялись по зависимости:

$$\Delta J_{в} = k e^{-0,04h} \quad (2.33)$$

где: h – глубина уровня грунтовых вод; k – понижающий коэффициент, для твердых, полутвердых и тугопластичных глин и суглинков и крупнообломочных грунтов принимаемый равным 0,5.

Были определены значения скоростей V_s для различных инженерно-геологических элементов. По величинам V_s и ρ рассчитаны приращения сейсмичности, обусловленные сейсмической жесткостью грунтов $\Delta J_{ж}$, а также их обводненностью $\Delta J_{в}$. Приращения сейсмической интенсивности, рассчитанные для грунтов, слагающих площадку, относительно эталонного грунта с учетом их обводненности составили: $\Delta J_{ж} = 0,76... 1,00$. В соответствии с методом сейсмических жесткостей сейсмичность площадки составляет 7,8 ...8,0 баллов по карте ОСР-97А, шкале MSK-64 для повторяемости таких сотрясений 1 раз в 500 лет.

Таблица 2.9. Ведомость приращений бальности экспериментальной площадки, рассчитанных методом сейсмических жесткостей

№ профиля	ПК	Средневзвешенные параметры изучаемой толщи				Приращение бальности, DI			приращение ΔJ (балл)	Фоновая сейсмичность (балл)	Сейсмичность по шкале MSK J (для объектов II уровня ответственности), балл
		V_p , м/с	V_s , м/с	V_s / V_p	ρ , г/см ³	ΔJ_p , балл (по V_p)	$\Delta J_{ж}$, балл (по V_s)	ΔJ_B , балл			
СП01	10	888	140	0,15	1,84	-0,38	0,57	0,42	0,99	7	7,99
	42	910	139	0,15	1,9	-0,42	0,55	0,43	0,98	7	7,98
СП02	12	913	137	0,15	1,9	-0,42	0,56	0,44	1,0	7	8,0
	43	919	153	0,16	1,9	-0,43	0,49	0,44	0,93	7	7,93
СП03	05	1026	151	0,14	1,88	-0,50	0,50	0,43	0,93	7	7,93
	43	969	184	0,18	2,01	-0,50	0,31	0,45	0,76	7	7,76
СП04	08	952	149	0,15	1,91	-0,46	0,50	0,35	0,85	7	7,85
	57	855	124	0,14	1,91	-0,38	0,64	0,36	1,0	7	8,0
СП05	10	974	145	0,14	1,99	-0,36	0,48	0,45	0,93	7	7,93
	48	957	148	0,15	1,99	-0,49	0,47	0,43	0,9	7	7,9

Для снижения сейсмичности площадки строительства с 8 баллов на 7 баллов требуется изменение сейсмической жесткости массива грунтов ИГЭ-4, ИГЭ-6. С этой целью был предложен горизонтальный геотехнический массив из вертикальных грунтобетонных элементов. Устройство таких вертикальных армирующих элементов приводит к эффекту обжатия грунта и ограничению возможности и абсолютной величины его объемных деформаций при воздействии сейсмической волны. В этих условиях не возникают явления «виброразжижения» и «виброползучести».

Проектные физико-механические характеристики грунтобетонных элементов приведены в табл.2.10. Скорость распространения поперечной волны в грунтобетоне определена в ходе опытов по определению длины элементов геофизическими методами (раздел 2.1.2) .

Таблица 2.10. Физико-механические характеристики грунтобетона

Материал ствола элемента	Удельный вес, γ_n , т/м ³	Коэфф. пористости, e	Скорость попер. волны V_s , м/с	Прочность на одноосное сжатие, $R_{гб}$, МПа	Модуль деформации $E_{гб}$, МПа	Коэфф. Пуассона, ν
Грунтобетон	1,8	0,5	800,0	1,5	200	0,3

Эффективную скорость распространения поперечной сейсмической волны в геотехническом массиве определим исходя из выражения:

$$V_s = (G/\gamma)^{0.5} \quad (2.34)$$

где: G – модуль сдвига, γ - удельный вес ;

Эффективный модуль сдвига «структурного геомассива» $G_{эф}$ определим как:

$$G_{эф} = \frac{k_1 E_{эф}}{(1 + \nu)} \quad (2.35)$$

где: $E_{эф}$ – эффективный модуль деформации «структурного геомассива», $k_1 = 8,5$ – коэффициент перехода к динамическому модулю упругости, ν – коэффициент Пуассона.

Подставив (2.35) в (2.34) получим зависимость скорости распространения сейсмической волны в «структурном геомассиве» от эффективного модуля деформации:

$$V_s = \left(\frac{k_1 E_{эф}}{\gamma (1 + \nu)} \right)^{0.5} \quad (2.36)$$

Проектные эффективные физико-механические характеристики горизонтального геотехнического массива приведены в таб.2.11

Таблица 2.11. Проектные эффективные характеристики «структурного геомассива»

Номер ИГЭ закреп- ленного грунта	Удельный вес, γ_n , т/м ³	Коэффициент пористости, e	Скорость попер. волны V_s , м/с	Модуль деформации, $E_{зм}$, МПа	Коэффициент Пуассона, ν
ИГЭ-3*	1,86	0,607	505	107,0	0,35
ИГЭ-4*	1,86	0,606	500	105,0	0,35
ИГЭ-5*	1,82	0,693	507	105,5	0,35
ИГЭ-6*	1,67	0,665	527	104,5	0,35
ИГЭ-7*	1,91	0,492	514	113,8	0,35

Размеры геотехнического массива в плане выходили на три метра за контур проектируемого здания, нижняя граница геотехнического массива принята из условия достижения более плотных грунтов II категории по сейсмичности (ИГЭ-7) и обеспечения деформаций здания в допустимых пределах.

После выполнения работ по устройству «структурного геомассива» был выполнен второй этап определения бальности площадки по методике сейморазведочных работ на волнах Рэлея.

Для детального изучения скоростных характеристик разреза было принято решение отработать профиль по поперечным рефрагированным волнам, а также по волнам Рэлея (Рис.2.54 а, б).

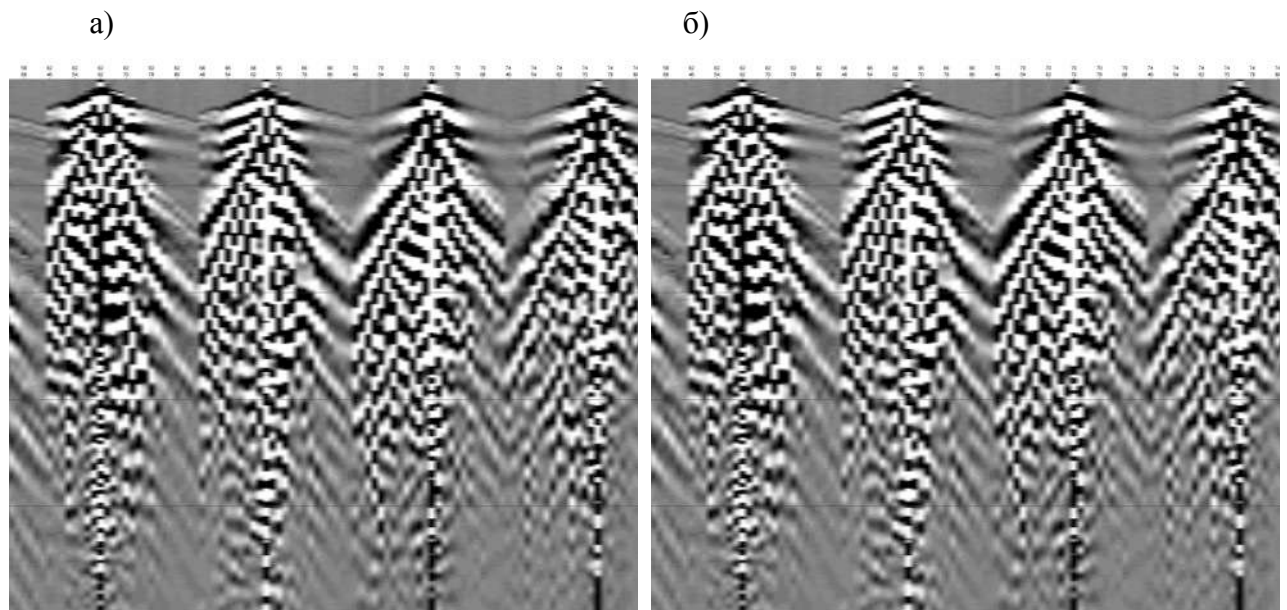


Рис.2.54. Полевая сейсмограмма волнового поля:

а) вертикальные сейсмоприемники

б) горизонтальные сейсмоприемники

На записи отчетливо видны рефрагированные в системе армирующих элементов P и S_v волны, а также волны Релея в последующих вступлениях. При поверхностном возбуждении упругих колебаний более $2/3$ части энергии уходит на образование низкоскоростных поверхностных волн Рэлея. В случае вертикального градиента скоростей каждая частотная компонента поверхностной волны распространяется со своей фазовой скоростью, т.е. скорость поверхностной волны является функцией частоты колебаний. Глубина, на которую распространяются колебания поверхностной волны, пропорциональна длине волны (или обратно пропорциональна частоте).

Полученные сейсмограммы привлекались с целью дальнейшего анализа волнового поля. Скорости поперечных волн получены в полевых условиях. График изменения скорости (рис. 2.55) поперечных волн с глубиной построен из следующего принципа - для каждого из расчетных слоев грунта определялись средние скорости в пределах выделенных ИГЭ известной мощности. С учетом того, что изменчивость скоростей в плане в пределах верхней части разреза незначительна (границы субгоризонтальны дневной поверхности) значения скоростей для общей модели фактически соответствуют средним значениям по глубинам. Скоростная модель распространения поперечных сейсмических волн в вертикальной плоскости (профиль 1-1) в пределах «структурного геомассива» показана на рис.2.56.

Расчетное значение скорости прохождения поперечной сейсмической волны (V_s) составляет 500...520 м/с, экспериментальное значение – 590...635 м/с. По результатам испытаний уточнен коэффициент перехода от эффективного модуля деформации геотехнического массива к величине скорости продольной волны. Проведенные полевые эксперименты показали удовлетворительную сходимость расчетных и измеренных скоростей распространения поперечных сейсмических волн в пределах зоны структурного геомассива.

По результатам сейсмического зондирования выделены сейсмогеологические элементы и для них рассчитаны приращения интенсивности.

С учетом инженерно-геологических условий площадки проектируемого строительства максимальное приращение интенсивности по методу сейсмических жесткостей составит +0.4 балла относительно дневной поверхности. (Табл.2.12).

Итоговая сейсмичность площадки по карте А по методу сейсмических жесткостей составит: 7.0 баллов для сооружений нормального уровня ответственности по карте ОСР-97А ($T=500$) с учетом произведенной подготовки оснований на Литере 1 (Табл.2.13).

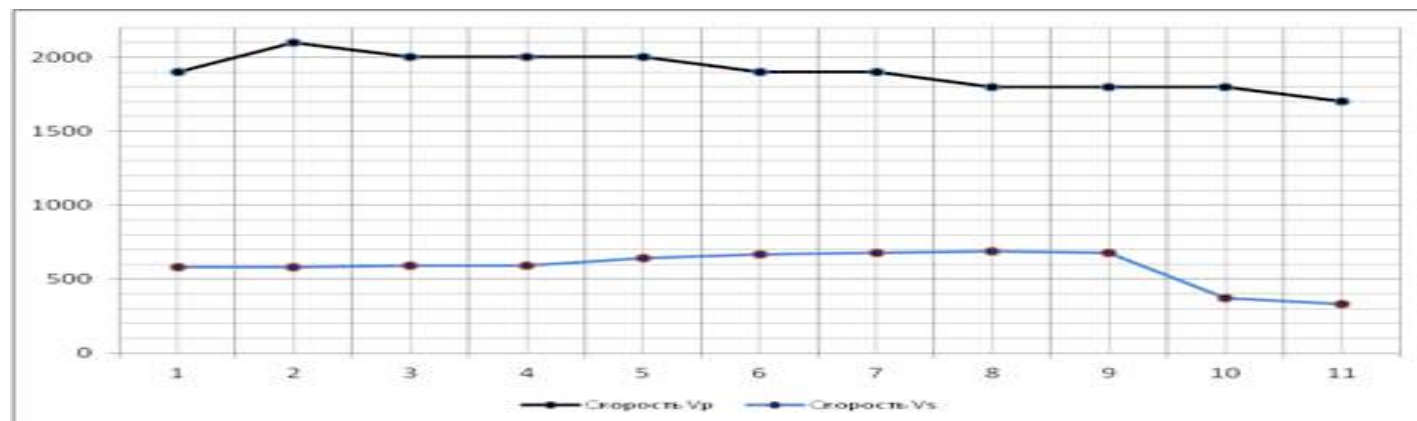


Рис.2.55. Средневзвешенная скоростная модель основания

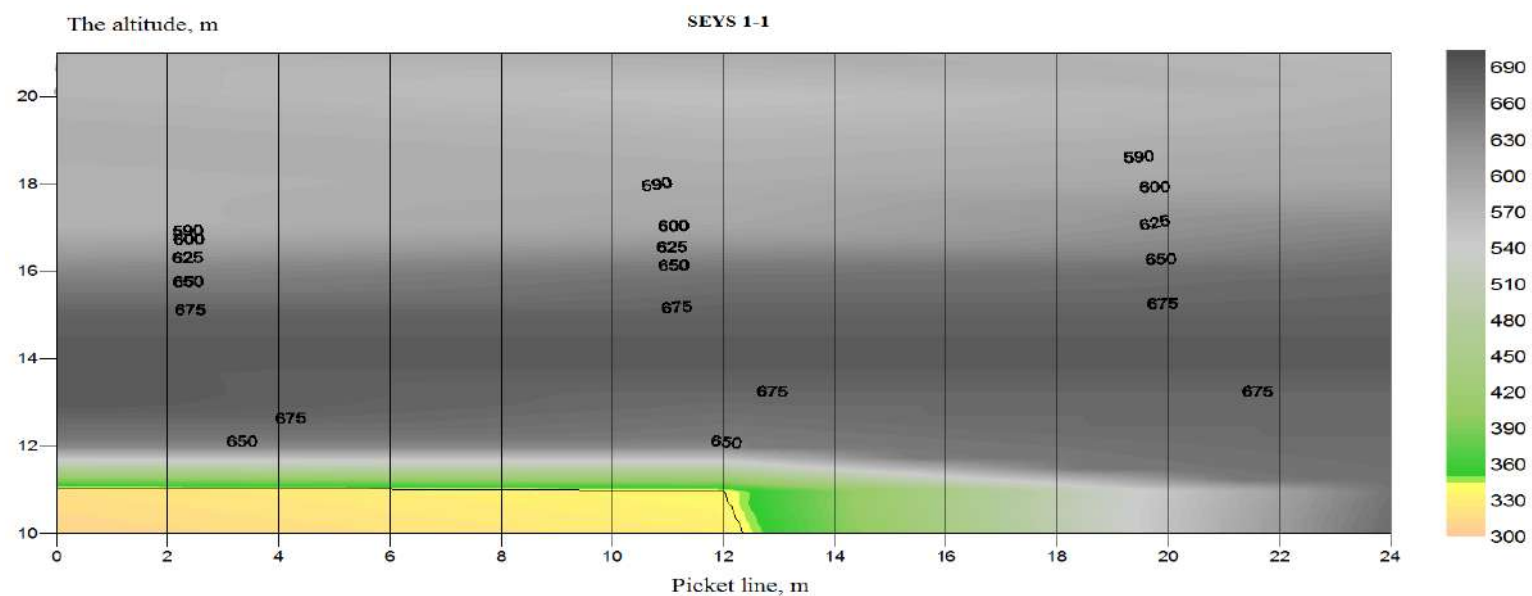


Рис.2.56. Профиль 1-1. Скоростная модель распространения поперечных волн

Таблица 2.13. Обобщенная СГМ экспериментальной площадки

[illegible]

Выводы по главе 2

1. Доказана возможность создания геотехнических массивов нового типа, отличающихся тем, что для модификации свойств грунтового слоя не требуется его полное закрепление (цементация, смолизация, силикатизация), а выполняется армирование жесткими грунтобетонными элементами, изготавливаемыми по технологии струйной цементации грунта.

2. Разработаны конструкции геотехнических массивов применяемые для:

- ограничения вертикальных перемещений оснований, сложенных слабыми водонасыщенными грунтами;
- стабилизации неравномерных осадок оснований существующих зданий, развивающихся при снижении деформационных характеристик в ходе подтопления подземными водами;
- ограничения влияния негативного воздействия вновь строящихся зданий на существующую городскую застройку, как в процессе строительства, так и в период эксплуатации;
- применяемые в качестве волновых экранов для снижения сейсмического воздействия на подземные части зданий и сооружений.

2. Экспериментально доказана возможность формирования гарантированного диаметра жесткого цилиндрического грунтобетонного элемента в различных видах грунтов (с показателями консистенции в диапазоне 0,1...0,9). Величина диаметра регулируется технологическими параметрами струйной цементации грунта, в первую очередь – расходом цемента на 1 м³ закрепленного грунта. Определены прямые и косвенные методы контроля сплошности и геометрических размеров грунтобетонного элемента.

3. Проведенный аппаратный и геодезический мониторинги показывают допустимость использования технологии струйной цементации грунта для устройства разделительных геотехнических массивов в непосредственной близости от существующих зданий и сооружений.

4. По результатам статистической обработки получены обобщенные характеристики грунтобетона, как конструкционного материала, которые могут быть использованы при расчетах и компьютерном моделировании поведения геотехнических массивов. На основе экспериментальных данных получена зависимость прочности грунтобетона на сжатие при различных сроках твердения.

5. Полученные корреляционные зависимости величины деформаций ползучести от времени, уровня действующих напряжений и возраста нагружения грунтобетона, позволяют прогнозировать напряженно-деформируемое состояние геотехнических массивов на начальных этапах их нагружения и оценить запас их надежности при усилении оснований, сложенных слабыми водонасыщенными грунтами под существующими фундаментными конструкциями.

6. Анализ экспериментальных данных по определению опытного эффективного модуля общих деформаций подтвердил положение о возможности использования модели трансверсально изотропной среды для прогноза напряженно-деформируемого состояния системы геотехнических массивов.

7. Полученные экспериментальные зависимости и их анализ показали, что по данным наблюдений за развитием осадок зданий на искусственных основаниях «структурный геомассив», в строительный период и в период начала эксплуатации можно получить расчетные зависимости для прогноза осадок на срок их стабилизации, пригодные для инженерной практики. В этом случае прогнозируется дальнейшее развитие геотехнической ситуации с учетом фактического графика нагружения основания, осадок обусловленных фильтрационным уплотнением и осадок ползучести.

8. Экспериментально показано, что устройство горизонтального геотехнического структурного геомассива приводит к существенному возрастанию сейсмической жесткости площадки строительства, что позволяет снизить ее категоричность, и обеспечить нормативную и фактическую возможность строительства зданий большой этажности, и восприятие передачи давлений на основание от высоконагруженных фундаментов. На основе экспериментальной зависимости эффективный модуль деформации – скорость распространения поперечной сейсмической волны возможно оценивать объем необходимых мероприятий по снижению сейсмичности площадок строительства.

ГЛАВА 3. ТЕОРЕТИЧЕСКОЕ ОБОСНОВАНИЕ ЗАКОНОМЕРНОСТЕЙ ПОВЕДЕНИЯ ОСНОВАНИЯ - СТРУКТУРНЫЙ ГЕОТЕХНИЧЕСКИЙ МАССИВ

В настоящее время с развитием компьютерной техники основным способом оценки напряженно-деформированного состояния конструкций и оснований является численное моделирование системы «здание - фундамент – основание». Для обеспечения достоверности такого рода моделирования необходимо понимание закономерностей поведения всех компонентов системы, в нашем случае - компонентов структурного геотехнического массива. Вопрос о выборе математической модели для проведения расчетов решается на основании сравнения результатов теоретических исследований с экспериментом.

При решении задач из различных разделов и областей механики используются модели, в которых объект рассматривается в приближении квазисплошной непрерывной средой, что подразумевает выполнение определенным образом усреднения по пространству свойств среды и параметров деформирования. В таких моделях учет наличия структурных неоднородностей разного масштабного уровня выполняется специальными методами и подходами, например введением специальных непрерывных функций, описывающих изменение физико-механические свойства тел.

При разработке моделей поведения геоматериалов, искусственных композитов необходимо принимать в расчет возможность образования блочной структуры, учитывать ее тип, соотношения размеров блоков и их ориентировку в пространстве, характер и тип деформирования как отдельных блоков, так и межблокового пространства.

Таким образом, для описания деформирования блочной структуры массива горных пород необходимо: изучить физико-механические свойства отдельных элементов; знать физико-механические свойства межблоковых промежутков; определить условия статического (или динамического) равновесия системы блоков при заданном виде нагружения; установить порядок приложения нагрузок не только в каждой граничной точке множества блоков, но и внутри боковой структуры на межблоковых промежутках. Необходимо отметить, что траектория нагружения системы блоков может быть зарегистрирована только на внешних, но не на внутренних межблочных границах.

Проведенные установочные эксперименты (глава 2) позволили определить основные физические зависимости поведения основных компонентов системы, определить общие свойства операторов связи между воздействиями и реакциями на эти воздействия, материальные параметры.

На их основе будут определяться основные теоретические зависимости, такие как:

1. Механизм формирования жесткого грунтобетонного цилиндрического элемента в упруго-пластической среде.
2. Модель поведения вертикально армированного грунтового основания структурный геотехнический массив при различных конструктивных решениях:
 - для повышение деформативных характеристик основания;
 - для стабилизация непроектных осадок оснований строящихся и существующих зданий и сооружений;
 - для снижение сейсмического воздействия на грунтовые основания;
 - для снижение негативного воздействия устройства подземных частей зданий и сооружений на окружающую застройку.
3. Влияние устройства структурного геотехнического массива на существующую геотехническую ситуацию.

Эти закономерности будут использоваться для создания общей расчетной модели поведения всей системы при компьютерном моделировании и проведении проверочных экспериментов, оценивающих адекватность и точность этой модели структурного геотехнического массива.

3.1 Формирования грунтобетонного цилиндрического элемента в упругопластической среде

В работах [12;311], приведены аналитические решения задачи развития цилиндрической скважины с учетом упругости и пластичности материалов. Задача рассматривалась при проникании жесткого сердечника в грунтовую среду. Применим развитие этих решений к задаче формирования в грунтовой среде грунтобетонного элемента в процессе струйной цементации. Определим размеры зоны расширения с учетом конечных деформаций и зависимости предела текучести от давления.

Постановка задачи

Расчетная схема осесимметричной задачи о развитии цилиндрической зоны в полупространстве под действием нормальной распределенной нагрузки σ_{ri} на границе, показана на рис.3.1.

Положение грунтовой частицы в эйлеровых координатах определяется кинематическим уравнением:

$$\frac{\partial x}{\partial t} = \left(\frac{\partial x}{\partial t} \right)_r = v(r, t) \quad (3.1)$$

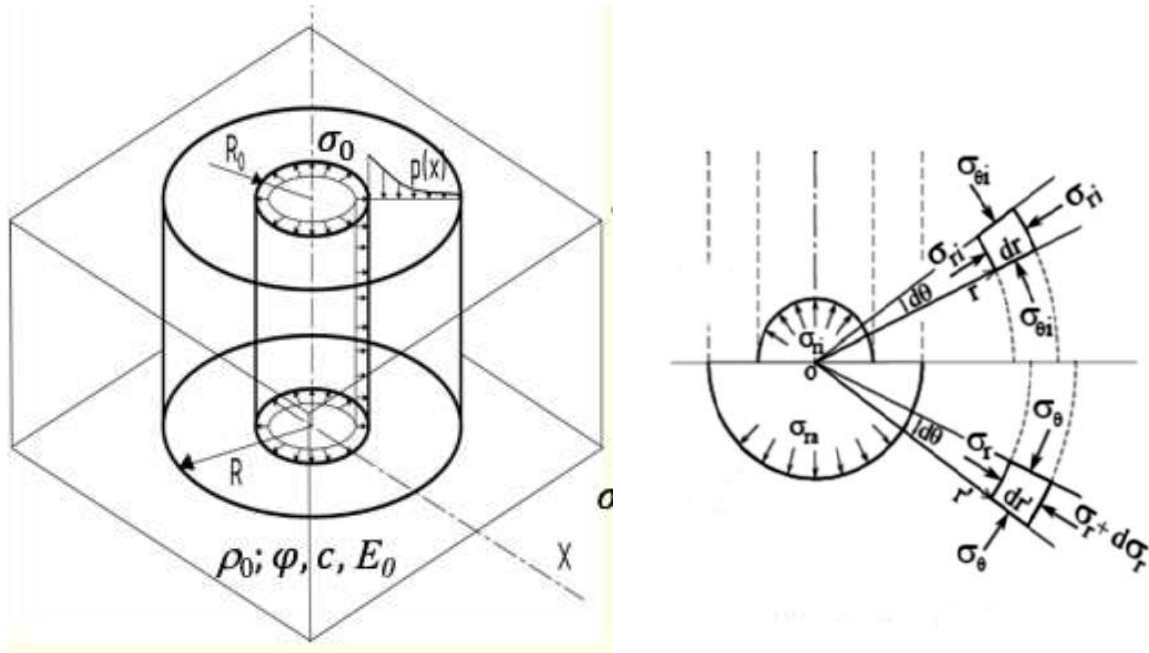


Рис.3.1. Расчетная схема определения радиуса цилиндрической зоны

Закон сохранения массы выделенного материального объема $\rho dV = \rho_0 dV_0$ запишем в виде:

$$\frac{\rho_0}{\rho} = (x/r) \frac{\partial x}{\partial r} \quad (3.2)$$

где: ρ_0, ρ – начальная и текущая плотность среды.

Представим уравнение движения в смешанной форме с учетом связи между лагранжевым и эйлеровыми тензорами напряжений [252]:

$$\rho_0 r \frac{\partial v}{\partial t} = x \frac{\partial \sigma_r}{\partial r} + (\sigma_r - \sigma_\theta) \frac{\partial x}{\partial r} \quad (3.3)$$

Следует отметить, что:

$$\frac{dv}{dt} = \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = \frac{\partial^2 x}{\partial t^2}, \quad x(r, t) = r + u(r, t) \quad (3.4)$$

где: $u(r, t)$ - перемещение частицы с координатой r .

Для того чтобы замкнуть систему уравнений определим механические свойства грунта. Физические уравнения сжимаемой упругопластической среды представим в следующей форме: в упругой области девиаторные компоненты тензора напряжений в главных осях определяются из соотношений закона Гука в дифференциальной форме:

$$\frac{\partial S_i}{\partial t} = 2G \left(\frac{\partial \varepsilon_i}{\partial t} + \frac{1}{3\rho} \frac{\partial \rho}{\partial t} \right), \quad \frac{\partial \varepsilon_1}{\partial t} + \frac{\partial \varepsilon_2}{\partial t} + \frac{\partial \varepsilon_3}{\partial t} = -\frac{1}{\rho} \frac{\partial \rho}{\partial t} \quad (3.5)$$

где: G - модуль сдвига.

условие прочности грунта Кулона -Мора для осесимметричной задачи :

$$\sigma_r - \sigma_\theta = -2c \cos \varphi + \sin \varphi (\sigma_r + \sigma_\theta) \quad (3.6)$$

представим в виде:

$$\sigma_r - \sigma_\theta = -\tau_0 + \mu(\sigma_r + \sigma_\theta); \quad \tau_0 = 2c \cdot \cos\varphi; \quad \mu = \sin\varphi \quad (3.7)$$

где: φ - угол внутреннего трения, c - удельное сцепление грунта.

Уравнение состояния грунтовой среды принимаем с учетом предельной степени уплотнения, при достижении которой сопротивление существенно возрастает:

$$p = -3K\varepsilon_p \frac{\varepsilon}{\varepsilon - \varepsilon_p} \quad (3.8)$$

где: ε_p - предельная деформация грунтовой среды, обусловленная уменьшением объема пор.

Предельная деформация (ε_p) и предельная плотность грунта (ρ_p) связаны соотношением:

$$\rho_p = \rho_0 / (1 + 3\varepsilon_p) \quad (3.9)$$

а текущая плотность и средняя деформация выражением:

$$\varepsilon = \frac{1}{3} \ln \frac{\rho_0}{\rho} \quad (3.10)$$

При подстановке (3.9, 3.10) в (3.8) уравнение состояния грунтовой среды принимает вид:

$$p = -3K\varepsilon_p \frac{\ln \rho_0 - \ln \rho}{\ln \rho_0 - \ln \rho - 3\varepsilon_p} \quad (3.11)$$

Решение задачи.

В условиях осесимметричной задачи принимаем отсутствие деформаций по вертикальной оси ($\varepsilon_z = 0$), условие прочности Кулона преобразуется к виду:

$$2S_r = -\tau_0 + 2\mu p \quad (3.12)$$

Выразим все компоненты напряжений в пластической области через давление:

$$\sigma_r = (1 + \mu)p - \frac{\tau_0}{2}, \quad \sigma_\theta = (1 + \mu)p + \frac{\tau_0}{2} \quad (3.13)$$

Принимая постоянными механические характеристики грунтовой среды, преобразуем уравнение движения (3.3) к виду:

$$x \frac{\partial p}{\partial r} + 2 \frac{\mu}{1 + \mu} p \frac{\partial x}{\partial r} - \frac{\tau_0}{1 + \mu} \frac{\partial x}{\partial r} = 0 \quad (3.14)$$

Запишем $\mu^* = \mu / (1 + \mu)$ и проинтегрируем уравнение (3.14) по лагранжевой координате от R_0 до r с учетом граничных условий $p(R_0) = -p_0$ и $x(r_0) = R$. Получим выражение для распределения давлений в пластической области при $R \leq x \leq x_*$, где $x_* = x(r_*)$ - внешняя граница пластической области.

$$p = \frac{\tau_0}{2\mu} - \left(p_0 + \frac{\tau_0}{2\mu} \right) \left(\frac{R}{x} \right)^{2\mu^*} \quad (3.15)$$

Во внешней области ($x > x_*$), уравнение равновесия принимает вид :

$$\frac{\partial \sigma_r}{\partial r} + \frac{\sigma_r - \sigma_\theta}{r} = 0 \quad (3.16)$$

На границе упругой и пластической областей принимаем условие непрерывности напряжений (σ_θ, σ_r) и радиального перемещения (u), откуда получим:

$$p(x) = \frac{\tau_0}{2\mu} \left[1 - \left(\frac{x}{x_*} \right)^{-2\mu^*} \right], \quad \sigma_\theta = \frac{\tau_0}{2\mu} \left[1 - (1 + \mu) \left(\frac{R}{x_*} \right)^{-2\mu^*} \right], \quad x_* = r_* \left(1 + \frac{3\tau_0}{4E_0} \right) \quad (3.17)$$

выразим ρ_0/ρ из зависимости (3.11) и подставив в уравнение неразрывности деформаций, получим уравнение с разделяющимися переменными:

$$\frac{\partial x}{\partial r} = \frac{r}{x} \left[1 + \frac{3\varepsilon_p p(x)}{p(x) + 3K\varepsilon_p} \right] \quad (3.18)$$

интегрируя уравнение (3.18) по r на сегменте $[R_0, r_*]$, и по x на сегменте $[R, x_*]$, получим окончательное нелинейное уравнение для определения размера формируемого цилиндра (R) в среде с заданными характеристиками пористости под действием внутреннего давления σ_0 :

$$\int_R^{x_*} \exp \left(- \frac{3\varepsilon_p p(x)}{p(x) + 3K\varepsilon_p} \right) x dx = \frac{1}{2} (x_*^2 - R_0^2) \quad (3.19)$$

Преобразуем полученное решение, введем безразмерные переменные, отнеся линейные размеры к эйлеровой координате границы пластической области x_* :

$$\xi = x/x_*, \quad \bar{R} = R/x_*, \quad \bar{R}_0 = R_0/x_*, \quad \bar{r}_* = r_*/x_*,$$

механические параметры к величине приведенного удельного сопротивления $\tau_0 = 2c \cos \varphi$:

$$\bar{p} = p/\tau_0, \quad \bar{K} = K/\tau_0, \quad \bar{E} = E/\tau_0,$$

и параметр, обратный степени расширения радиуса цилиндра $\lambda = R_0/R$.

Зависимость (3.xx) в безразмерном виде запишем как:

$$\int_{\bar{R}}^1 \exp \left(- \frac{3\varepsilon_p \bar{p}(\xi)}{\bar{p}(\xi) + 3\bar{K}\varepsilon_p} \right) \xi d\xi = \frac{1}{2} ((\bar{r}_*)^2 - \lambda^2 (\bar{R})^2) \quad (3.20)$$

Анализ полученной зависимости показывает, что с увеличением давления на границе σ_0 увеличивается степень расширения $\lambda^{-1} = R/R_0$, возрастает и относительная толщина уплотненной зоны x_*/R . Но даже в случае расширения от достаточного малого радиуса $\lambda \approx 0$, размер уплотненной зоны x_*/R остается конечным.

Решая численно уравнение (3.20) относительно параметра $\bar{R} = R/x_*$, можно определить радиус расширения цилиндра (R) при заданных физико-механических характеристиках грунта и давлении на поверхности полости σ_0 .

Для численного моделирования размеров расширяющейся полости определим основные типы грунтов и их средние физико-механические характеристики.

Таблица 3.1. Физико-механические характеристики основных типов исследуемых грунтов

Тип грунта	Коэффициент пористости e (д.е.)	Угол внутреннего трения φ (°)	Удельное сцепление c (КПа)	Параметр $\tau_0 = 2c \cos \varphi$ (КПа)
Супесь $I_p=0,05$	0,85	18	9	17,1
Супесь $I_p=0,11$	0,75	21	11	20,5
Суглинок $I_p=0,14$	0,85	16	16	30,7
Суглинок $I_p=0,17$	0,75	18	20	38,1
Глина $I_p=0,20$	0,85	12	36	70,4
Глина $I_p=0,23$	0,75	14	41	79,6

Вычислительный эксперимент будет проводиться исходя из следующего условия: при фиксированном значении действующей нормальной давления на границе полости (определяемой технологическими параметрами струйной цементации) $\sigma_0 = 40$ МПа, величина радиуса расширяемой полости зависит от объемного модуля упругости K . Определим радиус полости для наиболее характерных величин $K = 5,0; 10; 15; 20$ МПа.

Зависимость радиуса расширяемой полости (R) от объемного модуля деформации (K) для обозначенных типов грунтов представлена на рис.3.2. Результаты расчетов показывают, что с ростом величины объемного модуля деформации радиус формируемого цилиндра уменьшается. Такое поведение можно объяснить различной величиной пористости грунтов, в более пористом грунте расширение цилиндра происходит за счет ликвидации пор в пластической области, что приводит к быстрому падению действующего давления с увеличением радиуса и образованию небольшой зоны пластической деформации.

В качестве основного параметра расчетного определения радиуса цилиндра используем объемный модуль деформации и для аппроксимирующей зависимости применим выражение:

$$R = \frac{C}{\sqrt{K}} \quad (3.21)$$

Параметр C - постоянная для грунта и определяется в зависимости от параметра (τ_0). Эта зависимость определена на основании вычислительного эксперимента и определяется выражением:

$$C = 1,497 \tau_0^{-0,113} \quad (3.22)$$

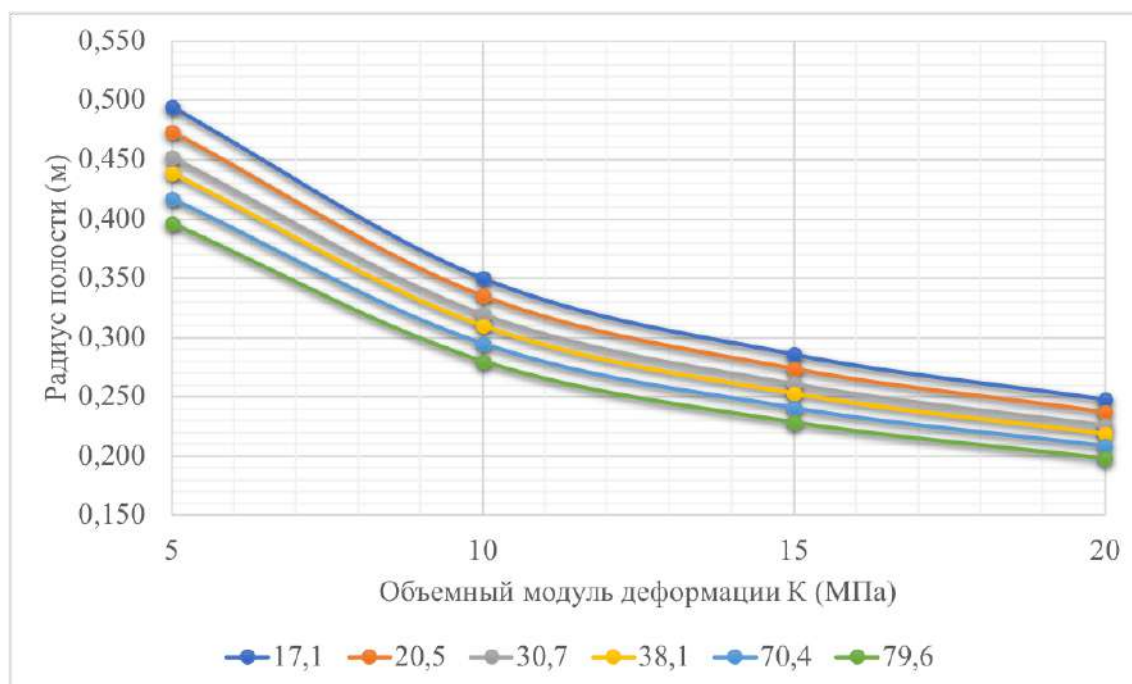


Рис.3.2. График изменения радиуса расширяемой полости в зависимости от объемного модуля деформации (K) и параметра (τ_0)

Относительная ошибка аппроксимации в этом случае не превышает 10%.

Полученное решение задачи о статическом расширении цилиндрической полости в упругопластической сжимаемой среде с учетом нелинейной сжимаемости позволяет рассчитывать теоретический диаметр грунтобетонного элемента в зависимости от физико-механических свойств грунтов.

Полученные расчетные зависимости достаточно хорошо согласуются с фактическими (измеренными) диаметрами грунтобетонных элементов, выполненных на опытных и производственных площадках (глава 2, табл. №2.3).

3.2 Модель вертикально армированного грунтового основания - «структурный геомассив» [302]

Модель основания должна быть адекватной точности исходных данных и требуемой точности конечных результатов расчета системы "здание-фундамент-основание". В силу большого многообразия типов грунтов оснований, условий сложения массивов и т.п., ни одна из существующих моделей не является универсальной и находит применение лишь для тех или иных конкретных типов грунтов.

Проведенные установочные эксперименты показали, что параметром, наиболее сильно влияющим на механические свойства горизонтального структурного геотехнического

массива, является соотношение шага (L) - межосевого расстояния между элементами к диаметру армирующего элемента (D).

При соотношении $L = 0,8 \dots 0,9 D$, структурный геотехнический массив рассматривается как сплошная пластина, выполненная из грунтобетона.

В этом случае для ее описания используется набор механических характеристик, получаемых при лабораторных испытаниях образцов грунтобетона. Корреляционные зависимости модуля общих деформаций грунтобетона от прочности на сжатие приведены в главе 2.

При диаметре жесткого грунтобетонного элемента порядка $D = 500 \dots 600$ мм, и межосевом расстоянии $L = 2,5 \dots 3,0$ м (соотношение $5 \dots 6D$) система рассматривается как вертикально армированное основание, при этом учитывается влияние каждого элемента как висячей сваи (Рис.3.3). Методы определения механических характеристик такого основания широко рассмотрены в литературе, и приведены в обзоре литературных источников (глава 1).

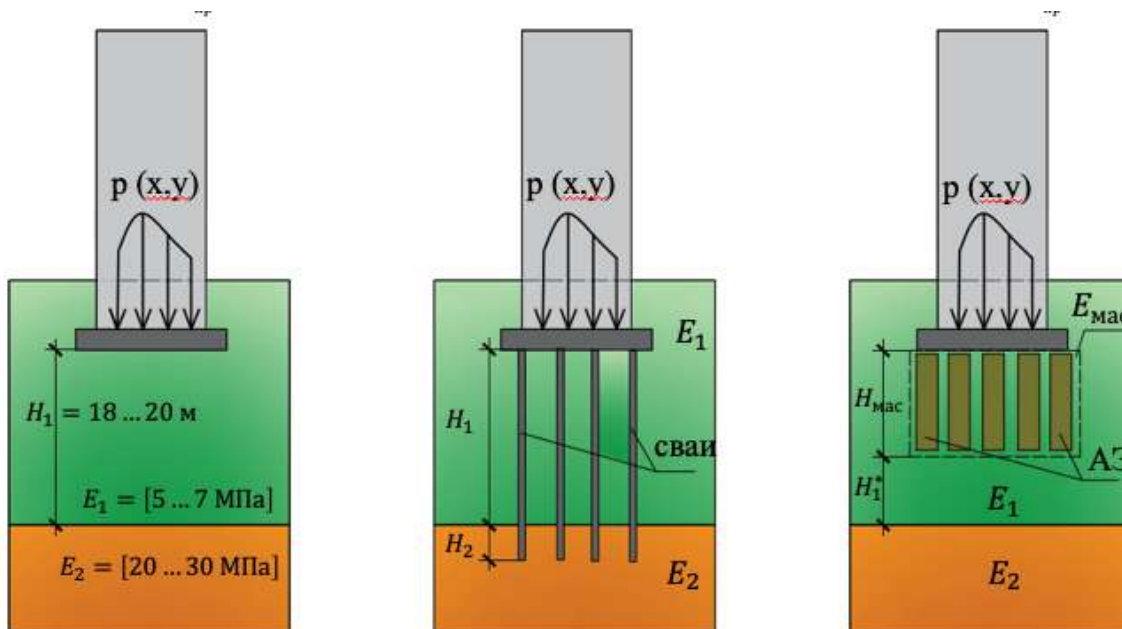


Рис.3.3. Варианты передачи нагрузки на основание: плитный фундамент; плитно-свайный фундамент; плитный фундамент на искусственном основании

При диаметре жесткого грунтобетонного элемента $D = 1000 \dots 1200$ мм и том же межосевом расстоянии $L = 2,5 \dots 3,0$ м (соотношение $2,5 \dots 3D$) система рассматривается единый структурный массив с приведенными эффективными характеристиками. Расчет оснований, армированных ячеистыми структурами, производится с учетом невозможности боковых деформаций грунта и деформаций формоизменения. При этом армирующие элементы исключают образования поверхностей сдвига и возникновения поверхностного выпора грунта. Грунтобетонные элементы рассматриваются как обоймы, обеспечивающие

возникновение между ними арочного эффекта. В этом случае армирующие элементы и заземленный между ними грунт рассматривается как сплошной «геомассив», практически не деформирующееся под воздействием бокового давления.

Для построения механической модели «структурного геомассива» применим подход, используемый в геомеханике для описания поведения твердого тела со структурой [165].

«Структурный геомассив» представим в виде идеальной сплошной среды, деформации которой линейны относительно внешних сил, если только внутренние напряжения не превышают предельных значений. Вместе с тем в сплошном теле равномерно рассеяны по объему неоднородности (грунтобетонные армирующие элементы), и расстояние между ними много больше их собственного размера. Эти неоднородности ответственны за необратимые деформации: на них концентрируются напряжения и происходит их релаксация во времени. Примем этот механизм диссипации энергии единственным.

Учитывая, что неоднородности занимают малую долю объема, деформации структурного геомассива будем характеризовать только усредненными по пространству величинами. Неравномерное распределение напряжений внутри геомассива качественно отличает предлагаемую модель: они складываются из двух компонент – общих напряжений, вызванных изменением объема или искажением формы и локальных напряжений на неоднородностях.

Используя закон распределения неоднородностей в сплошном теле:

$$A = \text{const} = \frac{l^3 dn}{d \ln l} \quad (3.23)$$

где: l – линейный размер неоднородности, n – количество неоднородностей в единице объема можно перейти от локальных напряжений к средним напряжениям в любом сечении.

Уравнение для напряжений на неоднородностях представим в следующем виде:

$$\frac{d\Delta\sigma_l}{dt} = \rho c^2 \dot{\epsilon} - v \frac{\Delta\sigma_l}{l} \quad (3.24)$$

где: $\Delta\sigma_l$ – напряжение на неоднородности размером l , c – скорость поперечных упругих волн; ρ – плотность геомассива, $\dot{\epsilon}$ – скорость деформации сдвига в грунте, v – константа отражающая скорость релаксации напряжений.

На основании этого уравнения можно сделать вывод, что скорость релаксации напряжений на неоднородностях прямо пропорциональна величине напряжения и обратна пропорциональна размеру неоднородности.

Интегрируя уравнение (3.24) при постоянной скорости деформирования получаем:

$$\Delta\sigma_l = \rho c^2 \dot{\epsilon} \frac{l}{v} [1 - e^{-vt/l}] \quad (3.25)$$

в начальный момент времени напряжения на неоднородностях нарастают во времени по линейному закону:

$$\Delta\sigma_l = \rho c^2 \dot{\varepsilon} \frac{1}{v} [1 - 1 + e^{-vt/l}] = \rho c^2 \dot{\varepsilon} t \quad (3.26)$$

в дальнейшем рост напряжений замедляется и на неоднородностях устанавливается напряжение:

$$\Delta\sigma_l = \rho c^2 \dot{\varepsilon} \frac{l}{v} \quad (3.27)$$

При высоких скоростях деформирования напряжения на неоднородностях приводят к увеличению жесткости структурного геомассива, а при динамических воздействиях к увеличению эффективной прочности («динамической прочности»). Предлагаемая механическая модель «структурного геомассива» позволяет рассматривать классические задачи по определению напряжений и деформаций возникающих под воздействием внешних сил, но не ограничиваться отысканием равновесных параметров, поскольку после приложения нагрузки в массиве продолжают необратимые деформации и релаксация напряжений на неоднородностях.

В этом случае для описания поведения «структурного геомассива» можно использовать модели линейной теории упругости и модель ползучести, а также рассматривать процесс затухания упругих сейсмических волн.

3.2.1 Учет влияния распределительного слоя

Рассмотрим теоретическую модель поведения распределительного слоя. Расчетная схема показана на рис.3.4 и включает в себя жесткие грунтобетонные элементы диаметром D , расположенные по регулярной сетке с шагом s .

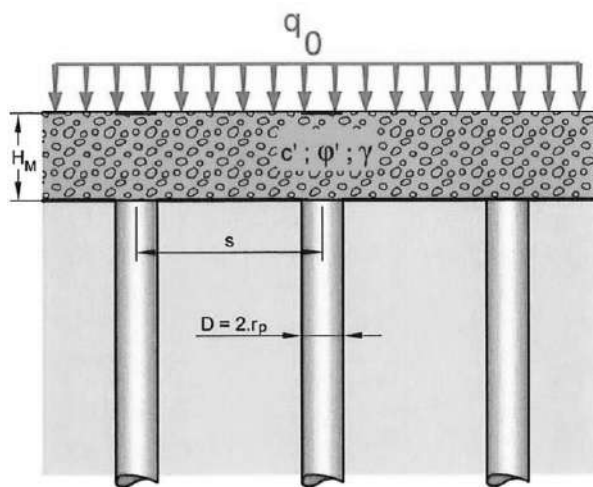


Рис.3.4. Расчетная схема распределительного слоя [270]

Распределительный слой имеет толщину H_M и характеризуется следующими физико-механическими характеристиками: (γ - удельный вес материала; φ - угол внутреннего трения; c - удельное сцепление). На поверхности распределительного слоя приложено давление интенсивностью q_0 .

Механизм распределения давлений рассмотрим для двух характерных вариантов:

Вариант 1. Мощность распределительного слоя - $H_M < 0,7(s - D)$.

Над верхней плоскостью геомассива располагается нагружающая конструкция, верхней границей «структурного геомассива» является технологический распределяющий слой толщиной 450...600 мм. Конструкция слоя и технология его исполнения приведены в главе 2. При рассмотрении перераспределения давлений в распределяющем слое используем механизм Прандтля для ограниченной невесомой толщ (Рис.3.6, а).

В этом случае используем схему развития в грунте вертикальных конусов продавливания (рис.3.5, б).

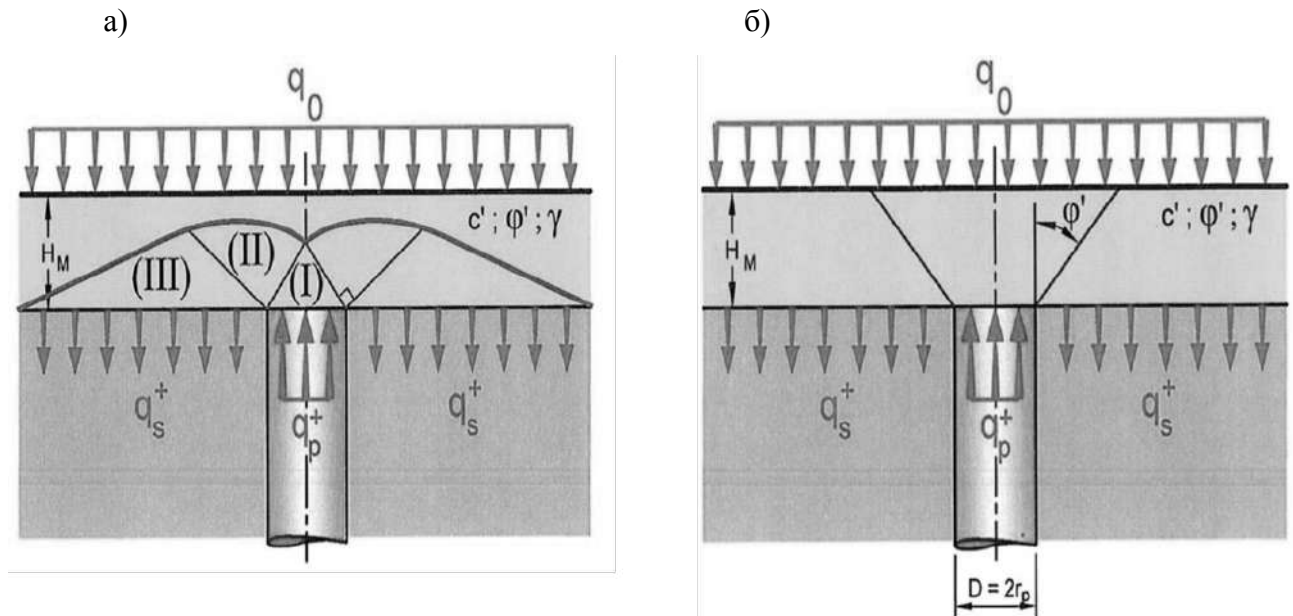


Рис.3.5. а) механизм Прандтля; б) механизм вертикальных конусов

Механизм Прандтля [291].

В случае пространственной осесимметричной задачи формируется поверхность предельного равновесия (рис.3.6): зона I - жесткое ядро ограниченных смещений в виде конуса с углом при основании $(\pi/4 + \varphi/2)$, зона радиальных сдвигов (II) - по переходной логарифмической спирали, зона бокового пассивного давления по сопряженным прямым с углом наклона к горизонту $(\pi/4 - \varphi/2)$.

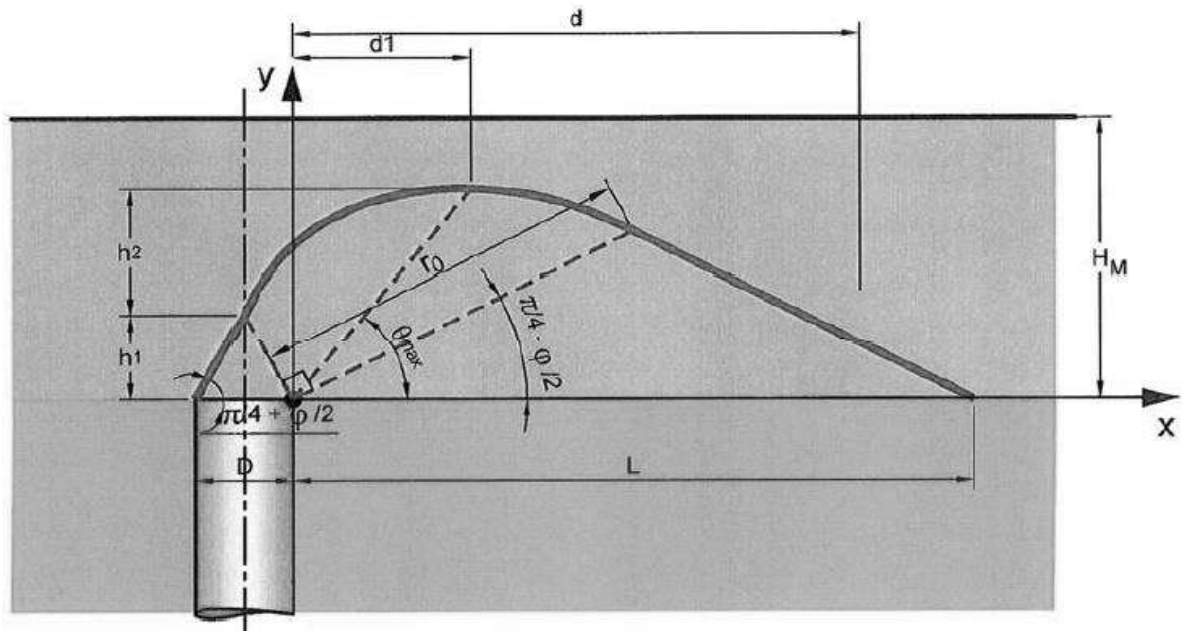


Рис.3.6. Форма кривой Прандтля

Рассматривая состояние предельного равновесия при нагружении промежуточного слоя вертикальной давлением в оголовке армирующего элемента, получим следующую зависимость:

$$q_p^+ = (q_s^+ + c \cot \varphi) \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} e^{\pi \tan \varphi} - c \cot \varphi \quad (3.28)$$

где: q_p^+ - предельное давление по оголовку жесткого армирующего элемента; q_s^+ - соответствующее давление на окружающий грунт; φ, c - прочностные характеристики материала распределяющего слоя.

Поскольку для распределяющего слоя обычно используется обломочный материал, не обладающий удельным сцеплением «с», уравнение можно преобразовать в следующий вид:

$$q_p^+ = q_s^+ \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} e^{\pi \tan \varphi} = q_s^+ N_q \quad (3.29)$$

$$N_q = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} e^{\pi \tan \varphi}$$

По условию сохранения предельного равновесия:

$$\alpha q_p^+ + (1 - \alpha) q_s^+ = q_0 \quad (3.30)$$

где: $\alpha = \frac{A_{гб}}{A_{гб} + A_{гр}}$ - коэффициент армирования структурного геомассива;

$A_{гб}$ - площадь сечения грунтобетонных армирующих элементов;

$A_{гр}$ - площадь грунта между армирующими элементами;

Тогда выражения для определения распределения давлений можно записать следующим образом:

- давление на оголовки армирующего элемента:

$$q_p^+ = \frac{N_q}{1 + \alpha(N_q - 1)} q_0 \quad (3.31)$$

- давление на поверхность грунта между элементами:

$$q_s^+ = \frac{1}{1 + \alpha(N_q - 1)} q_0 \quad (3.32)$$

Горизонтальный размер поверхности Прандтля (L) вокруг армирующего элемента определяется как:

$$L = \frac{\cos(\pi/4 - \varphi/2)}{\cos(\pi/4 + \varphi/2)} D e^{-tg\varphi \frac{\pi}{2}} \quad (3.33)$$

Вариант 2. Мощность распределительного слоя - $H_M \geq 0,7(s - D)$.

Структурный геомассив выполняется в слабом слое грунта. Между фундаментной плитой и верхней плоскостью структурного геомассива располагается слой природного грунта ненарушенной структуры.

Механизм вертикальных конусов продавливания [304].

В этом случае в толще распределительного слоя грунта на высоту H_c развиваются конусы продавливания, которые дальше переходят в цилиндры диаметром R . Высота переходной зоны H_c определяется следующим выражением: $H_c = \frac{R - r_p}{\tan \varphi}$. (Рис.3.7)

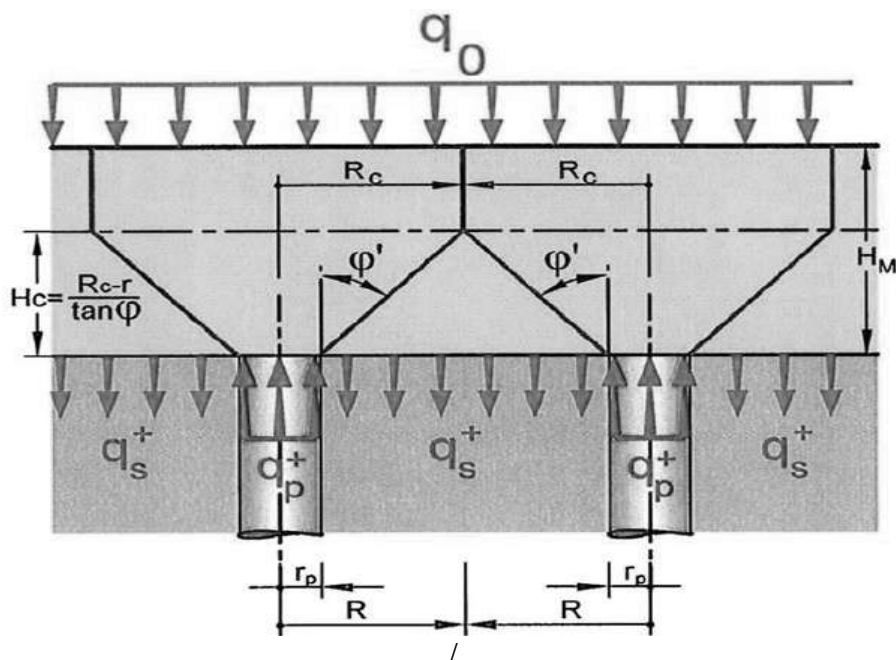


Рис.3.7. Развитие конусов продавливания в распределительном слое

Давление на оголовок армирующего элемента складывается из собственного веса грунта в пределах конуса и цилиндра продавливания и давление приложенного к верхней плоскости конуса:

$$q_p^+ = \left[\frac{H_M}{3} \left(\frac{R^2}{r_p^2} + 1 + \frac{R}{r_p} \right) + (H_M - H_C) \frac{R^2}{r_p^2} \right] + \frac{R^2}{r_p^2} q_0 + \left[\frac{1}{\tan \varphi} \left(\frac{R^2}{r_p^2} - 1 \right) \right] c' \quad (3.34)$$

Давление на грунт в пространстве между армирующими элементами в этом случае определяется как:

$$q_s^+ = \frac{s \cdot q_0}{s^2 - D^2} \left[s^2 - D^2 \frac{q_p^+}{q_0} \right] \quad (3.35)$$

где: q_0 - давление на поверхности распределительного слоя; s - расстояние в осях между армирующими элементами; D - диаметр армирующего элемента; φ, c - прочностные характеристики материала распределяющего слоя.

Рассмотренные модели гибкого ростверка позволяют конструировать распределительный слой структурного геомассива варьируя его геометрическими характеристиками и физико-механическими характеристиками материала, в случае необходимости для повышения жесткости в слой может быть добавлена пространственная георешетка.

3.2.2 Взаимодействие жесткого грунтобетонного элемента с грунтом

Для оценки взаимодействия жесткого грунтобетонного элемента с окружающим грунтом требуется разработка методики определения его несущей способности по грунту и осевых перемещений. Экспериментальные зависимости, полученные в ходе испытаний осевой вдавливающей нагрузкой позволили выявить основные закономерности его работы. Для теоретической оценки несущей способности грунтобетонного элемента используем математический аппарат, предложенный в работе [48].

Одиночный цилиндрический грунтобетонный элемент (ГБЭ) перемещается относительно окружающего массива грунта, мобилизуя на боковой поверхности рабочей части касательные напряжения (рис.3.8). В i -том поперечном сечении цилиндра часть продольного усилия воспринимается действующими касательными напряжениями τ , вследствие чего продольное перемещение u каждого последующего сечения меньше предыдущего. Этим определяется дифференцированное распределение касательных напряжений τ по длине ГБЭ, в соответствии с зависимостью $\tau - u$.

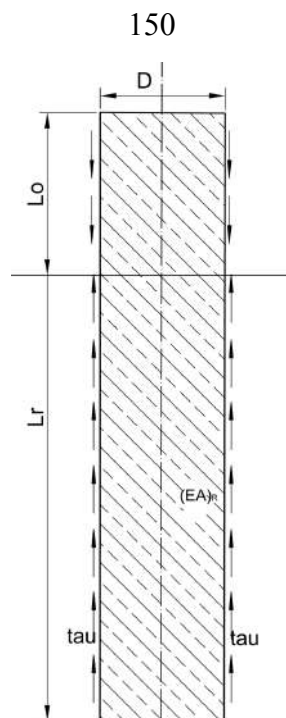


Рис.3.8. Расчетная схема грунтобетонного элемента

Неравномерность распределения касательных напряжений по длине ГБЭ называется «волной заделки», в этом случае положение пика касательных напряжений определяется величиной действующей продольной нагрузки.

В существующих методах расчета распределение касательных напряжений принимается равномерным по всей длине, что оправдано для «коротких» стержней. Использование эффекта «волны заделки» для «длинных» стержней возможно при деформационном расчете в функции перемещения u_B сечения, в которое передается 100 % продольной нагрузки.

Действительная зависимость $\tau - u$ по длине ГБЭ имеет нелинейный характер (рис.3.9,а) и поэтому с достаточной для инженерных расчетов точностью может быть преобразована в простую упругопластическую функцию с разупрочнением (рис.3.9,б):

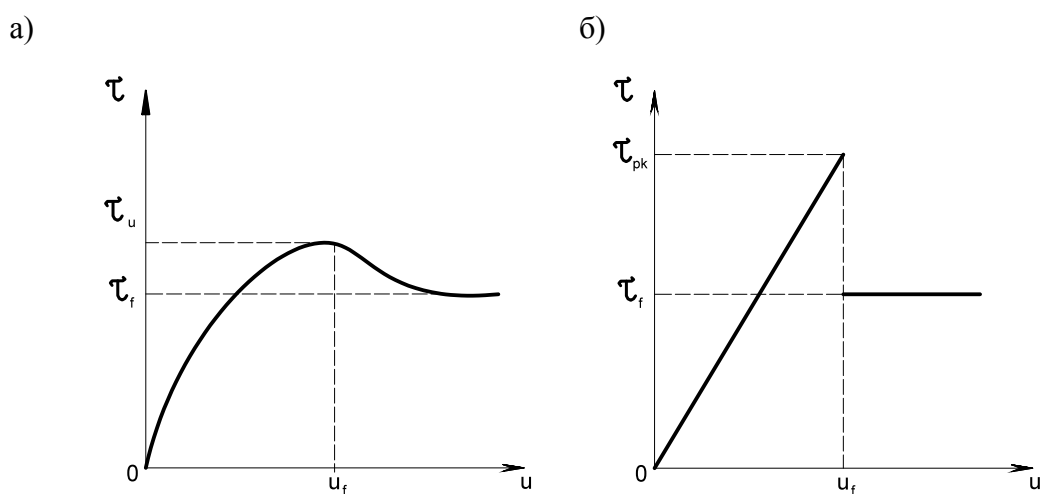


Рис.3.9. Зависимость $\tau - u$: действительная (а); расчетная (б)

$$\tau = \begin{cases} \frac{\tau_{pk}u}{u_f} & \text{при } 0 \leq u \leq u_f \\ \tau_f & \text{при } u > u_f \end{cases} \quad (3.36)$$

где: u_f – перемещение, при котором происходит достижения предельного сопротивления («срыв» элемента); τ_f – остаточное сопротивление сдвигу зоны контакта с грунтом; τ_{pk} – условное предельное сопротивление грунта сдвиг, определяемое из условия равенства работ на перемещениях u в пределах от 0 до u_f :

$$\tau_{pk} = \left[\tau_i u_i + \sum_{i=1}^{n-1} (\tau_i + \tau_{i+1}) (u_{i+1} - u_i) \right] / u_n \quad (3.37)$$

параметры $\tau_i; u_i$ определяются по данным натурных испытаний опытных ГБЭ ступенчатой статической нагрузкой.

Рассмотрим работу грунтобетонного элемента диаметром D и длиной l в интервале перемещений $0 \leq u \leq u_f$. На любом бесконечно малом участке dl рабочей длины ГБЭ продольное усилие F изменяется на величину :

$$dF = \pi D u / u_f \tau_{pk} dl \quad (3.38)$$

это следует условия равенства проекций всех сил на продольную ось.

Учитывая, что $du = F dl / (EA)_R$, из выражения (3.38) получаем линейное однородное дифференциальное уравнение второго порядка с постоянными коэффициентами:

$$\frac{d^2 u}{dl^2} - \frac{\pi D \tau_{pk}}{u_f (EA)_R} u = 0 \quad (3.39)$$

Частное решение уравнения (3.63) с учетом граничных условий : $du/dl = 0$ при $l = 0$ и $u = u_B$ при $l = l_R$ имеет вид:

$$u = u_B \operatorname{ch}(\xi_l) / \operatorname{ch}(\xi_R) \quad (3.40)$$

где : $\xi_R = L_R \sqrt{\frac{\pi D \tau_{pk}}{u_f (EA)_R}}$ – безразмерный коэффициент приведенной длины рабочей части ГБЭ;

$\xi_l = l \sqrt{\frac{\pi D \tau_{pk}}{u_f (EA)_R}}$ – безразмерный коэффициент приведенной длины участка рабочей части ГБЭ длиной l ;

Умножив обе части уравнения (3.40) на τ_{pk}/u_f получаем зависимость распределения τ по боковой поверхности ГБЭ, проинтегрировав которую в пределах от 0 до l_R , найдем сопротивление сдвигу F_s по боковой поверхности рабочей части ГБЭ:

$$F_s = \frac{u_B}{u_f} \sqrt{\pi D \tau_{pk} (EA)_R u_f} \operatorname{th}(\xi_R) \quad (3.41)$$

В случае когда $u > u_f$ граничное условие уравнения (3.39) принимает вид: $u = u_f$ при $l = L_R - l_f$, где l_f - длина участка ствола ГБЭ на котором произошел сдвиг. При этом получаем зависимость:

$$u = u_f ch(\xi_l) / ch(\xi_R - \xi_f) \quad (3.42)$$

где: $\xi_f = l_f \sqrt{\frac{\pi D \tau_{pk}}{u_f (EA)_R}}$ - безразмерный коэффициент приведенной длины участка рабочей части ГБЭ с мобилизацией по его поверхности касательных напряжений τ_f .

Аналогично находим продольное усилие на ГБЭ при перемещении относительно грунта на величину u_f :

$$F_f = \sqrt{\pi D \tau_{pk} (EA)_R} u_f th(\xi_R - \xi_f) \quad (3.43)$$

Соппротивление сдвигу по боковой поверхности ГБЭ определим суммированием:

$$F_s = \pi D L_R \tau_{pk} \left[th(\xi_R - \xi_f) + \xi_f \frac{\tau_f}{\tau_{pk}} \right] / \xi_R \quad (3.44)$$

Разделив выражение (3.44) на выражение предельной несущей способности ГБЭ $\pi D L_R \tau_{pk}$ и приняв условие абсолютной жесткости ствола получаем коэффициент характеризующий полноту эпюры τ :

$$\eta = \left[th(\xi_R - \xi_f) + \xi_f \frac{\tau_f}{\tau_{pk}} \right] / \xi_R \quad (3.45)$$

Этот коэффициент определяет эффективную длину ГБЭ, т.е. длину абсолютно жесткого ствола, обладающего предельной несущей способностью. Значение ξ_f при котором несущая способность ГБЭ достигает максимума находим из условия $\frac{d\eta}{d\xi_f} = 0$:

$$\xi_{f,u} = \xi_R - Arch\sqrt{\tau_{pk}/\tau_f} \geq 0 \quad (3.46)$$

Подставив выражение (3.46) в выражение (3.45) получим выражение предельной величины коэффициента «волны заделки»:

$$\eta_u = \left[th(Arch\sqrt{\tau_{pk}/\tau_f}) + \tau_f / \tau_{pk} (\xi_R - Arch\sqrt{\tau_{pk}/\tau_f}) \right] / \xi_R \quad (3.47)$$

Таким образом несущая способность ГБЭ по рабочей части его боковой поверхности определяется выражением:

$$F_{su} = \eta_u \pi D L_R \tau_{pk} \quad (3.48)$$

Эта величина несущей способности реализуется при продольном перемещении ГБЭ по грунту u_B , которое находится из условия неразрывности перемещений:

$$u_{B,u} = u_f \left\{ 1 + \xi_{f,u} \left[th(\xi_R - \xi_{f,u}) + 0,5 \xi_{f,u} \frac{\tau_f}{\tau_{pk}} \right] \right\} \quad (3.49)$$

3.2.3 Определение эффективных характеристик «структурного геомассива»

Основание, армированное вертикальными элементами при расстояниях в осях не более трех диаметров, представляет собой композитную систему, состоящую из мягкой и податливой матрицы (грунта) и жестких армирующих (грунтобетонных) элементов. При этом большая часть внешней нагрузки воспринимается грунтовой матрицей. Для описания поведения вводится гипотеза континуума, которая включает процедуру осреднения, посредством нее структура и состояние материала идеализируются таким образом, что материал считается однородным, для которого присущие однородной среде характерные свойства одинаковы во всех точках. Основная задача состоит в использовании процедуры осреднения для предсказания эффективных свойств идеализированной однородной среды через свойства фаз и геометрические характеристики. «Структурный геомассив» рассматриваем как двумерную периодическую среду – волокнистый однонаправленный композит, представляющий собою периодическую систему параллельных цилиндрических волокон, погруженных в однородную матрицу, характеристики физико-механические характеристики которой отличны от характеристик волокон (Рис.3.10). Исходя из структуры однонаправленного композита с гексагональной укладкой волокон и согласно гипотезе континуума, материал можно считать однородной средой, которая имеет ось упругой симметрии, совпадающую с направлением волокон, т.е. является трансверсально-изотропным материалом.

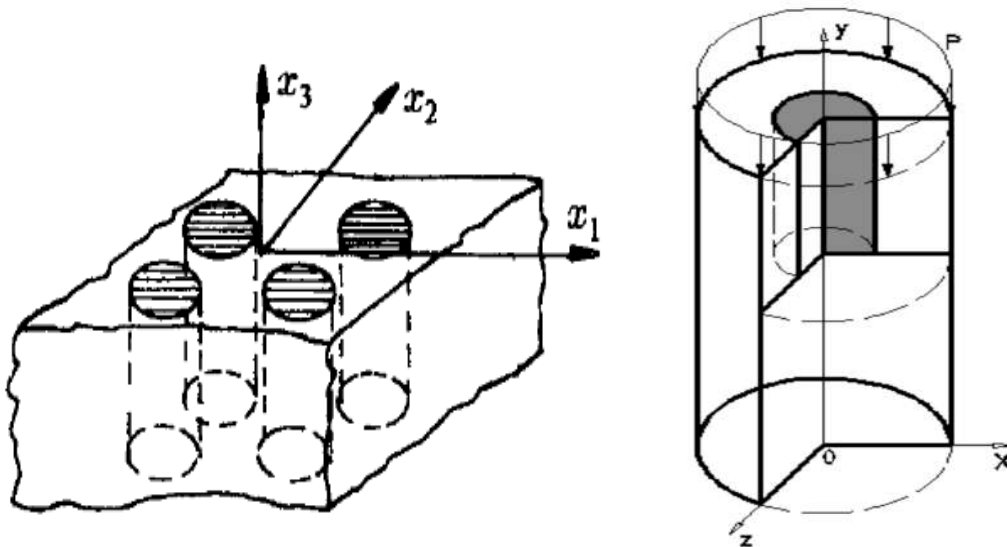


Рис. 3.10. Двумерная периодическая среда – волокнистый однонаправленный композит

Таким образом, упругое поведение композита характеризуется пятью независимыми константами: модулями упругости E_1 и E_2 , соответствующими направлениям вдоль и поперек волокон, коэффициентами Пуассона ν_{12} и ν_{23} и операторным модулем сдвига G_{12} .

Выделяем в нем ячейку периодичности - представительный объем с характерным размером неоднородности, в пределах которого свойства можно усреднить. Масштаб представительного объема должен быть значительно больше характерного размера неоднородности и мал по сравнению с характерным размером тела (Рис.3.11).

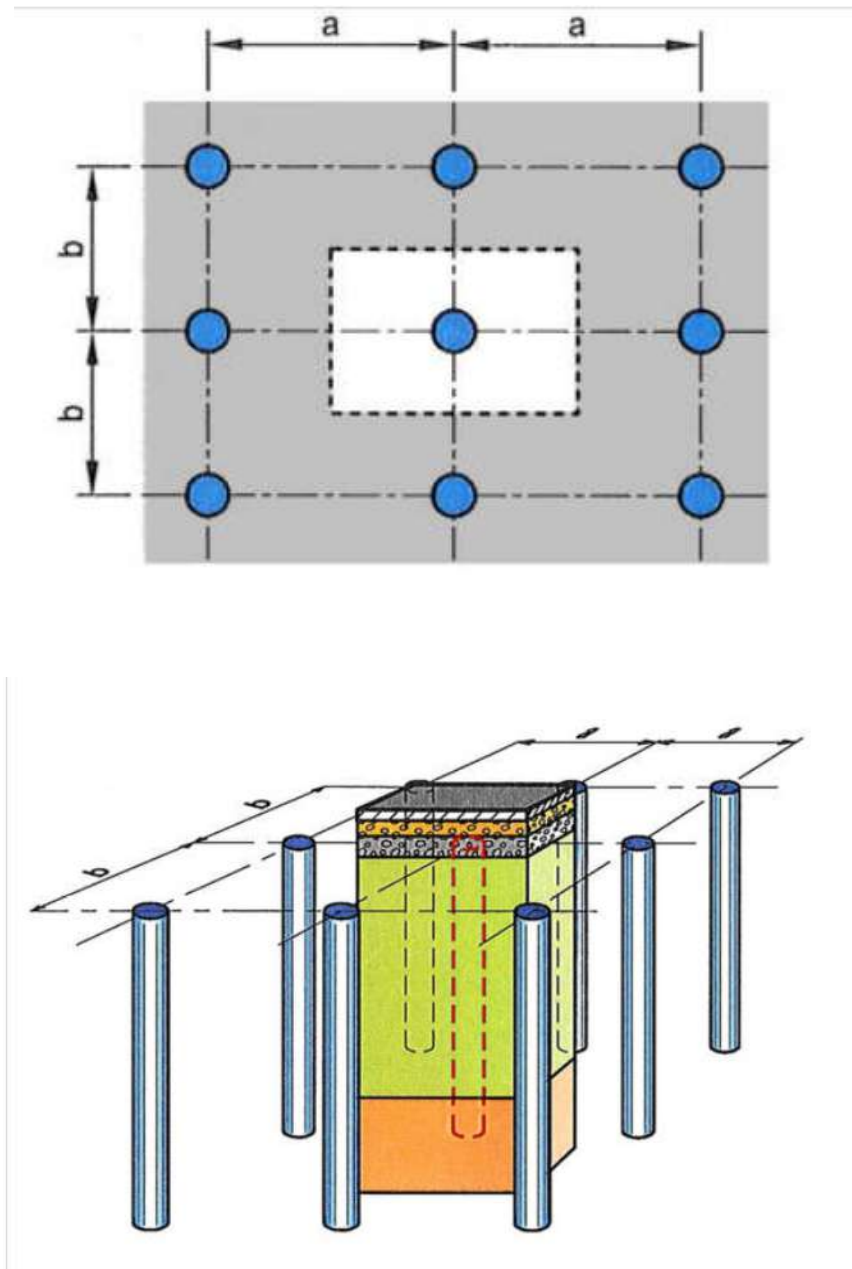


Рис.3.11. Выделение ячейки периодичности в составе структурного геотехнического массива

При этих условиях гетерогенный материал можно идеализировать, рассматривая его как эквивалентный гомогенному материалу с усредненными на представительном объеме свойствами. В границах ячейки периодичности градиент внешних воздействий (давления) изменяется незначительно.

Условием правильного подбора эффективных характеристик структурного геомассива является равенство средних вертикальных деформаций выделенной ячейки неоднородности при моделировании ее отдельными элементами и единым массивом.

Для численного расчета эффективных характеристик «структурного геомассива» был выполнен итерационный расчет в программном комплексе Plaxis. В «структурном геомассиве» грунтобетонные армирующие элементы имеют форму кругового цилиндра и ориентированы в одном направлении. Рассматривалась осесимметричная конечно-элементная модель ячейки неоднородности (рис.3.12,а). Горизонтальный размер расчетной области назначался равным радиусу влияния армирующего элемента и мог изменяться в процессе приложения внешней нагрузки. Нижняя граница расчетной области определялась исходя из средних размеров сжимаемой толщи под фундаментными плитами. На вертикальных границах расчетной области запрещены горизонтальные перемещения и вертикальные перемещения на нижней горизонтальной границе. Определение приведенных характеристик выполняется из условия равенства вертикальных перемещений объема грунта с жестким армирующим элементом (Рис.3.12,б). и равновеликого объема гомогенизированной среды (Рис.3.12,в).

Характеристики грунтобетонного армирующего элемента были представлены линейно-упругой моделью «lineal elastic» и принимались следующими: модуль упругости материала по всей длине ($E_{ref} = 900$ МПа), коэффициент Пуассона ($\nu = 0,25$).

Для грунта была использована упруго-пластическая модель с упрочнением «Hardening Soil». Установление параметров деформируемости этой модели для «структурного геомассива» основано на сопоставлении данных полевых штамповых испытаний и расчетной имитации испытаний основания с использованием упругопластической модели с изотропным уплотнением. Для описания исходных данных численного моделирования введем два удельных параметра: коэффициент армирования $\alpha = A_{гб}/(A_{гб} + A_{гр})$ и соотношение модулей деформации $\eta = E_{гр}/E_{гб}$. Коэффициент армирования является функцией от диаметра грунтобетонных элементов D (диапазон изменения 1,0...1,2 м) и расстояния (a) между осями элементов (диапазон изменения 2...3 D). Соотношение модулей деформации определено для наиболее широко используемого исходного диапазона модуля деформации закрепляемого грунта (5,0 ...20,0 МПа).

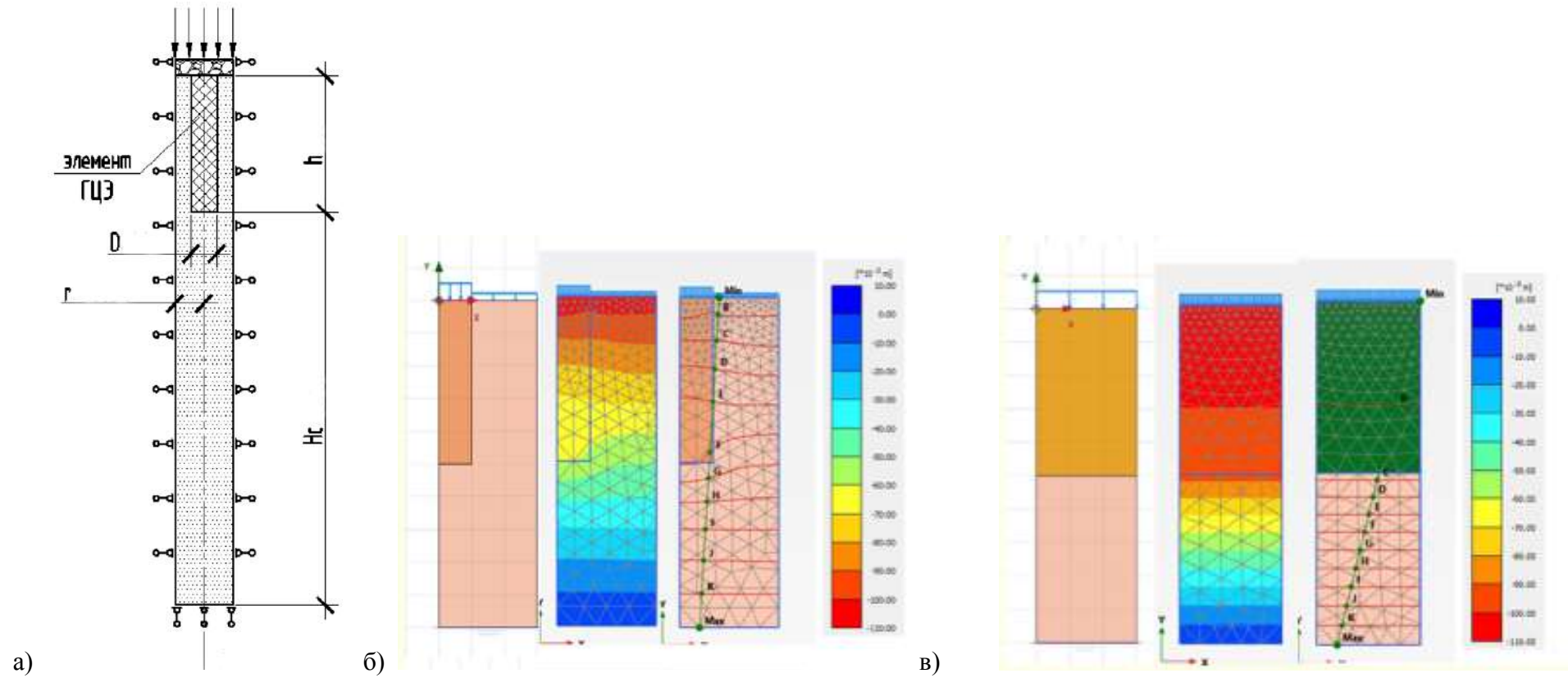


Рис.3.12. а) Расчетная схема вычислительного эксперимента по определению эффективных характеристик «структурного геомассива».

Схема изополей вертикальных перемещений расчетной ячейки:

б) основание армированное отдельными элементами; в) основание с приведенными характеристиками

Результатом численного моделирования на ячейке неоднородности является зависимость эффективного, в рамках использованной модели – одометрического модуля деформации грунта и удельных параметров проектирования структурного геомассива, представлена на рис.3.13 .

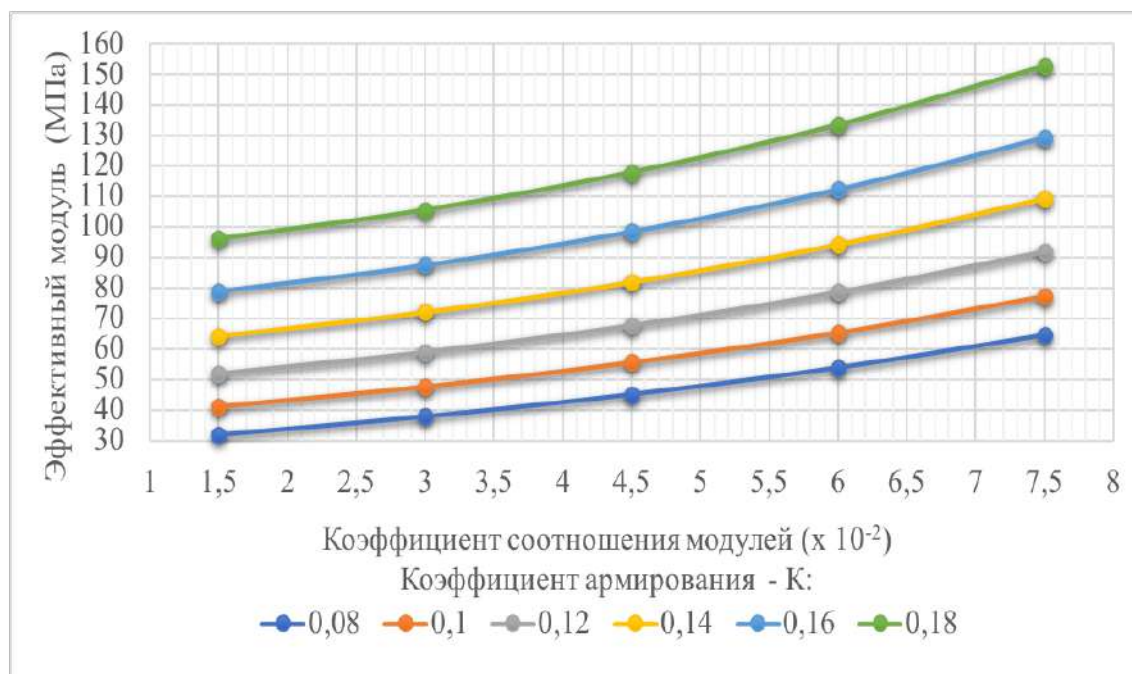


Рис. 3.13. График зависимости эффективного модуля деформации «структурного геомассива» от соотношения модулей деформации η , коэффициент армирования в диапазоне (0,08...0,18)

Полученный эффективный модуль деформации в рамках использованной концепции гомогенизации композита можно распространить на весь его объем, и в дальнейшем использовать как при расчете осадок по методу послойного суммирования [179], так и компьютерного моделирования системы здание - искусственное основание «структурный геотехнический массив».

Разрабатываемая модель «структурного геомассива» ориентирована на использование в задачах механического поведения систем геотехнических барьеров на стадиях проектирования. Принципиальное отличие предлагаемой модели от модели с отдельными грунтоцементными элементами, заключается в использовании среды с эффективными характеристиками, которая заменяет поле элементов с межэлементным грунтовым массивом и существенно снижает время, необходимое для расчетов механического поведения большого количества вариантов фундаментных конструкций.

3.2.4 Оценка напряженно-деформированного состояния трансверсально-изотропного слоя на упругом основании

Рассмотрение НДС трансверсально-изотропного слоя, находящегося на жестком основании, приведено в работе [87]. Для практических расчетов главным является аналитическое выражение для осадки свободной поверхности слоистого полупространства, вызванное действием единичной сосредоточенной силы и называемое ядром основания [83].

Рассмотрим трансверсально-изотропное основание на поверхности которого приложена нормальная нагрузка, распределенная по некоторому закону. Уравнение равновесия и граничные условия в этом случае записываются в виде [266]:

$$\begin{aligned}
 & \left(c_{11} \frac{\partial^2}{\partial x^2} + c_{66} \frac{\partial^2}{\partial y^2} + c_{44} \frac{\partial^2}{\partial z^2} \right) u_x + (c_{12} + c_{66}) \frac{\partial^2 u_y}{\partial x \partial y} + (c_{13} + c_{44}) \frac{\partial^2 u_z}{\partial x \partial z} = 0 \\
 & (c_{12} + c_{66}) \frac{\partial^2 u_x}{\partial x \partial y} + \left(c_{11} \frac{\partial^2}{\partial x^2} + c_{66} \frac{\partial^2}{\partial y^2} + c_{44} \frac{\partial^2}{\partial z^2} \right) u_y + (c_{13} + c_{44}) \frac{\partial^2 u_z}{\partial x \partial z} = 0 \\
 & (c_{13} + c_{44}) \frac{\partial}{\partial z} \left(\frac{\partial u_x}{\partial x} + \frac{\partial u_y}{\partial y} \right) + \left(c_{44} \left(\frac{\partial^2}{\partial x^2} + \frac{\partial^2}{\partial y^2} \right) + c_{33} \frac{\partial^2}{\partial z^2} \right) u_z = 0 \\
 & u_x, u_y, u_z \rightarrow 0, \text{ при } \sqrt{x^2 + y^2 + z^2} \rightarrow \infty
 \end{aligned} \tag{3.50}$$

где: c_{kl} ; $k, l = 1, 6$ - матрица упругих констант, связывающая компоненты напряжений и компоненты деформаций, имеющая следующий вид:

$$\begin{array}{cccccc}
 \frac{1 - \nu_{12}\nu_2}{E_1 E_2 \Delta} & \frac{\nu_1 + \nu_2 \nu_{12}}{E_1 E_2 \Delta} & \frac{\nu_2 + \nu_2 \nu_{12}}{E_1 E_2 \Delta} & 0 & 0 & 0 \\
 \frac{\nu_1 + \nu_2 \nu_{12}}{E_1 E_2 \Delta} & \frac{1 - \nu_2 \nu_{12}}{E_1 E_2 \Delta} & \frac{\nu_2 + \nu_2 \nu_{12}}{E_1 E_2 \Delta} & 0 & 0 & 0 \\
 \frac{\nu_2 + \nu_2 \nu_{12}}{E_1 E_2 \Delta} & \frac{\nu_2 + \nu_2 \nu_{12}}{E_1 E_2 \Delta} & \frac{1 - \nu_1^2}{E_1^2 \Delta} & 0 & 0 & 0 \\
 0 & 0 & 0 & G_2 & 0 & 0 \\
 0 & 0 & 0 & 0 & G_2 & 0 \\
 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{E_1}{2(1 + \nu_1)}
 \end{array} \tag{3.51}$$

где: E_1, ν_1 - модуль упругости и коэффициент Пуассона в горизонтальной плоскости; E_2, ν_2, G_2 - модуль упругости, коэффициент Пуассона и модуль сдвига в вертикальной плоскости; $\nu_{12} = (E_1/E_2)\nu_2$; $\Delta = (1 + \nu_1)(1 - \nu_1 - 2\nu_2\nu_{12})/E_1^2 E_2$.

Для определение решения данной задачи используется метод описанный в [290].
Перемещения представляются в виде:

$$\begin{aligned} u_x &= \sum_{i=1}^2 \frac{\partial \varphi_i}{\partial x} + \frac{\partial \varphi_3}{\partial y}, \\ u_y &= \sum_{i=1}^2 \frac{\partial \varphi_i}{\partial y} + \frac{\partial \varphi_3}{\partial x} \\ u_z &= \sum_{i=1}^2 \alpha_i \frac{\partial \varphi_i}{\partial z_i} \end{aligned} \quad (3.52)$$

где:

$$\alpha_i = \frac{c_{11} - c_{44}s_i^2}{(c_{13} + c_{44})s_i^2}; \quad s_i = \sqrt{\frac{(C - c_{13})(C + c_{13} + 2c_{44})}{4c_{33}c_{44}}} + (-1)^{i+1} \sqrt{\frac{(C + c_{13})(C - c_{13} - 2c_{44})}{4c_{33}c_{44}}};$$

$$C = \sqrt{c_{11}c_{33}}; \quad i = 1, 2$$

Подставляя выражения (3.52) в выражение (3.50), запишем, что каждая из функций φ_i должна удовлетворять уравнению:

$$\left(\frac{\partial^2}{\partial x^2} + \frac{\partial^2}{\partial y^2} + \frac{\partial^2}{\partial z^2} \right) \varphi_i = 0, \quad (i = 1, 2, 3), \quad (3.53)$$

и системе граничных условий, которая получается при подстановке выражения (3.52) в исходные граничные условия.

Общее решение системы полученных уравнений представим в следующем виде:

$$\varphi_i = C_{1i} e^{s_i w} + C_{2i} e^{-s_i w} \quad (3.54)$$

Подставляя выражение (3.54) в систему граничных условий, получаем систему линейных уравнений относительно констант C_{1i} . Решая полученную систему методом Крамера получаем выражение для ядра основания слоя, покоящегося на недеформируемом основании:

$$u_z|_{z=0}(r) = \int_0^\infty J_0(wr) \frac{P(w)}{Q(w)} dw \quad (3.55)$$

где: $\frac{P(w)}{Q(w)} = C + g(w)$; $C = \lim_{w \rightarrow \infty} \frac{P(w)}{Q(w)}$ – решение Буссинеска; $g(w)$ – гладкая функция.

Для использования в практических расчетах исходную функцию представим в виде предложенном в [87]:

$$\frac{P(w/h)}{Q(w/h)} = C_1 + e^{-2ws_2} \sum_{k=0}^n a_k L_k(w) \quad (3.56)$$

где: L_k – полиномы Лаггера, $a_k = \int_0^\infty e^{-w} \left(\frac{P(w/h)}{Q(w/h)} - C_1 \right) e^{2s_2 w} L_k(w) dw$ – коэффициенты Фурье, для конкретных упругих постоянных вычисляемые численно.

При использовании указанного приближения интеграл в выражении (3.55) берется аналитически и вертикальные перемещения границы слоя от сосредоточенной вертикальной силы имеют следующий вид ($r = \sqrt{x^2 + y^2}$):

$$u(r)|_{z=0} = \frac{C_1}{r} + a_0 \frac{1}{h((r/h)^2 + 4s_2^2)^{0,5}} + a_1 \frac{(r/h)^2 + 2s_2(-1 + 2s_2)}{h((r/h)^2 + 4s_2^2)^{1,5}} + \dots \quad (3.57)$$

Покажем график (Рис.3.14) вертикальных перемещений $u(r)|_{z=0}$ поверхности.



Рис.3.14. График вертикальных перемещений (осадок) трансверсально изотропного слоя расположенного на упругом полупространстве

Трансверсально изотропный слой расположен на упругом полупространстве, вертикальные перемещения вызванные действием единичной сосредоточенной вертикальной силы, при следующих исходных упругих характеристиках:

трансверсально-изотропный слой: $E_1^1 = E_2^1 = 50$ МПа, $\nu_1^1 = \nu_2^1 = 0,3$; $G_2^1 = 0,3G_1^1$

упругое полупространство: $E_1^2 = E_2^2 = 10$ МПа, $\nu_1^2 = \nu_2^2 = 0,35$; $G_2^2 = 0,35G_1^2$

В этом случае имеем следующие значения коэффициентов:

$$a_0 = 7,898 \cdot 10^{-2} \text{ МПа}^{-1}; \quad a_1 = 3,791 \cdot 10^{-3} \text{ МПа}^{-1}.$$

Полученное аналитическое решение для определения вертикальных перемещений трансверсально изотропного слоя используется для определения осадок зданий и сооружений на искусственно улучшенном основании структурный геотехнический массив.

3.2.5 Моделирование работы структурного геотехнического массива при возведении здания [70,276,277]

Использование предлагаемой модели «структурного геомассива» покажем на примере реального объекта. 18 – этажное здание с монолитным железобетонным каркасом. Фундамент – монолитная железобетонная плита. Давление под фундаментной плитой $p = 450$ КПа. Основание сложенное мягкопластичными суглинками (модуль общих деформаций $E = 13$ МПа) армировано жесткими грунтобетонными элементами диаметром 1,2 м, по равномерной сетке с шагом 2,6 х 2,35 м, на глубину 6,0 метров. Эффективный модуль деформации $E_{гм} = 45$ МПа.

Моделирование выполнялось в программном комплексе Plaxis 3D по следующим расчетным схемам:

Расчетная схема №1. Здание задано параллелепипедом с приведенной жесткостью подземной части. Нагрузка задана осредненным давлением по подошве фундаментной плиты. Основание задано естественным грунтом, армированным жесткими грунтобетонными элементами (Рис.3.15).

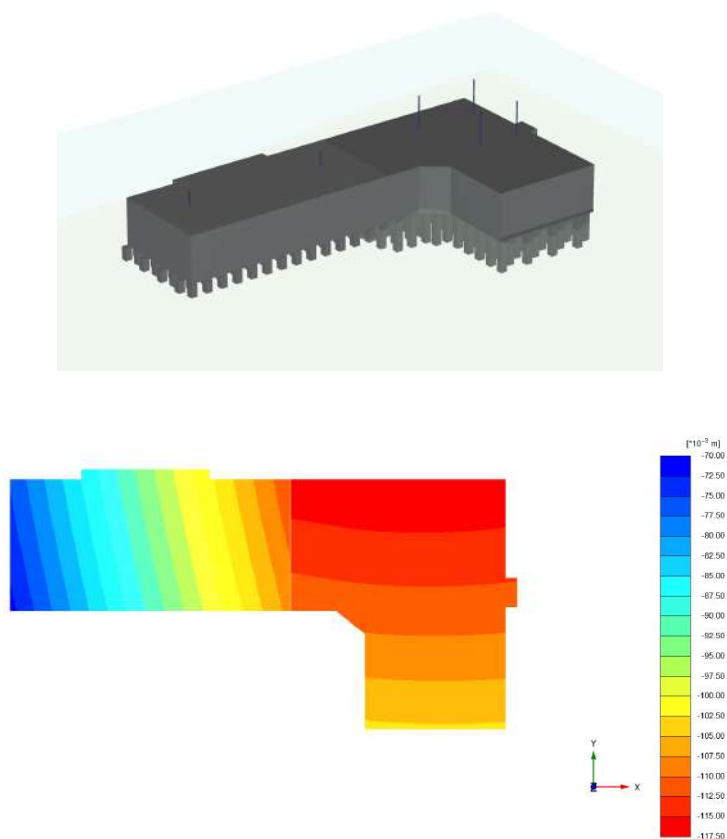


Рис.3.15. Расчетная схема №1. Схема изополей вертикальных перемещений.

Диапазон величины осадок 0,072...0,117 м

Расчетная схема №2. Здание задано параллелепипедом с приведенной жесткостью подземной части. Нагрузка задана осредненным давлением по подошве фундаментной плиты. Основание задано в виде «структурного геомассива» с эффективными деформационными характеристиками (Рис.3.16).

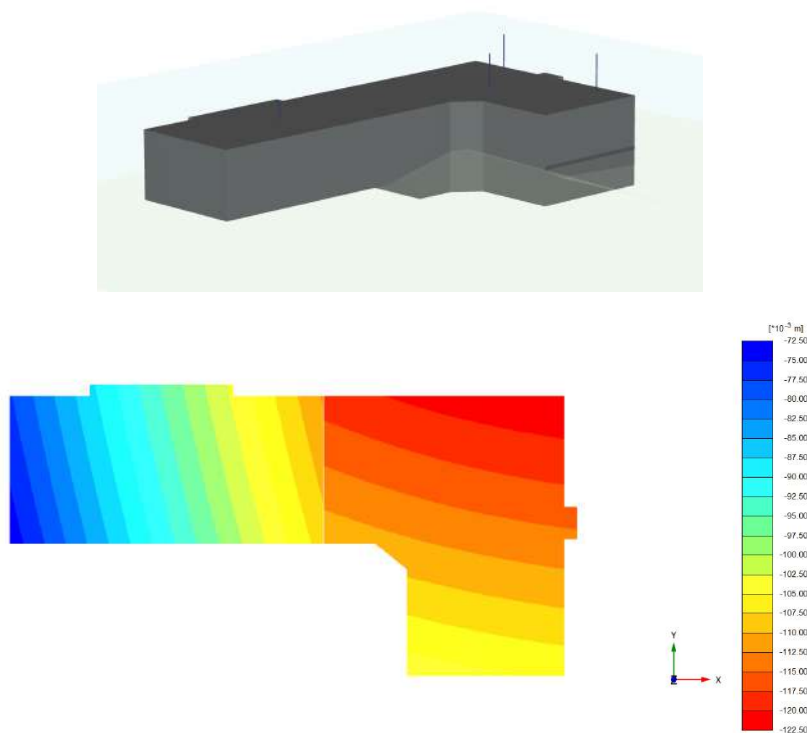


Рис.3.16. Расчетная схема №2. Схема изополей вертикальных перемещений.

Диапазон величины осадок 0,073...0,122 м

Расчетная схема №3. Здание задано в виде жестких конструкций каркаса, с приложением нормативных нагрузок по верху фундаментных плит. Основание задано в виде «структурного геомассива» с эффективными деформационными характеристиками (Рис.3.17).

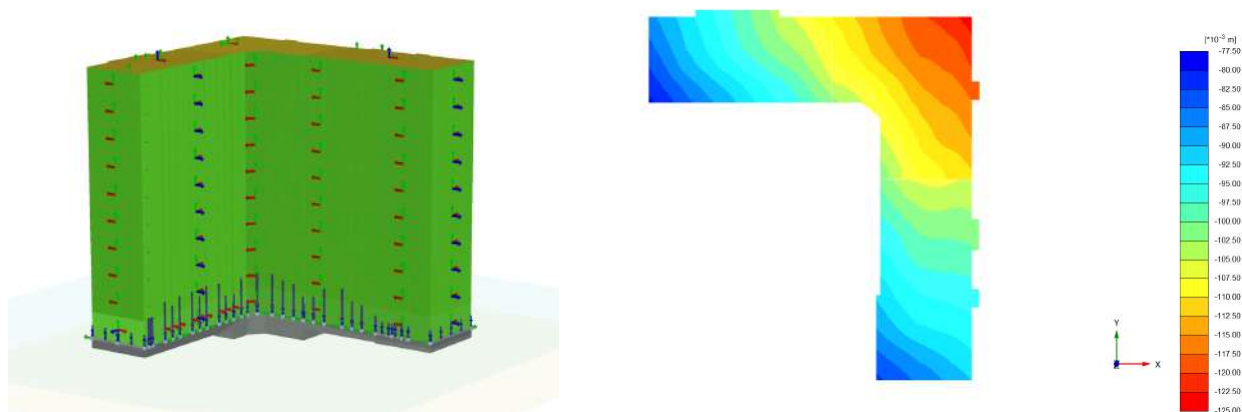


Рис.3.17. Расчетная схема №3. Схема изополей вертикальных перемещений.

Диапазон величины осадок 0,079...0,124 м

Средние значения абсолютной величины вертикальных перемещений и относительной разности осадок, определенные по трем расчетным схема приведены в табл. 3.2.

Таблица 3.2. Вертикальные перемещения и относительные разности осадок

Секция А (рядовая)			
Расчетная схема	№1	№2	№3
Абсолютная осадка (мм)	91,91	93,04	94,64
Относительная разность осадок (мм)	0,0012	0,0011	0,0008
Секция Б (угловая)			
Расчетная схема	№1	№2	№3
Абсолютная осадка (мм)	110,85	112,75	112,40
Относительная разность осадок (мм)	0,0004	0,0006	0,0006

Сравнительный анализ изополей распределения вертикальных перемещений основания полученный по трем расчетным схемам показывает, что средние абсолютные значения отличаются в пределах 2...3 процентов, и находятся в пределах точности инженерных расчетов. Следовательно, применение модели «структурного геомассива» с учетом приведенной жесткости подземной части здания, вполне достаточно для определения конечных стабилизированных осадок здания и в дальнейшем будет рассматриваться как основная расчетная схема.

3.3 Реологическая модель поведения «структурного геомассива»

Одной из важных особенностей высоконагруженных оснований является продолжительная осадка построенных сооружений, определяемая длительностью времени уплотнения основания. Поэтому существенное значение для нормальной эксплуатации сооружений имеет не только прогноз величины осадки, но и скорость их проявления во времени. Возникновение трещин в конструкции следует связывать с чрезмерно большой скоростью протекания осадок фундаментов по сравнению со скоростью развития пластических деформаций конструкции.

Поведение всех реальных композитных материалов (к которым можно отнести и основание «структурный геомассив») более или менее отличается от поведения упруго-пластического тела [146]. Это отличие проявляется в том, что связь между усилиями и перемещениями обычно существенно зависит от времени. Экспериментально установлено (параграф 2.10) что при устройстве «структурного геомассива» в основании под постоянной

нагрузкой в первые 4...6 месяцев развиваются деформации ползучести. Они связаны прежде всего с реологическими свойствами грунтобетона при наборе им прочности. Ползучесть армирования оказывает заметное влияние на общее поведение структурного геомассива, что подтверждается результатами наблюдений.

Реологическая модель «структурного геомассива» позволяет прогнозировать развитие напряженно-деформированного состояния основания во времени и затухание осадок. Надежность прогноза зависит от достоверности показателей физико-механических свойств и реологических характеристик механической ползучести исходного грунта и грунтобетона, определяемых в ходе полевых и лабораторных испытаний.

Основание – «структурный геомассив», рассматриваем как однонаправленно армированный волокнистый композит (Рис.3.18 [82]). Моделирование структурного геомассива можно рассмотреть как моделирование композитного материала, состоящего из упруго-пластичной грунтовой матрицы, армированного вязко-упругим стержнем. При достижении основным грунтом условия текучести, «структурный геомассив» ведет себя в макроскопическом масштабе как вязкопластичный материал.

Эффективные напряжения принимаем постоянными, тогда изменение внутренних напряжений между компонентами «структурного геомассива» возможно вследствие развития ползучести грунтобетонного армирующего элемента.

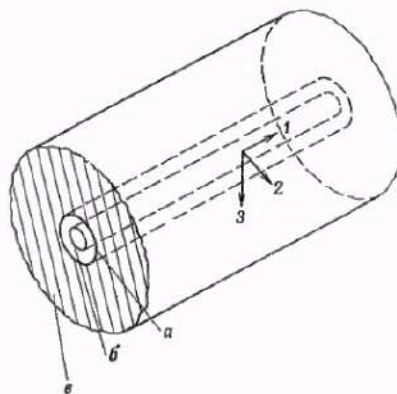


Рис. 3.18. Трехфазная модель : а) матрица (грунт) ; б) волокно (грунтобетон) ; в) эквивалентная гомогенная среда («структурный геомассив»)

Покажем основные закономерности деформирования структурного геотехнического массива на основании теории вязкопластичности. Общие деформации массива представим в виде суммы отдельных составляющих:

$$\varepsilon^{\Sigma} = \varepsilon^{el} + \varepsilon^p \quad (3.58)$$

Определим составляющие деформации, вследствие зависимости НДС от времени эти уравнения формулируются как уравнения скоростей деформаций. Скорость упругих деформаций в соответствии с законом Гука пропорциональна скоростям напряжений:

$$\{\dot{\varepsilon}^{el}\} = [D]^{-1} \cdot \{\dot{\sigma}\} \quad (3.59)$$

Скорость деформаций ползучести определяется по теории вязкопластичности следующим образом:

$$\{\dot{\varepsilon}^p\} = \frac{1}{\eta} \quad (3.60)$$

В этом случае функция течения F_p и пластический потенциал Q_p имеют вид:

$$F_p = E_p \left[\left(\frac{\sigma_{eff}}{E_p} \right)^m - \varepsilon_{eff}^p \right] ; Q_p = \sigma_{eff} \quad (3.61)$$

где:

$$\sigma_{eff} = \sqrt{\frac{1}{2} \left[(\sigma_x - \sigma_y)^2 + (\sigma_y - \sigma_x)^2 + (\sigma_z - \sigma_x)^2 + 6\tau_{xy}^2 + 6\tau_{yz}^2 + 6\tau_{zx}^2 \right]}$$

$$\varepsilon_{eff}^p = \sqrt{\frac{2}{3} \left[\varepsilon_x^{p2} + \varepsilon_y^{p2} + \varepsilon_z^{p2} + \frac{1}{2} \gamma_{xy}^{p2} + \frac{1}{2} \gamma_{yz}^{p2} + \frac{1}{2} \gamma_{zx}^{p2} \right]}$$

Если рассматривать исходные структурные модели реологических тел, то функция течения соответствует элементу трения. В этом случае эффект упрочнения реализуется в зависимости от накопления первичных деформаций ползучести. Пластический потенциал σ_{eff} представляет собой девиаторный инвариант тензора напряжений, который описывает отклонение напряженного состояния от гидростатического: $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$. Соответственно ε_{eff}^p представляет инвариант девиаторного тензора деформации. Следовательно, для описания процесса ползучести необходимы три параметра: η - вязкость; E_p - модуль упрочнения; m - экспоненциальный коэффициент.

Расчет ползучести и длительной прочности композитных материалов и композитов на их основе вследствие особенностей их свойств характеризуется большой степенью сложности по сравнению с расчетом традиционных материалов и выполняется на основании уточнения интегральных зависимостей с использованием экспериментальных данных, применительно к практическим задачам.

Скорость нагружения грунтового основания обуславливает нарастание скорости сжимаемости, а в дальнейшем в условиях действия стабилизированной нагрузки и скорость затухания деформации.

При устройстве армирующих элементов в основании существующей нагруженной фундаментной конструкции, их включение в работу происходит на ранних сроках набора

прочности грунтобетона, в этом случае скорость развития деформаций ползучести будет определяться изменением вязкости $\eta(t)$ грунтоцементного композита:

$$V_{\lambda}|_{t_0}^t = \left| \frac{P_{const}}{\eta_0 \exp(b_0 t)} \right|_{t_0}^t \quad (3.69)$$

где: P_{const} - постоянное давление на грунт; t - текущее время нагружения и деформации; η_0 - начальная величина коэффициента вязкости; b_0 - параметр, характеризующий изменение коэффициента вязкости;

Интегрируя выражение (3.69) получаем зависимость для определения относительных деформаций ползучести в период интенсивного старения грунтобетона:

$$\begin{aligned} \lambda(t)|_{t_{ст}}^t &= (1 - 2\mu) \int_{t_{ст}}^t \left(\frac{P_{const}}{\eta_0 \exp(b_0 t)} \right) dt = \\ &= \frac{(1 - 2\mu)}{\eta_0} \left[\frac{P_0}{b_0} - \frac{1}{\exp(b_0 t_{ст})} \left(\frac{b_0 t_{ст} + 1}{b_0^2} + \frac{P_0}{b_0} \right) \right] \end{aligned} \quad (3.70)$$

Покажем определение реологических параметров грунтобетона по данным наблюдений за осадками ползучести на реальном здании, при действующем уровне напряжений в основании фундаментной плиты - 250 КПа. В строительный период при достижении уровня давления на основание 95 % от расчетного были зафиксированы прогрессирующие осадки здания (Рис.3.19). В качестве противоаварийных мероприятий под существующей фундаментной плитой был выполнен горизонтальный «структурный геомассив» с расчетным эффективным модулем деформации $E = 40,0$ МПа.

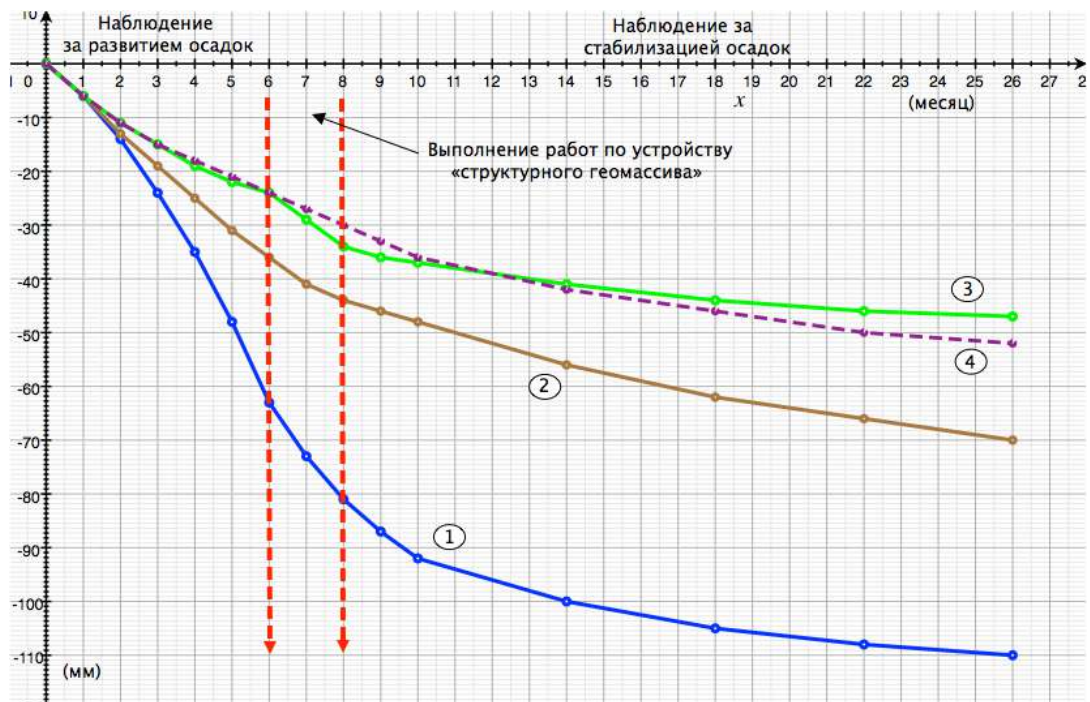


Рис.3.19. График развития осадок здания при устройстве структурного геомассива в основании существующей фундаментной плиты

Расчетные периоды: 2...6 месяц – период накопления деформаций ползучести в исходном основании; 6...10 месяц – устройство и набор прочности грунтобетонных армирующих элементов; 10...14 месяц – стабилизация деформаций ползучести ;

Рассчитываем скорость относительных деформаций $\dot{\varepsilon}$ для каждого этапа наблюдения:

$$\dot{\varepsilon} = \delta\varepsilon/\delta t \quad (3.62)$$

и определяем вязкость:

$$\eta = \sigma/\dot{\varepsilon} \quad (3.63)$$

Результаты расчетов за вертикальными перемещениями приведены в табл.3.3

Таблица 3.3. Расчет реологических показателей грунтового основания

Показатель	Период (месяц)			
	2,0-3,0	3,0-4,0	4,0-5,0	5,0-6,0
Осадка(мм)	24	35	48	64
Деформация ε_{zt}	0,0040	0,0058	0,0080	0,0106
$d\varepsilon_z$	0,0014	0,0018	0,0022	0,0026
dt (час)	720	720	720	720
$\dot{\varepsilon} \times 10^{-6}$ (ч ⁻¹)	1,9	2,5	3,05	3,61
$\eta \times 10^5$ (МПа х ч)	1,31	1,0	0,81	0,69

Снижение вязкости основания и изменения скорости развития деформаций показывают процесс прогрессирующей ползучести основания и необходимость принятия мер по его стабилизации.

Для определения характеристики ползучести в период набора прочности для определения характеристик грунтобетона используются зависимости с поправочными коэффициентами на время твердения.

Модуль деформации армирующего грунтобетонного элемента (E_2) определяем по модели Зиннера. Модель состоит из двух основных элементов соединенных в следующей последовательности: пружина (упругий элемент Гука) - жесткость E_1 , затем система Кельвина (упруго-вязкое тело Кельвина-Фогта), характеризующая жесткостью E_2 (упругий элемент Гука) и вязкостью η (вязкий элемент Ньютона).

$$E_2 = (E_1 E_t)/(E_1 - E_t) \quad (3.64)$$

E_1 – начальный модуль деформации:

$$E_1 = E_0 = \sigma/\varepsilon_0 = \frac{250}{0,01} = 25,0 \text{ МПа}$$

$\varepsilon_0 = 0,01$ - «мгновенная» деформация грунтобетона при опрессовке основания;

E_t – конечный модуль деформации на этапе

$$E_t = \sigma / \varepsilon_t \quad (3.65)$$

Таблица 3.4. Расчет реологических показателей для интенсивно стареющего грунтобетона

Показатель	Период (месяц)			
	6,0-7,0	7,0-8,0	8,0-9,0	9,0-10,0
Осадка (мм)	73	81	87	92
Деформация ε_{zt}	0,0122	0,0135	0,0145	0,0153
Нарастание осадки (мм)	9	8	6	5
$d \varepsilon_z$	0,0015	0,0013	0,001	0,0008
dt (час)	720	720	720	720
$\dot{\varepsilon} \times 10^{-6} (\text{ч}^{-1})$	2,08	1,80	1,39	1,11
$\eta * 10^5 (МПа \times \text{ч})$	1,20	1,39	1,79	2,25
$E_t (МПа)$	20,5	18,5	17,2	16,4
$E_2(МПа)$	0	92,5	245,2	311,5

Таблица 3.5. Расчет реологических показателей для стареющего грунтобетона

Показатель	Период (месяц)			
	10,0-14,0	14,0-18,0	18,0-22,0	22,0-26,0
Осадка (мм)	100	106	109	110
Деформация ε_{zt}	0,0167	0,0176	0,0181	0,0183
Нарастание осадки (мм)	8	6	3	1
$d \varepsilon_z$	0,0014	0,0009	0,0005	0,0002
dt (час)	2880	2880	2880	2880
$\dot{\varepsilon} \times 10^{-6} (\text{ч}^{-1})$	0,49	0,31	0,17	0,07
$\eta * 10^5 (МПа \times \text{ч})$	5,1	8,1	14,7	35,7
$E_t (МПа)$	14,9	14,3	13,8	13,5
$E_2(МПа)$	320	352	489	616

Изменение вязкости во времени грунтобетонного армирующего элемента показано на рис.3.20.

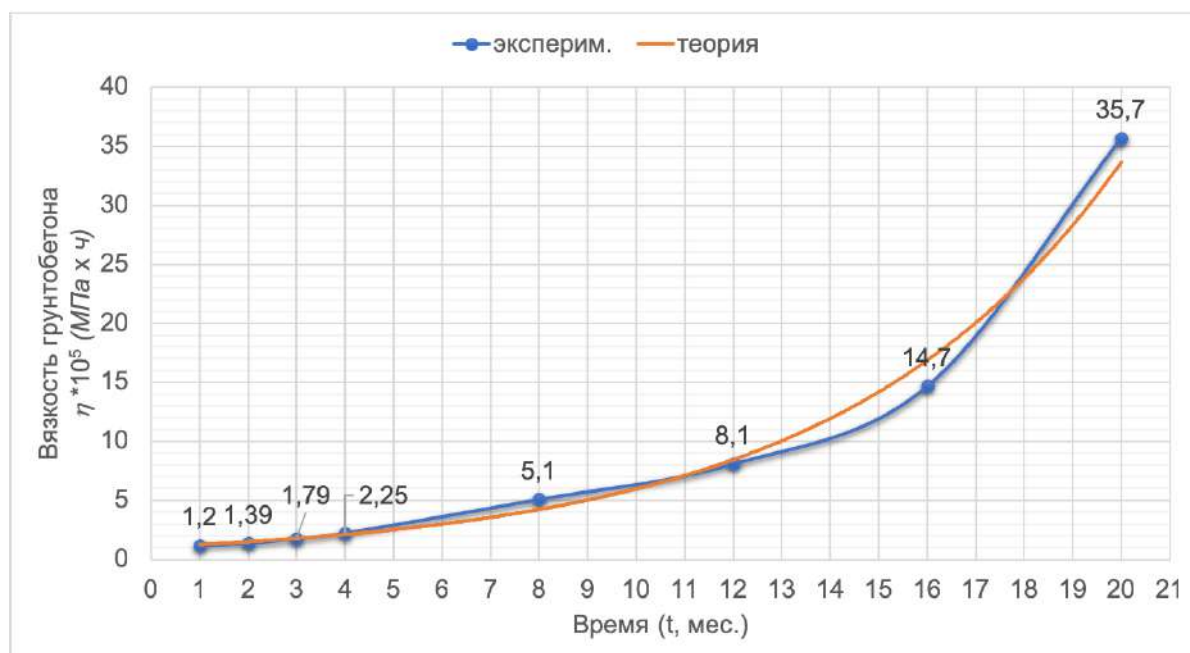


Рис.3.20. Изменение вязкости грунтобетона в период набора прочности

Аппроксимирующая зависимость изменения вязкости грунтобетона от времени в период набора прочности имеет вид:

$$\eta(t) = \eta_0 \exp(b_0 t) = 1,0624 e^{0,1728t} \quad (3.67)$$

В период стабилизации деформаций ползучести (360 суток - «стареющий грунтобетон»), при входящем соотношении модуля исходного грунта $E_1 = 10,0$ МПа, модуля деформации грунтобетонного армирующего элемента $E_2 = 500$ МПа, вязкости грунтобетона $\eta = 35,0 \times 10^5$ МПа*час выражение характеристики ползучести структурного геотехнического массива будет иметь следующий вид:

$$\varphi(t) = 0,102 - 0,002 \exp(-0,000143t) \quad (3.68)$$

Созданная реологическая модель «структурного геомассива» позволяет прогнозировать развитие напряженно-деформированного состояния основания во времени и затухание осадок. Надежность прогноза зависит от достоверности показателей физико-механических свойств и реологических характеристик механической ползучести исходного грунта и грунтобетона, определяемых в ходе полевых и лабораторных испытаний.

3.4 Модель структурного геотехнического массива, выполняемого для снижения сейсмического воздействия на грунтовое основание

Полная энергия E при землетрясениях определяется по сейсмограммам и определяется в зависимости от продолжительности колебаний τ по следующему выражению:

$$\log (E) = 2,24 + 2,76 \cdot \lg (\tau) \quad (3.71)$$

Часть высвобождаемой энергии (около 10%) переходит в энергию сейсмических волн. Основная излучаемая упругая энергия расходуется на генерацию поперечной волны. Сопутствующие продольные волны обусловлены сжатием одних слоев и растяжением других при изгибе перед сдвиговым разрывом. Максимальное количество энергии сейсмических волн выделяется на частотах 5...300 Гц. В момент полного разрушения массива грунта частота волны уменьшается до 5...10 Гц.

Поглощение упругой энергии в колебательных и волновых процессах является доказательством развития необратимых деформаций в сплошных телах. В соответствии с предлагаемой концепцией диссипация энергии осуществляется в результате релаксации напряжений сдвига в твердом теле. Обычно затухание характеризуется относительной потерей энергии колебаний по отношению к упругой энергии сдвиговых деформаций. В этом случае относительные потери энергии колебаний перестают зависеть от вида напряженного состояния и становятся физической характеристикой твердого тела.

Рассматривая «структурный геомассив» как модель сплошного тела с неоднородностями, можно оценить механизм затухания энергии колебаний.

Напряжение на неоднородностях представляет собой симметричный тензор $\Delta\sigma_{ik}$, у которого сумма нормальных напряжений равна нулю, а его главные оси повернуты так, чтобы на всех площадках максимальной сдвиговой деформации работа против избыточных напряжений на неоднородностях была максимальной. В этом случае основное уравнение для избыточных напряжений на неоднородностях (3.24) можно записать в виде соотношения между компонентами тензора – девиатора избыточных напряжений:

$$\Delta s_{ik} = \Delta\sigma_{ik} - \frac{1}{3} \sigma_{jj} \delta_{ik} \quad (3.72)$$

и тензора-девиатора деформаций :

$$e_{ik} = u_{ik} - \frac{1}{3} u_{jj} \delta_{ik} \quad (3.73)$$

в виде :

$$\frac{d\Delta s_{ik}}{dt} = \rho c^2 \dot{e}_{ik} - v \frac{\Delta s_{ik}}{l} \quad (3.74)$$

Учитывая, что для избыточных напряжений тензор и тензор – девиатор напряжений совпадают, окончательно запишем:

$$\frac{d\Delta\sigma_{ik}}{dt} = \rho c^2 (\dot{u}_{ik} - 1/3 \dot{u}_{jj} \delta_{ik}) - v \frac{\Delta\sigma_{ik}}{l} \quad (3.75)$$

Выражение (3.75) представляет собой общий вид уравнения, описывающий поведение избыточных напряжений на неоднородностях.

Опишем затухание плоской монохроматической поперечной волны в неограниченном сплошном теле. Выбрав оси координат так, что бы ось X совпадала с направлением распространения волны, запишем уравнение бегущей волны:

$$u_{xx} = B_x \sin(\omega t - kx), u_{yy} = u_{zz} = 0 \quad (3.76)$$

где: B – амплитуда изменения сдвиговой деформации, ω – частота, k – волновое число.

Уравнение (3.75) для $\Delta\sigma_{xx}$ запишем в виде:

$$\frac{d\Delta\sigma_{xx}}{dt} = 2/3 \rho c^2 \dot{u}_{xx} - v \frac{\Delta\sigma_{xx}}{l} \quad (3.77)$$

Решение этого уравнения для установившегося процесса имеет вид:

$$d\Delta\sigma_{xx} = 2/3 B_x \rho c^2 \cos \varphi \sin(\omega t + \varphi), \quad \varphi = \tan^{-1} v/l\omega \quad (3.78)$$

В соответствии с общим выражением для механической работы $\Delta E_l = A \int_0^t \Delta\sigma_{ik} du_{ik}$ можно подсчитать затраты энергии, связанные с работой против избыточных напряжений на неоднородностях:

$$\Delta E_l = 2/3 A \rho c^2 B_x^2 \pi \cos \varphi \sin \varphi \quad (3.79)$$

Упругая энергия, связанная с деформациями сдвига:

$$\bar{E}_G = 2/3 \rho c^2 B_x^2 \quad (3.79)$$

Полная упругая энергия в поперечной волне:

$$\bar{E}_y = 1/2 \frac{B_x}{2} \left(K + \frac{4}{3} G \right) \quad (3.80)$$

Как известно, для характеристики качества колебательной системы используется понятие добротности Q, показывающее отношение энергии, запасённой в колебательной системе, к энергии, теряемой системой за один период колебания. Для грунтов, обладающих небольшим логарифмическим декрементом затухания δ добротность определяется зависимостью $Q = \pi/\delta$.

Отсюда для эффективного показателя добротности Q в плоской волне получаем:

$$\frac{2\pi}{Q} = \frac{\Delta E_l}{\bar{E}_y} = \frac{\Delta E_l}{\bar{E}_G} \frac{\bar{E}_G}{\bar{E}_y} = \frac{2\pi}{Q_G} \frac{\frac{4}{3}G}{K + \frac{4}{3}G} \quad (3.81)$$

Раскрывая данное выражение относительно отношения добротностей Q/Q_G и заменяя модуль объемной деформации выражением $K = \frac{2(1+\nu)}{3(1-2\nu)}$, получаем для типичных грунтов при $\nu = 0,28$:

$$\frac{Q}{Q_G} = 1 + \frac{1}{2} \frac{(1+\nu)}{(1-2\nu)} = 2,45 \quad (3.82)$$

Теперь рассмотрим величины потерь энергии при прохождении поперечной волны в стержне (армирующем грунтобетонном элементе). Уравнение бегущей волны:

$$u_{xx} = B_x \sin(\omega t - kx), \sigma_{yy} = \sigma_{zz} = 0; u_{yy} = u_{zz} = -\nu u_{xx} \quad (3.83)$$

Решение уравнения (3.75) при заданном условии между деформациями, имеет вид:

$$\Delta\sigma_{xx} = \frac{2}{3}(1+\nu)B_x\rho c^2 \cos\varphi \sin(\omega t + \varphi); \Delta\sigma_{yy} = \Delta\sigma_{zz} = -\frac{1}{2}\Delta\sigma_{xx} \quad (3.84)$$

Выражение потерь энергии в стержне запишем в виде:

$$\begin{aligned} \Delta E_l &= A \int_0^T \Delta\sigma_{ik} du_{ik} = A \int_0^T \Delta\sigma_{xx} du_{xx} + \Delta\sigma_{yy} du_{yy} + \Delta\sigma_{zz} du_{zz} = \\ &= \frac{2}{3}(1+\nu)^2 A \rho c^2 B_x^2 \pi \cos\varphi \sin\varphi \end{aligned} \quad (3.85)$$

Полная упругая энергия составляет:

$$\bar{E}_y = \frac{1}{2} \rho c^2 (1+\nu) B_x^2 \quad (3.86)$$

Отношение потерь (3.85) к полной энергии упругих деформаций определяется выражением:

$$\frac{\Delta E_l}{\bar{E}_y} = \frac{4}{3} (1+\nu) A \pi \cos\varphi \sin\varphi \quad (3.87)$$

интегрируя по всем размерам неоднородностей получаем:

$$\frac{2\pi}{Q} = \frac{\Delta E_l}{\bar{E}_y} = \frac{2}{3} (1+\nu) \pi^2 A = \frac{2}{3} (1+\nu) \frac{2\pi}{Q_G} \quad (3.88)$$

Для отношения добротностей Q/Q_G можно записать и рассчитать, принимая для грунтобетона $\nu = 0,2$:

$$\frac{Q}{Q_G} = 1 + \frac{(1-2\nu)}{2(1+\nu)} = 1,16 \quad (3.89)$$

Сравнивая эту величину с отношением добротности для поперечной волны в неограниченном теле, можно отметить, что потери энергии в стержне заметно больше. Это обуславливается тем, что распространение волны в массиве происходит в условиях стесненной деформации.

Таким образом доля объема, занимаемая армирующими элементами одного размера, однозначно определит потери упругой энергии массива.

Нормирование равномерного распределения армирующих элементов (неоднородностей) по объему определяется как:

$$A = \frac{2}{\pi Q_G} \quad (3.90)$$

Определив требуемую эффективную добротность «структурного геомассива», необходимую для снижения сейсмичности площадки строительства можно рассчитать требуемое объемное количество армирующих грунтобетонных элементов и назначить их размеры и расстановку в пределах массива.

В предлагаемой модели «структурного геомассива» добротность не зависит от частоты сейсмической волны. Это обусловлено равномерным распределением армирующих элементов по объему: каждая гармоника как бы сама «выбирает» себе подходящую структуру для организации процесса диссипации.

3.4.1 Моделирование структурного геотехнического массива с заданным комплексом свойств на воздействие упругих волн

Одним из технических решений, применяемых при проектировании тяжелых ответственных сооружений в сейсмических районах на площадках с мягкими и средними грунтами, является устройство т.н. «грунтовой подушки» под фундаментной плитой. При этом исходный грунт в объеме «подушки» либо полностью заменяется, либо укрепляется с помощью различных технологий. Обычно главной целью такого решения служит обеспечение устойчивости основания, в том числе и к разжижению при сейсмических воздействиях. Однако устройство подушки влияет и на сейсмическую реакцию сооружения [24].

Оптимальный конструктивный вариант фундамента с рассеивающим слоем для соответствующей сейсмоопасности в районе возведения фундамента требует подбора рабочего диапазона «гашения сейсмических колебаний» в соответствии с их конструктивными параметрами подушки (ее мощностью, крупностью обломочного материала) [196].

Грунтовой массив задан в виде упругого полупространства с набором плоских слоев обладающих различными физическими свойствами. Тогда энергетические характеристики волны при прохождении через данную структуру будут в значительной мере зависеть от геометрических и физических характеристик слоистой системы. Варьируемыми параметрами служат переменные, описывающие структуру конструкции: физические свойства материалов слоев, толщины слоев, число слоев, а также порядок взаимного расположения слоев с различными физическими свойствами в конструкции.

Заданы требуемые характеристики упругой волны на выходе из композиционной системы, т.е. задан критерий качества. В качестве критерия качества выразим требование погасить энергию упругой волны в достаточно широком спектральном диапазоне. Необходимо так подобрать структуру композиционной конструкции, чтобы характеристики волнового процесса на выходе из конструкции были наиболее близки к требуемым. Рассматриваемая задача относится к числу обратных задач математической физики [44].

Распространение упругих волн в слоистой композиционной структуре описывается краевой задачей для системы дифференциальных уравнений в частных производных:

$$\begin{aligned} \frac{\partial v_x}{\partial z} &= i\Delta_0 v_z - \frac{i\omega}{\rho(z)d^2(z)} \sigma_{zx}; \quad \frac{\partial v_z}{\partial z} = i\Delta_0 \left[1 - 2 \frac{d^2(z)}{c^2(z)} \right] v_x - \frac{i\omega}{\rho(z)c^2(z)} \sigma_{zz}; \\ \frac{\partial \sigma_{zz}}{\partial z} &= -i\omega \rho(z) v_x - i\Delta_0 \sigma_{zx}; \\ \frac{\partial \sigma_{zx}}{\partial z} &= -i\omega \rho(z) \left[1 - \frac{4d^2(z)\Delta_0^2}{\omega^2} \left(1 - \frac{d^2(z)}{c^2(z)} \right) \right] v_x - i\Delta_0 \left(1 - 2 \frac{d^2(z)}{c^2(z)} \right) \sigma_{zz}, \end{aligned} \quad (3.91)$$

$$0 \leq z \leq l$$

граничные условия:

$$\sigma_{zz}|_{z=0} = \frac{\rho_0 c_0}{\cos \vartheta_0} v_z|_{z=0} + 2; \quad \sigma_{zx}|_{z=0} = 0; \quad \sigma_{zz}|_{z=l} = \frac{\rho_N c_{N+1}}{\cos \vartheta_{N+1}} v_z|_{z=l}; \quad \sigma_{zx}|_{z=l} = 0;$$

где: ω – частота; ϑ_0 – угол падения упругой волны; $s = 1 \dots N$ – количество слоев; $\rho(z) = \rho_s$; $c(z) = c_s$; $d(z) = d_s$; c_s, d_s – скорость распространения продольной и поперечной волны в s -м слое; ρ_s – плотность слоя.

В качестве критерия оптимизации рассматриваем меру близости энергетического коэффициента пропускания упругой волны $T(\omega)$ к требуемой зависимости $\tilde{T}(\omega)$ в заданном диапазоне частот $[\omega_{min}; \omega_{max}]$.

$$J = \int_{\omega_{min}}^{\omega_{max}} [T(\omega) - \tilde{T}(\omega)]^2 d\omega \Rightarrow \min \quad (3.92)$$

В вариационной постановке задача оптимального синтеза композитной конструкции заключается в минимизации критерия (3.92) на решения системы (3.91) [16].

Планирование численного эксперимента. Анализ результатов.

Цель численного эксперимента - построить адекватную математическую зависимость, отражающую улучшение сейсмических свойств основания после создания геомассива (эффективная сейсмическая жесткость – эффективная скорость прохождения поперечной волны), в зависимости от начальных физико-механических свойств грунта (начальная сейсмическая жесткость – скорость прохождения поперечной волны), расположения

грунтоцементных свай (шаг свай в геомассиве l) и их геометрических характеристик (диаметр сваи D).

При планировании и проведении эксперимента в качестве исходных данных выбраны три параметра и один параметр оптимизации.

В качестве исходных данных для моделирования принимаем грунтовый массив, состоящий из одного типа грунта с постоянными механическими характеристиками:

ИГЭ-1. Суглинок текучепластичный (Объемный вес $\gamma = 18 \text{ кН/м}^3$, модуль общих деформаций $E = 3,0 \text{ МПа}$, скорость прохождения поперечной волны $V_s = 110 \text{ м/с}$).

ИГЭ-2. Суглинок мягкопластичный (Объемный вес $\gamma = 18 \text{ кН/м}^3$, модуль общих деформаций $E = 7,5 \text{ МПа}$, скорость прохождения поперечной волны $V_s = 150 \text{ м/с}$).

ИГЭ-3. Суглинок тугопластичный (Объемный вес $\gamma = 18 \text{ кН/м}^3$, модуль общих деформаций $E = 12,0 \text{ МПа}$, скорость прохождения поперечной волны $V_s = 190 \text{ м/с}$).

При устройстве «структурного геомассива» используем жесткие грунтобетонные : (Объемный вес $\gamma = 18 \text{ кН/м}^3$, модуль общих деформаций $E = 200,0 \text{ МПа}$, скорость прохождения поперечной волны $V_s = 800 \text{ м/с}$), элементы диаметром 1,0; 1,1; 1,2 м, расположенные с шагом 1,5; 2,0; 2,5 м.

Эффективная сейсмическая жесткость «структурного геомассива» определяется в зависимости от величины эффективной скорости прохождения поперечной волны в массиве.

Эффективная скорость в свою очередь определяется по следующему алгоритму:

1. В зависимости от коэффициента армирования «структурного геомассива» (α) и соотношения модулей деформации исходного грунта и грунтобетона определяется эффективный модуль деформации (параграф 3.2).

2. На основе полученной экспериментальной зависимости рассчитываем эффективную скорость распространения поперечных деформаций:

$$V_s = \left(\frac{k_1 E_{\text{эф}}}{\gamma (1 + \nu)} \right)^{0.5} \quad (3.93)$$

где: $E_{\text{эф}}$ – эффективный модуль деформации «структурного геомассива», $k_1 = 8,5$ – коэффициент перехода к динамическому модулю упругости, γ – удельный вес ; ν – коэффициент Пуассона.

Поставленная цель достигается при помощи планирования и проведения численного эксперимента, обработки полученных данных [7,71]. Для каждого фактора выбираем три уровня, на которых он будет варьироваться, а также интервал варьирования (табл.3.6).

Таблица 3.6. Уровни варьирования входных факторов

	Фактор	Уровни варьирования			Интервал
		-1	0	+1	Δz
z_1	Начальная скорость прохождения поперечной волны (V_s , м/сек)	110	150	190	40
z_2	Диаметр армирующих элементов (D , м)	1,0	1,1	1,2	0,1
z_3	Шаг армирующих элементов (L , м)	1,5	2,0	2,5	0,5

Верхний и нижний уровни соответствуют максимальному и минимальному значениям рассматриваемого фактора из области его определения, они симметричны относительно нулевого уровня.

При ортогональном планировании второго порядка для трех факторов уравнение регрессии имеет вид:

$$Y_2 = b_0 x_0 + b_1 x_1 + b_2 x_2 + b_3 x_3 + b_{12} x_1 x_2 + b_{13} x_1 x_3 + b_{23} x_2 x_3 + b_{11} x_1^2 + b_{22} x_2^2 + b_{33} x_3^2 \quad (3.94)$$

Запишем таблицу планирования эксперимента, в которой приведены условия проведения пятнадцати опытов трехфакторного эксперимента на трех уровнях для построения уравнения регрессии второго порядка (табл. 3.7).

Таблица 3.7. Квадратичная матрица численного эксперимента

№ опыта	В натуральных параметрах			Кодированные уровни			Результаты опытов ($m=2$)		среднее опытное значение
	z_1	z_2	z_3	x_1	x_2	x_3	Y_{11}	Y_{12}	
1	110	1.0	2.5	-1	-1	1	291	293	292
2	190	1.0	2.5	1	-1	1	322	320	321
3	110	1.2	2.5	-1	1	1	345	345	345
3	190	1.2	2.5	1	1	1	369	365	367
5	110	1.0	1.5	-1	-1	-1	470	474	472
6	190	1.0	1.5	1	-1	-1	483	481	482
7	110	1.2	1.5	-1	1	-1	560	562	561
8	190	1.2	1.5	1	1	-1	567	565	566
9	110	1.1	2.0	-1	0	0	391	389	390
10	190	1.1	2.0	1	0	0	411	410	410
11	150	1.0	2.0	0	-1	0	370	372	371
12	150	1.2	2.0	0	1	0	435	435	435
13	150	1.1	2.5	0	0	1	329	331	330
14	150	1.1	1.5	0	0	-1	563	565	564

Строим уравнение регрессии, по известным формулам определения вектора коэффициентов. Значения коэффициентов приведены в табл.3.8

Таблица 3.8. Значения коэффициентов уравнения регрессии

b_0	b_1	b_2	b_3	b_{12}	b_{13}	b_{23}	b_{11}	b_{22}	b_{33}
390,98	0,916	23,30	-89,0	-14,74	-14,99	6,03	15,27	10,47	24,37

После проведения статической оценки значимости коэффициентов уравнение регрессии принимает вид:

$$Y_2 = 390,98 + 23,3 \cdot x_2 - 89,8 \cdot x_3 - 14,98 x_1 \cdot x_2 + 24,37 \cdot x_3^2 \quad (3.95)$$

Осуществив переход, к натуральным значениям факторов и преобразовав полученные коэффициенты, запишем уравнение регрессии в окончательном виде:

$$Y_2 = 265,9 + 4,12 \cdot z_1 + 794,75 \cdot z_2 - 569,52 \cdot z_3 - 3,75 \cdot z_1 \cdot z_2 + 97,48 \cdot z_3^2 \quad (3.96)$$

Для описания зависимости функции оптимизации (эффективной скорости прохождения поперечной волны) от исходных данных (начальной скорости прохождения поперечной волны, шага и диаметра армирующих элементов) необходимо построение линий уровня, в которых рассматривается изменение одного из факторов от min к max значению при постоянных значениях двух других. При увеличении начальной скорости прохождения поперечной волны основания наблюдается незначительное увеличение эффективной скорости прохождения поперечной волны в геомассиве. Следует отметить, что, на заданном участке, функция непрерывно возрастает (Рис3.21)

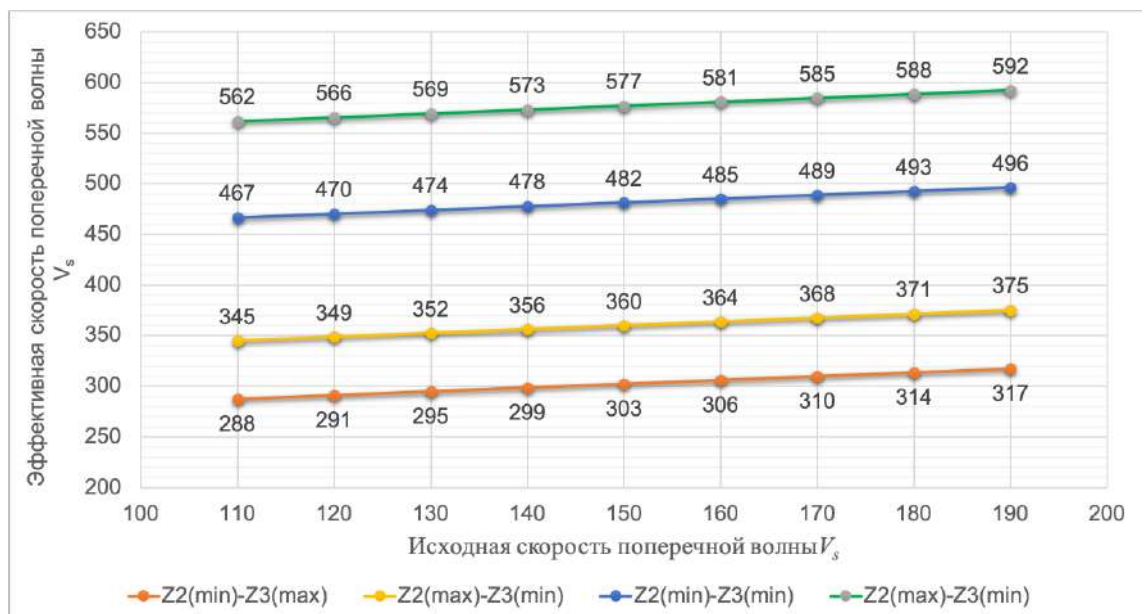


Рис.3.21. Линия уровня начальной скорости поперечной волны

При увеличении диаметра армирующих элементов на начальных этапах происходит заметное увеличение эффективной скорости прохождения поперечной волны, последующее

увеличение параметра замедляет рост функции отклика. Роль диаметра армирующих элементов наиболее заметна при минимальных скоростях прохождения поперечной волны (слабые водонасыщенные грунты), с ростом начальных скоростей влияние диаметра снижается. Как видно из представленных графиков, диаметр армирующих элементов не следует увеличивать до бесконечности (Рис.3.22).

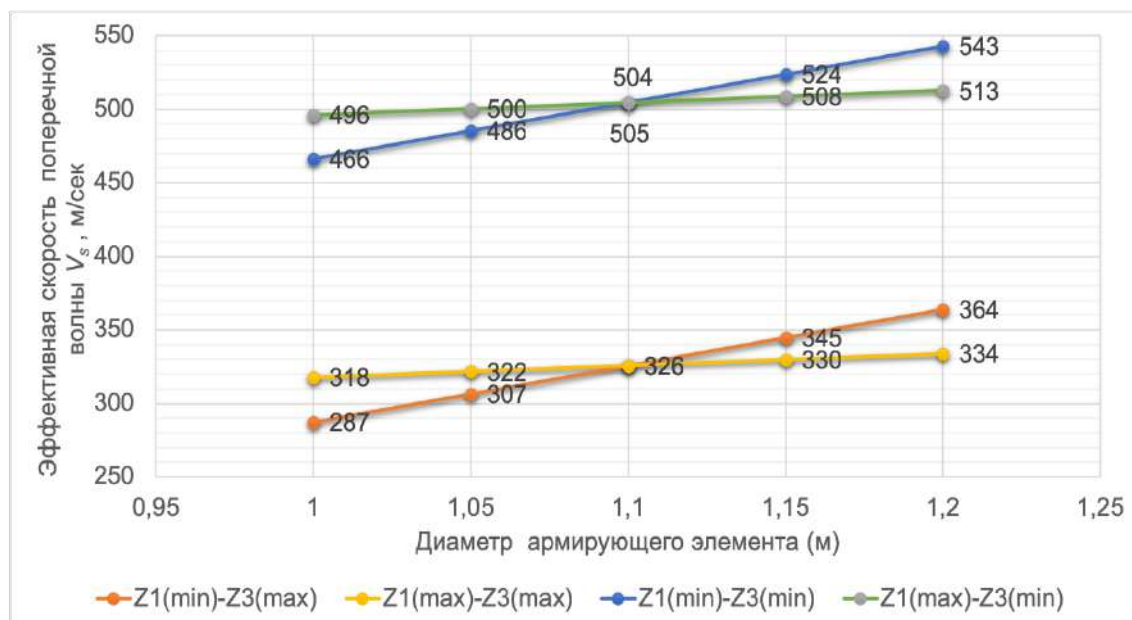


Рис.3.22. Линия уровня диаметра армирующих элементов

Как показало уравнение регрессии и анализ графиков – расстояние между центрами армирующих элементов оказывает наибольшее влияние на функцию отклика. При увеличении расстояния между центрами армирующих элементов происходит заметное уменьшение эффективной скорости прохождения поперечной волны. Это показывает необходимость ограничения предельного расстояния между элементами для эффективного решения задач.

Как и следовало ожидать, наибольшее значение выходной параметр получает, когда начальная скорость прохождения поперечной волны и диаметр армирующих элементов принимают максимальные значения, а расстояние между центрами армирующих элементов – минимальные (Рис.3.23).

Полученная зависимость необходима для проектирования (подбора параметров основания) «структурного геомассива» - волнового экрана при усилении сейсмологических характеристик основания. По данным этих же вычислений, можно говорить об эффективности или неэффективности принятых проектных мер, можно сделать вывод об эффективности применения предложенных технологий в данных типах грунтов.

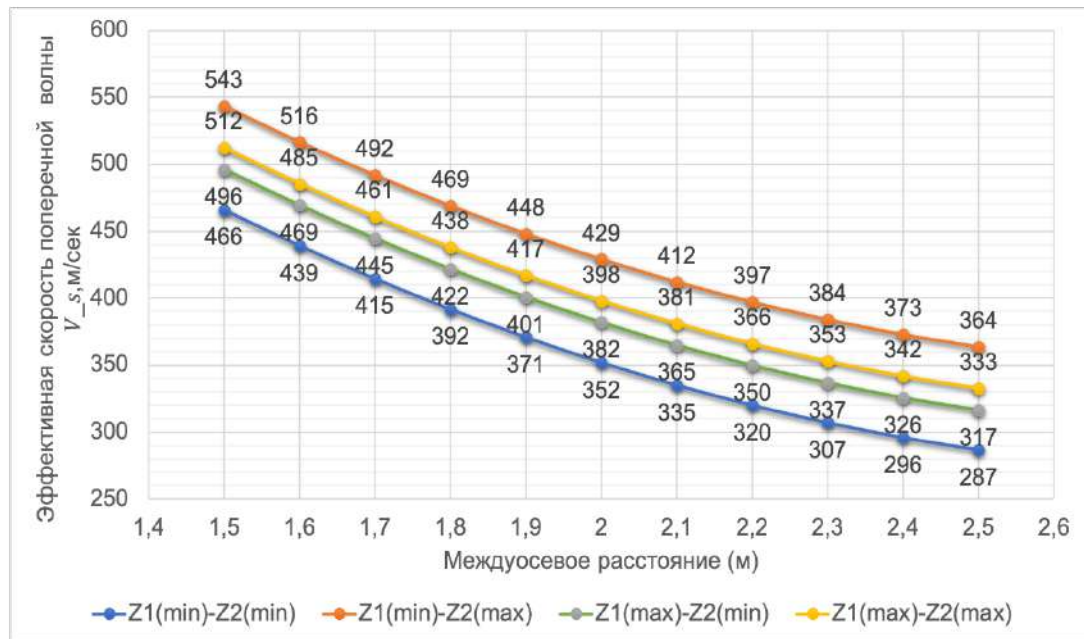


Рис.3.23. Линия уровня междусевого расстояния

На следующем этапе моделируем изменение сейсмического воздействия на здание при устройстве «структурного геомассива» в различных типах исходных грунтов.

Цель - построить адекватную математическую модель, отражающую изменение сейсмического воздействия на здание после создания геомассива (коэффициент демпфирования - снижение величины ускорения сейсмических колебаний по оси Z в центре площадки по отношению к исходному состоянию), в зависимости от соотношения физико-механических свойств грунта (начальная сейсмическая жесткость – эффективная сейсмическая жесткость), и его геометрических характеристик (глубина армирования).

При устройстве волнового экрана - «структурного геомассива» используем вертикальные жесткие грунтобетонные элементы со следующими характеристиками: (Объемный вес – 18 кН/м^3 , модуль общих деформаций $E = 200,0 \text{ МПа}$, скорость прохождения поперечной волны $V_s = 800 \text{ м/с}$). В зависимости от диаметра элемента и междусевого расстояния эффективная скорость прохождения поперечной сейсмической волны составляет $V_s = 300, 450, 600 \text{ м/с}$.

Сравним три варианта глубины «структурного геомассива» под фундаментной плитой. В первом варианте (далее называемом также «подушкой средней толщины») глубина составляет 15 м. Во втором варианте («глубокая подушка») глубина составляет 20 м, в третьем варианте («мелкая подушка») глубина составляет 10 м.

При этом для каждого варианта глубины подушки рассматриваются три варианта окружающих грунтов «средний», «мягкий» и «жесткий».

1. «Мягкий грунт». Суглинок текучепластичный (Объемный вес – 18 кН/м³, модуль общих деформаций $E = 3,0$ МПа, скорость прохождения поперечной волны $V_s = 110$ м/с).

2. «Средний грунт» - Суглинок мягкопластичный (Объемный вес – 18 кН/м³, модуль общих деформаций $E = 7,5$ МПа, скорость прохождения поперечной волны $V_s = 150$ м/с)

3. « Жесткий грунт» - Суглинок тугопластичный (Объемный вес – 18 кН/м³, модуль общих деформаций $E = 12,0$ МПа, скорость прохождения поперечной волны $V_s = 190$ м/с)

Построение модели выполнено на основании расчетов, опубликованных в работах [212...217]. Рассматривается сооружение поверхностного заложения на жесткой фундаментной плите, имеющей в плане размеры 25,0 x 32,0 м. Грунтовая подушка в плане выступает за габариты плиты на 2,5 м в каждую сторону, так что размеры подушки в плане составляют 30,0 x 37,0 м.

Исходное грунтовое основание моделируется набором 4 горизонтальных слоев на однородном полупространстве. Общая толщина пакета составляет 35 м. Плотность грунта принята равной 2,0 т/м³, материальное демпфирование в грунте 4%. Скорости сдвиговых волн варьируются немонотонно по глубине в пределах от 120 до 185 м/с, скорости продольных волн варьируются в пределах от 897 до 1145 м/с.

Для каждого фактора выбираем три уровня, на которых он будет варьироваться, а также интервал варьирования (табл.3.9).

Таблица 3.9. Уровни варьирования входных факторов

	Фактор	Уровни варьирования			Интервал
		-1	0	+1	Δz
z_1	Начальная скорость прохождения поперечной волны (V_s , м/сек)	110	150	190	40
z_2	Эффективная скорость прохождения поперечной волны ($V_s^{эф}$, м/с)	300	450	600	150
z_3	Глубина геомассива (H , м)	10	15	20	5

Запишем таблицу планирования эксперимента, в которой приведены условия проведения пятнадцати опытов трехфакторного эксперимента на трех уровнях для построения уравнения регрессии второго порядка для определения величины ускорения сейсмических колебаний по оси Z в центре фундаментной плиты (табл. 3.10).

Таблица 3.10. Планирование квадратичной модели численного эксперимента

№ опыт а	В натуральных параметрах			Кодированные уровни			Результаты опытов (m=2)		среднее опытное значение
	z_1	z_2	z_3	x_1	x_2	x_3	Y_{11}	Y_{12}	
1	110	300	20	-1	-1	1	3,14	3,15	3,145
2	190	300	20	1	-1	1	3,27	3,28	3,275
3	110	600	20	-1	1	1	2,80	2,81	2,805
3	190	600	20	1	1	1	3,05	3,06	3,055
5	110	300	10	-1	-1	-1	3,18	3,17	3,175
6	190	300	10	1	-1	-1	3,35	3,34	3,345
7	110	600	10	-1	1	-1	2,84	2,83	2,835
8	190	600	10	1	1	-1	3,09	3,08	3,085
9	110	450	15	-1	0	0	2,91	2,92	2,915
10	190	450	15	1	0	0	3,17	3,18	3,175
11	150	300	15	0	-1	0	3,19	3,18	3,185
12	150	600	15	0	1	0	2,94	2,92	2,923
13	150	450	20	0	0	1	3,02	3,04	3,030
14	150	450	10	0	0	-1	3,06	3,04	3,050

Строим уравнение регрессии, по известным формулам определения вектора коэффициентов.

Таблица 3.11. Значимые коэффициенты уравнения регрессии

b_0	b_1	b_2	b_3	b_{12}	b_{13}	b_{23}	b_{11}	b_{22}	b_{33}
3,037	0,093	-0,139	-0,019	0,018	-0,011	0,011	0,004	0,059	-0,002

После проведения статической оценки значимости коэффициентов уравнение регрессии принимает вид:

$$Y_2 = 3,037 + 0,093x_1 - 0,139x_2 + 0,059x_2^2 \quad (3.97)$$

Осуществив переход, к натуральным значениям факторов и преобразовав полученные коэффициенты, запишем уравнение регрессии в окончательном виде:

$$Y_2 = 3,636 + 2,33 * 10^{-3} * z_1 - 3,45 * 10^{-3} * z_2 + 2,89 * 10^{-6} * z_2^2 \quad (3.98)$$

Анализ влияния факторов на изменение функции отклика (модуля ускорения сейсмических колебаний) выполним на основе оценки по линиям влияния. При их построении фиксируем величину двух факторов на наибольшем и наименьшем уровнях, получив зависимость функции отклика по одному параметру. Покажем линию влияния глубины армированной зоны (Рис.3.24)

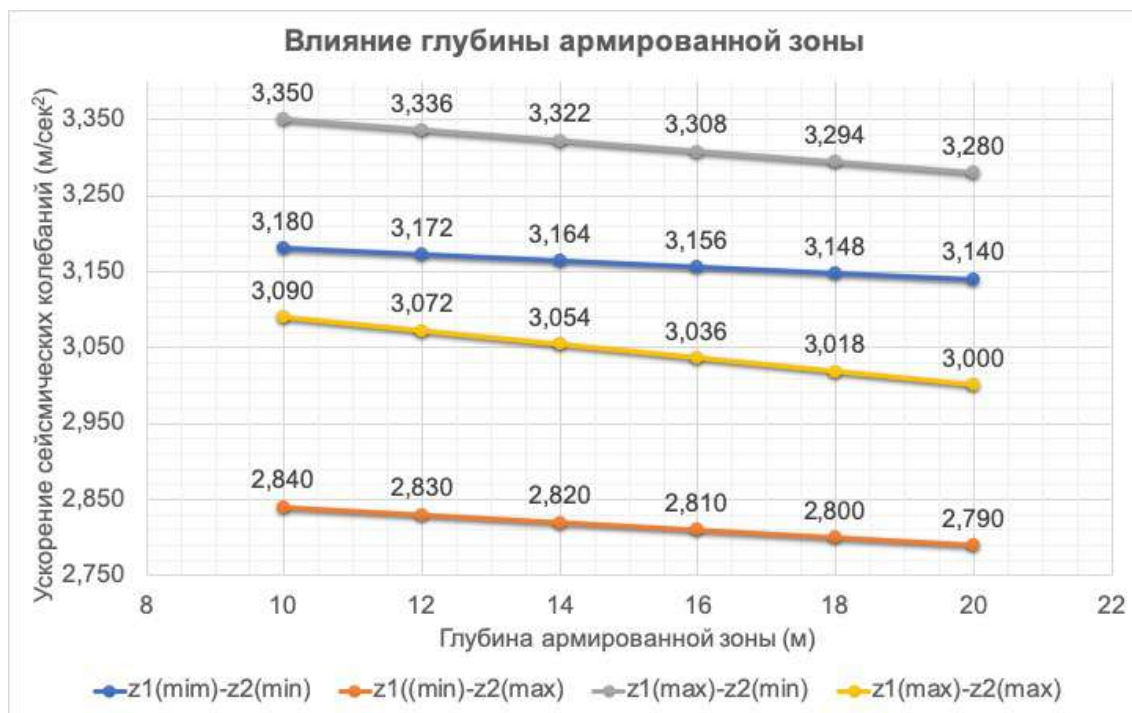


Рис.3.24. График линии влияния зоны армированного грунта

Исследование линии влияния глубины закрепленной зоны показало, что на изменение ускорения сейсмических колебаний ее величина практически не сказывается. Изменение ускорения составляет 1,2...2,9 %, что находится в пределах технической точности расчета. Это можно объяснить малым соотношением глубины армирования и длины сейсмической волны. Поскольку наибольшее развитие сейсмических ускорений происходит в диапазоне действия частот 2,0...4,0 Гц, длина волны в этом случае составляет 150...250 м., что значительно превышает глубину зоны армирования. Следовательно - глубину имеет смысл назначать из нормативного условия - не менее 10,0 метров в зоне эффективного грунта.

Также была получена зависимость изменения сейсмического воздействия на здание после создания геомассива (снижение величины ускорения сейсмических колебаний по оси Z в центре площадки по отношению к исходному состоянию), в зависимости от соотношения физико-механических свойств грунта (начальная сейсмическая жесткость – эффективная сейсмическая жесткость (Рис.3.25). В качестве обобщенного параметра эффективности вертикального армирования грунта жесткими элементами примем величину коэффициента конструктивной защиты [80]:

$$K_{\text{кон.защ}} = \frac{a_{\text{сейс}}^0}{a_{\text{сейс}}^i} \quad (3.99)$$

где: $K_{\text{кон.защ}}$ – коэффициент конструктивной защиты, $a_{\text{сейс}}^0$ – начальная величина сейсмического ускорения, $a_{\text{сейс}}^i$ – эффективная величина сейсмического ускорения. График изменения коэффициента в зависимости от соотношения начальной и эффективной сейсмических жесткостей грунтового основания показан на рис.3.26.

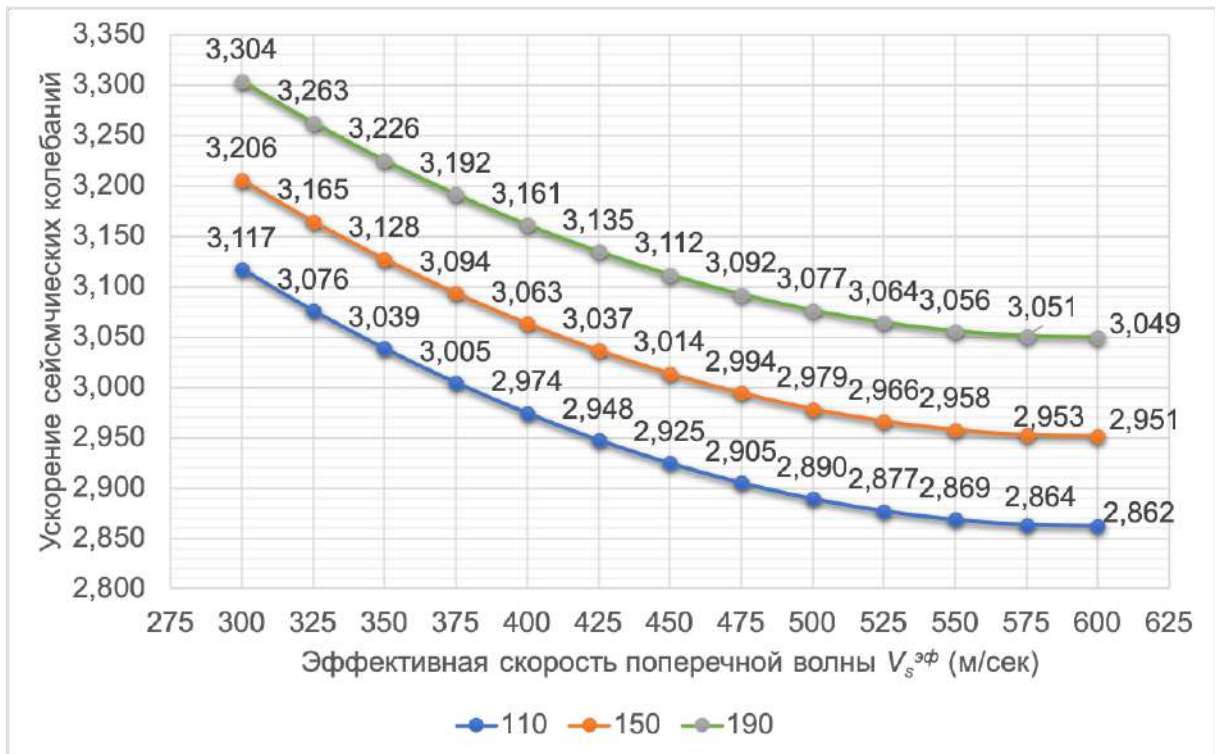


Рис. 3.25. Линия уровня эффективной скорости прохождения поперечной волны в геомассиве

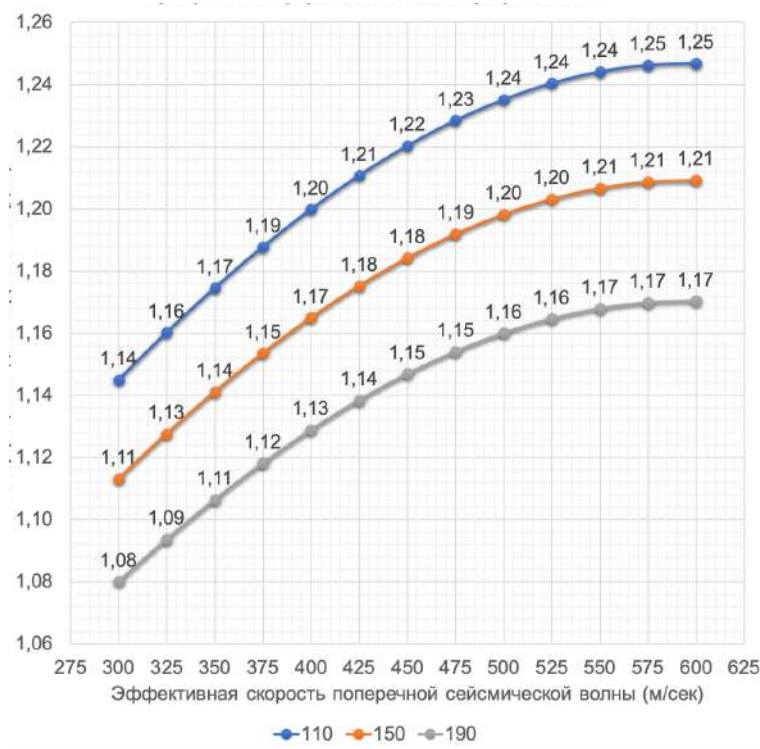


Рис.3.26. Зависимость изменения коэффициента конструктивной защиты от соотношения сейсмических жесткостей

Полученные зависимости в дальнейшем будут использованы при разработке инженерного метода проектирования «структурного геомассива» с заданной величиной коэффициента затухания ускорения сейсмических колебаний.

3.5 Сплошной вертикальный геотехнический массив - разделительный экран [211]

При проектировании сплошного вертикального геотехнического массива аналитическое решение будем рассматривать как базовое, по отношению к численным методам расчета, определяющее достоверность полученных результатов.

Вертикальный массив рассматривается как пластина, свободно лежащая на двухпараметрическом упругом основании и находящаяся под воздействием распределенной произвольной нагрузки $q(x, y)$. Грунтовое основание принято в виде двухпараметрической модели П.Л. Пастернака [138]: c_1 - коэффициент сжатия, связывающий интенсивность вертикального отпора упругого основания (грунта) с его осадкой, Н/м³; c_2 - независимый от c_1 коэффициент сдвига, связывающий интенсивность вертикальной силы сдвига и производную перемещения в соответствующем направлении, Н/м. Алгоритм приближенного решения в рядах для определения прогиба прямоугольной пластины на двухпараметрическом упругом основании предложен в работе [29].

Дифференциальное уравнение изгиба пластины имеет вид:

$$D_1 \frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + 2D_3 \frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \partial y^2} + D_2 \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} + c_1 w - c_2 \left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \right) = q(x, y) \quad (3.100)$$

где: $D = Eh^3/(12(1 - \mu^2))$ - цилиндрическая жесткость пластины; E, μ - упругие характеристики материала пластины; h - толщина сечения материала пластины.

Функция прогибов, по обобщённому алгоритму Власова – Канторовича запишем в виде двойного ряда:

$$w(x, y) = \sum_{m=1}^N \sum_{n=1}^N w_{mn} X_m(x) Y_n(y) \quad (3.101)$$

где: w_{mn} - коэффициенты ряда; $X_m(x)Y_n(y)$ - фундаментальные балочные функции, задаваемые в зависимости от краевых условий.

Требуемые балочные функции определяются решениями уравнения поперечных колебаний балки:

$$\frac{d^4 X(x)}{dx^4} - \alpha^4 X(x) = 0 \quad (3.102)$$

где: α - параметр, определяемый частотой собственных колебаний балки.

При приложении к пластине, свободно лежащей на упругом двухпараметрическом основании нагрузки, по периметру возникают погонные поперечные силы переменной интенсивности, определяемой величиной перемещения точки контура.

В этом случае краевые условия для балочных функций можно представить в виде:

$$\begin{cases} kX(0) = -D \frac{\partial^3 X(x)}{\partial x^3} \Big|_{x=0}, kX(l) = -D \frac{\partial^3 X(l)}{\partial x^3} \Big|_{x=l}; \\ \frac{\partial^2 X(x)}{\partial x^2} \Big|_{x=0} = 0, \frac{\partial^2 X(l)}{\partial x^2} \Big|_{x=l} = 0. \end{cases} \quad (3.103)$$

Общее выражение для балочной функции имеет вид:

$$X_i(x) = \frac{1}{2} [(1 - \psi)sh \alpha x - [(1 + \psi)]sin \alpha x - \beta(ch \alpha x + cos \alpha x)], i \geq 1 \quad (3.104)$$

где:

$$\psi = -\frac{sh\lambda + sin\lambda - \beta(ch\lambda - cos\lambda)}{sh\lambda - sin\lambda}; \lambda = \alpha l; \beta = D \frac{\alpha^3}{k}; k = \sqrt{c_1 c_2} \quad (3.105)$$

Для поиска коэффициентов ряда w_{mn} используется метод Б.Г. Галеркина и в этом случае выражение (3.101) получает вид:

$$\begin{aligned} w_{ij} [D_1 c_{ii} d_{jj} + 2D_3 b_{ii} e_{jj} + D_2 a_{ii} f_{jj} + c_1 a_{ii} d_{jj} - c_2 (b_{ii} d_{jj} + a_{ii} e_{jj})] \\ = - \int_0^a \int_0^b q(x, y) X_i(x) Y_j(y) dx dy \end{aligned} \quad (3.106)$$

При заданных геометрических параметрах пластины и упругого основания, коэффициенты в левой части уравнения являются постоянными и значение коэффициентов ряда определяются законом приложения распределенной нагрузки $q(x, y)$. Интеграл правой части вычисляется либо аналитические, либо численно, в зависимости от сложности функции нагрузки $q(x, y)$. Используя найденные коэффициенты и выражение (3.101) можно определить значение прогибов в любой точке (x, y) . В этом случае выражение (3.101) принимает вид:

$$\begin{aligned} w(x, y) = \sum_{i=1}^{N_x} \sum_{j=1}^{N_y} w_{i,j} \left(\frac{\beta_1}{2} (sin \alpha_1 x - cos \alpha_1 x) - sin \alpha_1 x \right) \times \\ \times \left(\frac{\beta_2}{2} (sin \alpha_2 y - cos \alpha_2 y) - sin \alpha_2 y \right) \end{aligned} \quad (3.107)$$

Усилия в сечении пластины определяем исходя из выражения:

$$M_y = -D \left(\frac{\partial^2 w}{\partial y^2} + \mu \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \right); M_x = -D \left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \mu \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \right); \quad (3.108)$$

В качестве примера выполним моделирование вертикального геотехнического массива в виде квадратной пластины с размерами $b = 10,0$ м, $h = 10,0$ м и толщиной $d = 0,6$ м. Материал пластины - грунтобетон (модуль деформации $E = 200$ МПа; коэффициент Пуассона – $\mu = 0,35$). Грунтовое основание задано коэффициентами пропорциональности $C_1 = 200$ т/м³; $C_2 = 2000$ т/м. К поверхности пластины приложена равномерно распределенная нагрузка интенсивностью $q(x, y) = 20$ т/м², на площадке ограниченной координатами (1.0, 3.0; 9.0, 3.0; 1.0, 9.0; 9.0, 9.0) (рис.3.27).

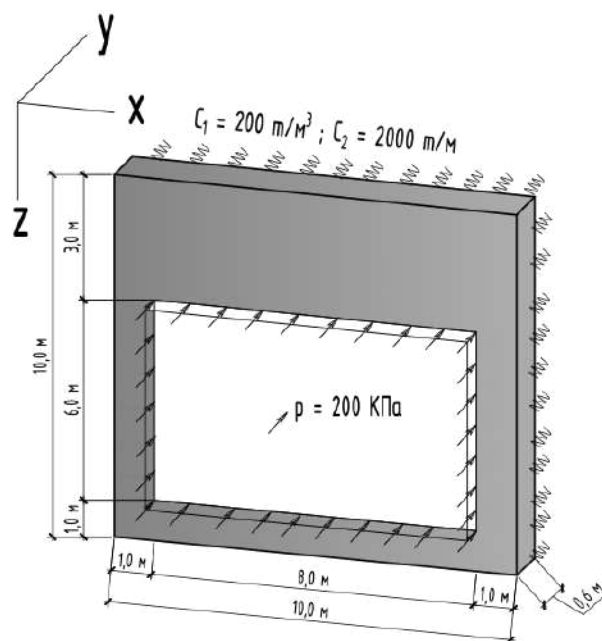


Рис.3.27. Расчетная схема вертикального геотехнического массива

Такая схема работы вертикального геотехнического массива характерна для стадии строительства и эксплуатации надземной части здания. Значение горизонтальных перемещений и усилий в сечениях пластины определяем в характерных точках с шагом координат 1,0 м. Также выполним оценку влияния изменения упругих характеристик материала (модуль деформации $E=200,300,400$ МПа;) и деформационных характеристик основания (коэффициенты пропорциональности $C_1 = 200,250,300$ т/м³; $C_2 = 2000,2500,3000$ т/м) на развитие горизонтальных прогибов и изгибающих моментов в вертикальном сечении пластины, проходящем через ее центр. Результаты определения горизонтальных перемещений и изгибающих моментов в сечениях пластины приведены в виде графиков на рис.3.28...3.33.

Рассмотрение полученных результатов позволяет выделить следующие закономерности в развитии горизонтальных перемещений массива: Качественная картина распределения горизонтальных перемещений достаточно сильно отличается от получаемой при классической расчетной схеме в плоской постановке. Величина перемещений в вертикальных сечениях в краевой зоне пластины на 21...28 % меньше на аналогичных глубинах по сравнению с центральной зоной. При пропорциональном увеличении коэффициента сжатия основания C_1 происходит нелинейное уменьшение абсолютной величины горизонтальных перемещений. Изменение жесткости пластины на величину перемещений практически не сказывается. Нарастание абсолютной величины горизонтальных перемещений (40...60 мм) происходит до глубины 6...7 метров (центр площадки приложения нагрузки), затем происходит его снижение. Скорость изменения величины перемещений максимальна (6...9 мм/м) в краевой зоне площадки приложения

нагрузки при минимальных значениях коэффициента пропорциональности C_I . С увеличением коэффициента пропорциональности C_I градиент скорости изменения горизонтальных перемещений снижается. Таким образом, на развитие горизонтальных перемещений пластины наиболее сильное влияние оказывает изменение коэффициента пропорциональности основания.

Внутренние усилия в сечении пластины : Распределение изгибающих моментов M_y в вертикальных сечениях пластины имеет совпадающий качественный закон, и отличается в краевой зоне от центральной части только абсолютной величиной. Распределение изгибающих моментов M_x в вертикальной плоскости пластины имеет два характерных сечения на расстоянии $\frac{1}{4} b$ от краев пластины с максимальным значением величины изгибающего момента. Абсолютное значение изгибающего момента M_y во всех сечениях пластины превышает абсолютное значение изгибающего момента M_x в 1,35...1,5 раза. Распределение изгибающего момента M_y по глубине пластины имеет два характерных сечения: минимальное значение на глубине $0,15h$ от поверхности (середина ненагруженной зоны пластины) и максимальное значение на глубине $0,45h$ от поверхности. При минимальном значении варьируемых параметров (деформационных характеристик - материала пластины и основания) абсолютные значения минимального и максимального моментов отличаются в пределах 3...4 %, с ростом коэффициента пропорциональности основания C_I , минимальное значение начинает превышать максимальное на 15...17 %. Увеличение модуля деформации материала пластины приводит к возрастанию абсолютной величины изгибающего момента. При увеличении модуля с 200 до 300 МПа, момент возрастает в 1,35...1,5 раза; при увеличении с 300 до 400 МПа коэффициент возрастания снижается до диапазона 1,2...1,33. Распределение коэффициента возрастания изгибающего момента с глубиной имеет два характерных (экстремальных) сечения на глубине $0,15h$ (совпадает с абсолютным минимумом момента) и $0,575h$ от поверхности.

Анализ полученных закономерностей показывает, что для моделирования работы вертикального геотехнического массива на стадии возведения и эксплуатации надземной части здания наиболее важным является учет изменения как абсолютных величин, так и градиентов изменения горизонтальных перемещений и изгибающих момент в характерных сечениях. Значим фактором является соотношение деформационных характеристик массива и окружающего его грунта. Влияние этих особенностей необходимо учитывать при постановке пространственной задачи компьютерного моделирования системы вертикальных геотехнических массивов, с учетом изменения геотехнической ситуации во времени.

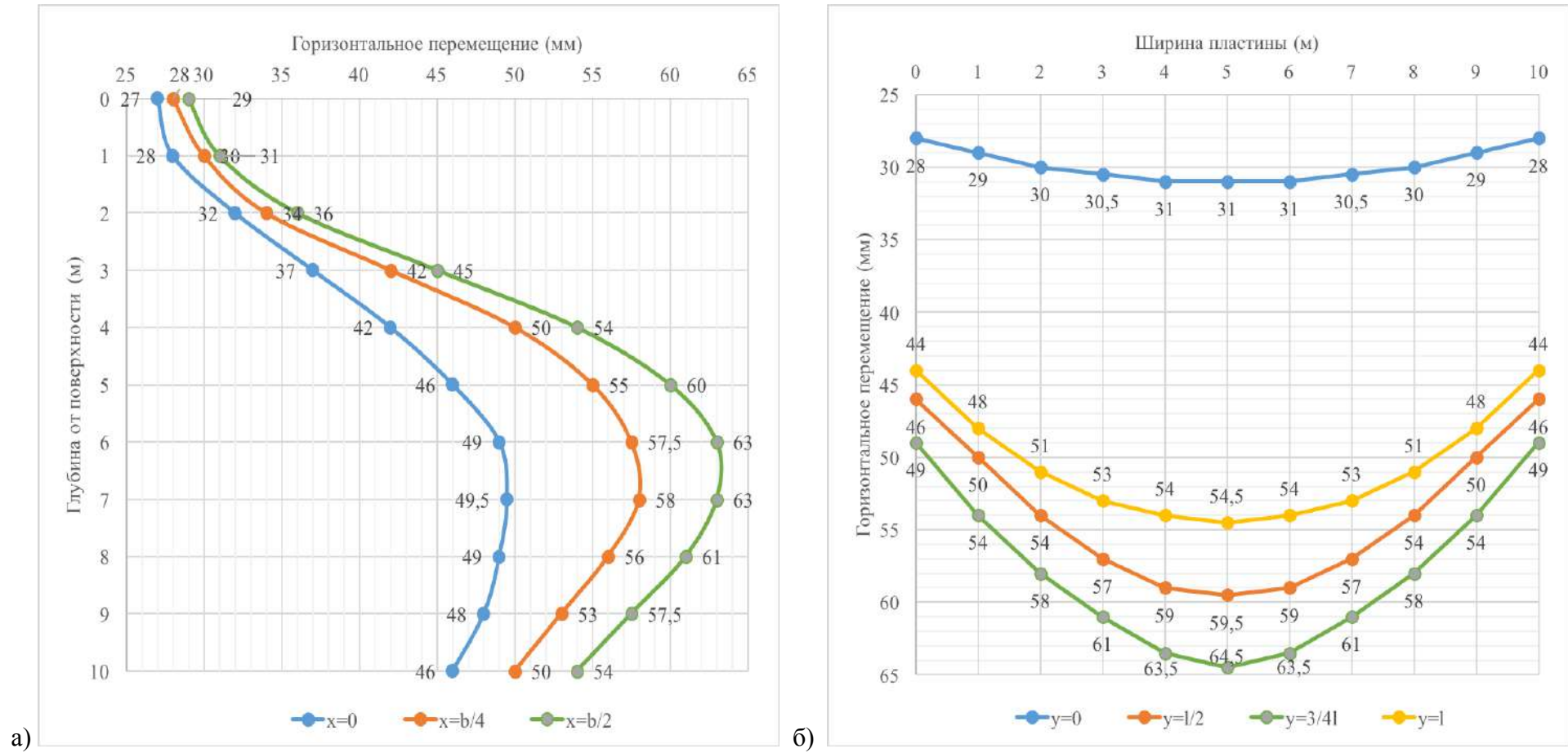


Рис.3.28. Графики изменения горизонтальных перемещений в вертикальных (а) и горизонтальных (б) сечениях пластины (модуль деформации грунтобетона $E = 200$ МПа; коэффициент упругого основания $C_1 = 200$ т/м³)

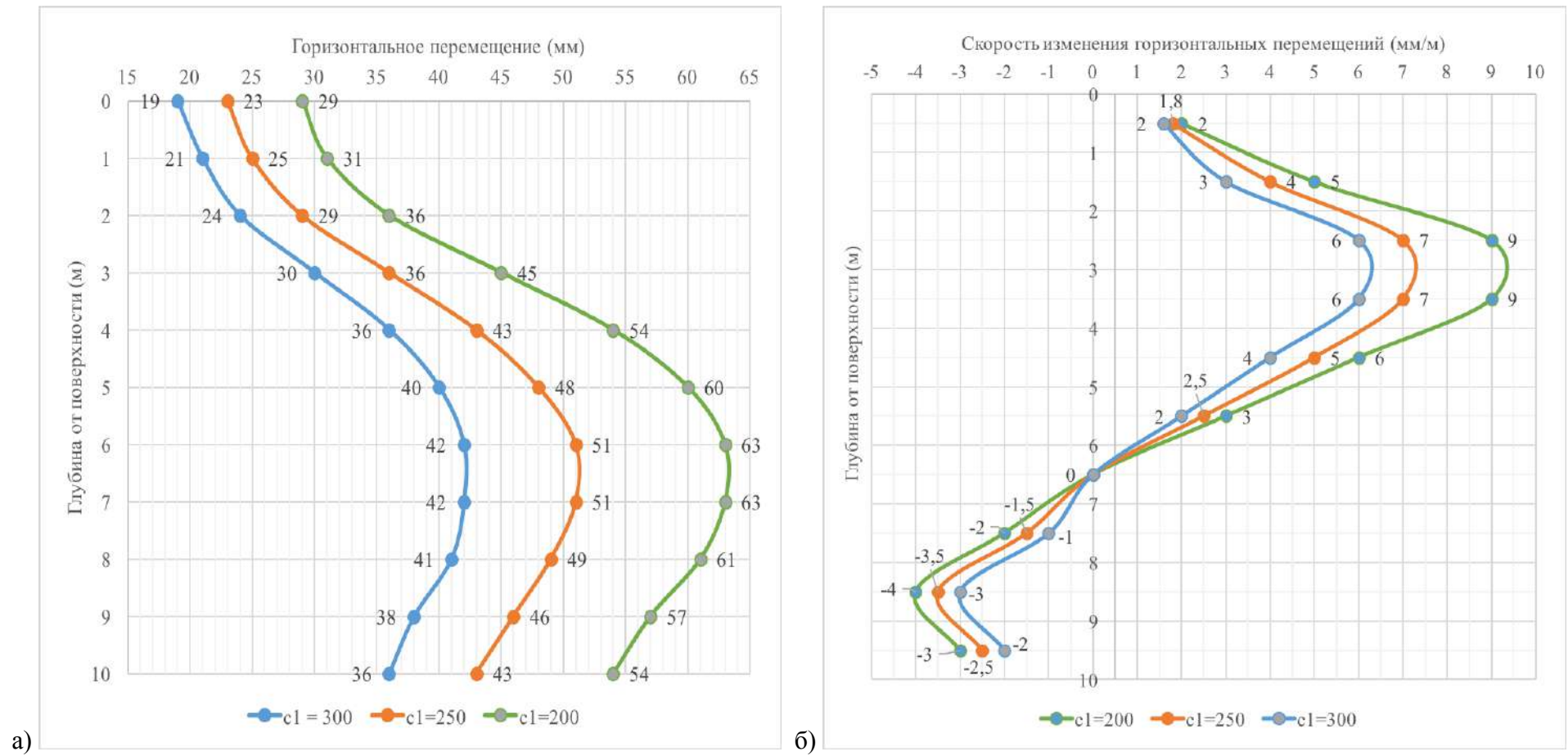


Рис.3.29. График абсолютной величины (а) и скорости изменения (б) горизонтальных перемещений по вертикальной оси пластины в зависимости от характеристик основания (модуль деформации грунтобетона $E = 200$ МПа;)

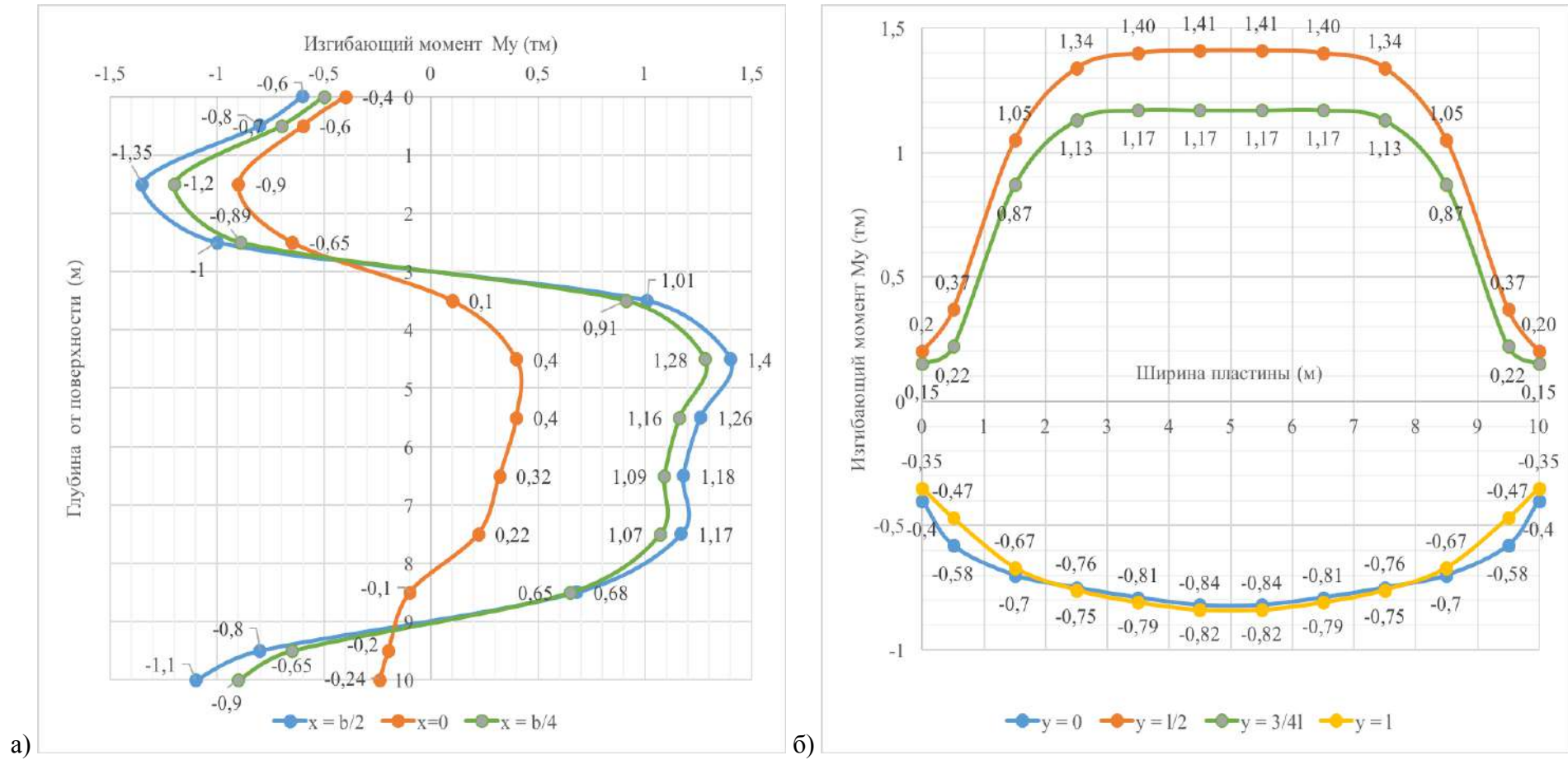


Рис.3.30. Графики распределения изгибающего момента M_y (тм) в вертикальных (а) и горизонтальных (б) сечениях пластины (модуль деформации грунтобетона $E = 200$ МПа; коэффициент упругого основания $C_1 = 200$ т/м³)

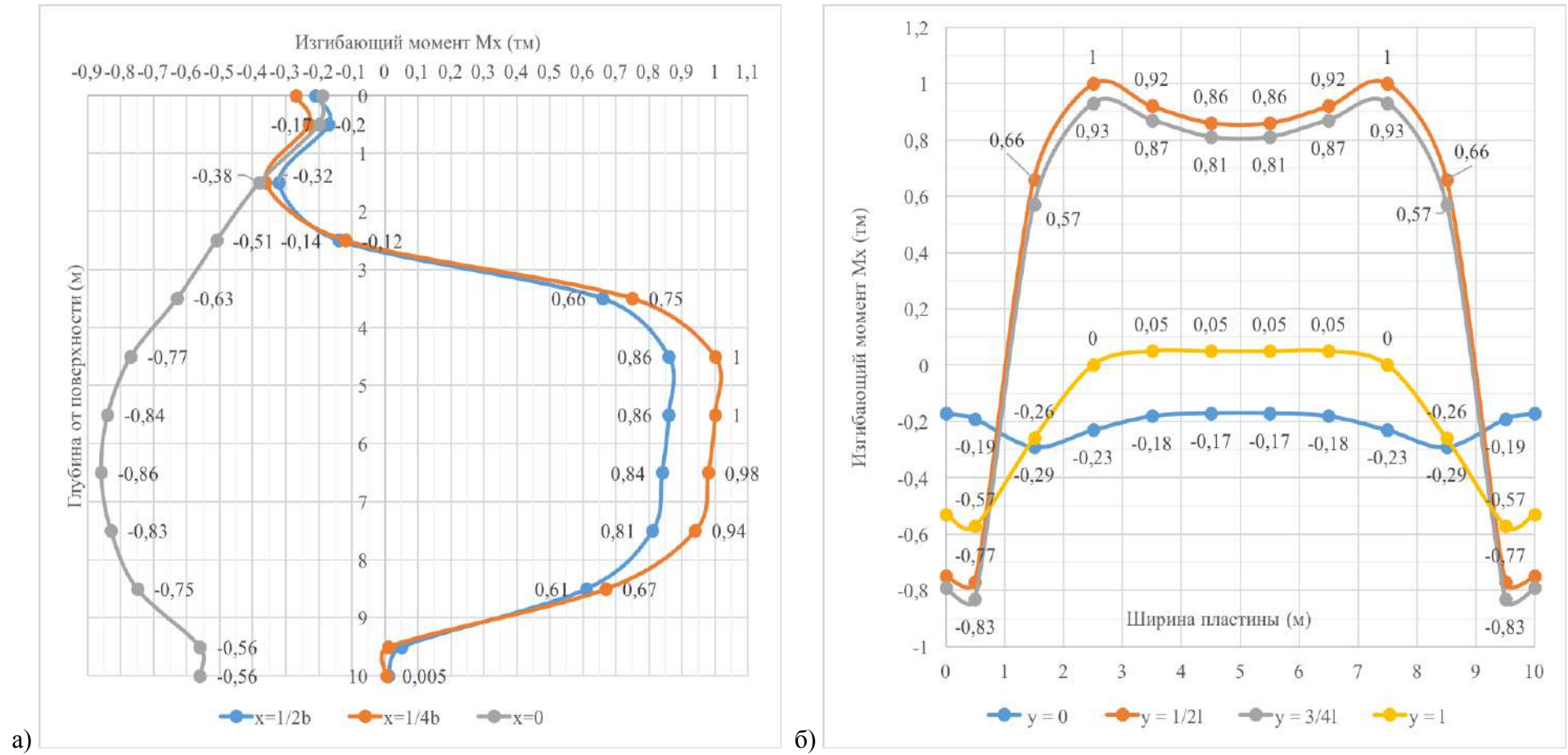


Рис.3.31. Графики распределения изгибающего момента M_x (тм) в вертикальных (а) и горизонтальных (б) сечениях пластины (модуль деформации грунтобетона $E = 200$ МПа; коэффициент упругого основания $C_1 = 200$ т/м³)

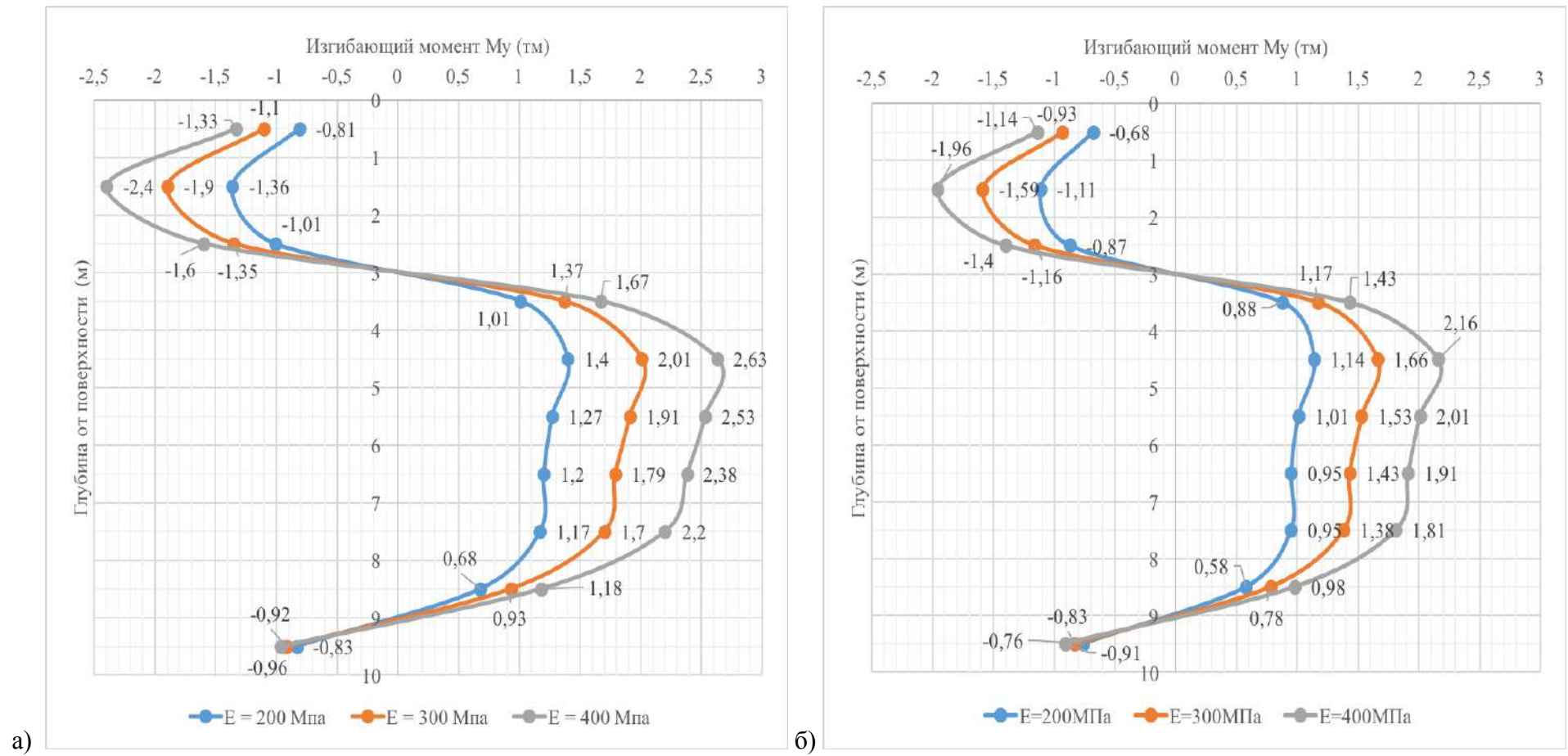


Рис.3.32. Графики изменения изгибающего момента M_u с глубиной в зависимости от модуля деформации E :

(а) коэффициент упругого основания $C_1 = 200 \text{ т/м}^3$; (б) коэффициент упругого основания $C_1 = 250 \text{ т/м}^3$

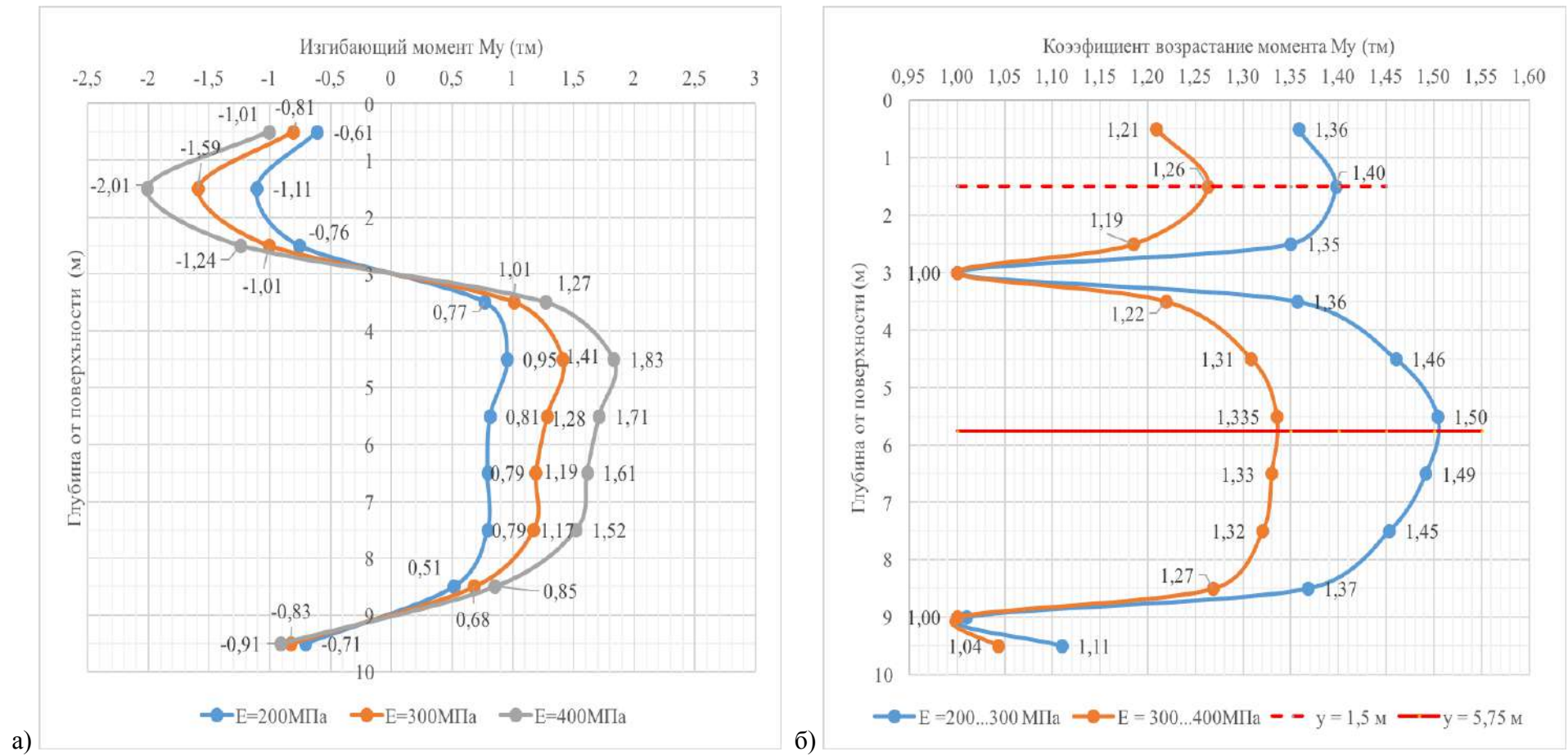


Рис.3.33. График изменения абсолютной величины (а) и коэффициента возрастания (б) изгибающего момента M_y с глубиной в зависимости от модуля деформации E (коэффициент упругого основания $C_1 = 200 \text{ т/м}^3$)

3.6 Оценка влияния устройства структурного геотехнического массива на окружающую застройку

Для оценки эффективности геотехнических мероприятий при строительстве на сильно сжимаемых грунтовых основаниях, а именно при большой глубине залегания от поверхности слабых пылевато-глинистых водонасыщенных грунтов оснований высоконагруженных зданий требуется совместный прогноз напряженно-деформируемого состояния системы «основание-фундамент-подземная-надземная части здания» с учетом возможного изменения деформационных характеристик грунтов во времени.

При этом приходится учитывать поведение строительных объектов и их подземных частей под влиянием многих факторов и процессов случайной природы. Так, статистической изменчивостью обладают физико-механические свойства грунтов, случайными процессами являются воздействия геотехнической среды. Уровень надежности геотехнической среды в значительной степени зависит от изменчивости деформационных характеристик грунтового основания (Глава 2). Поскольку все эти характеристики, факторы и воздействия имеют случайный характер, достоверную оценку поведения строительных объектов можно осуществить лишь с использованием вероятностных методов расчета, которые являются основой теории надежности.

Основным параметрами проектирования, по которым будем определять уровень надежности системы, являются абсолютная величина развивающейся осадки и относительная разность осадок фундаментов здания.

Неравномерность вертикальных перемещений зависит от литологического строения толщи основания, ее неоднородности, типа фундамента, формы и конструкции здания. В общем случае, процесс нарастания осадок может быть представлен в виде рис. 3.34.

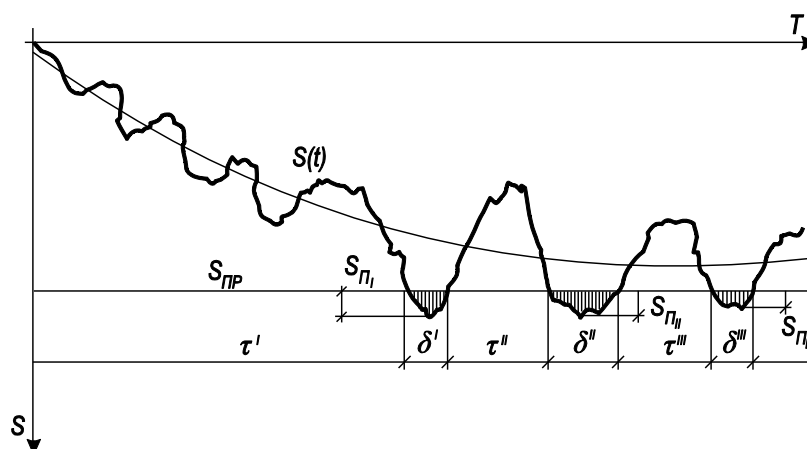


Рис. 3.34. Обобщенный характер изменения осадок зданий

В период эксплуатации здания в отдельные короткие промежутки времени осадки резко увеличиваются, образуя пики, которые могут вызвать повреждение или разрушение строительных конструкций или сооружения в целом. По своему характеру такие пики осадок нередко значительно превышают обычный уровень вертикальных деформаций.

В соответствии с положениями теории надежности, именно пиковые значения осадок следует вводить в прогнозные расчеты конструкций и грунтовых оснований, в то время как «спокойно» нарастающие и в дальнейшем затихающие осадки не опасны.

3.6.1 Дополнительная осадка основания при колебаниях уровня подземных вод [91]

Барражный эффект, возникающий при устройстве структурного геотехнического массива приводит к изменению формы и положения зеркала грунтовых вод и, как следствие, к развитию дополнительных вертикальных деформаций земной поверхности и расположенных на ней зданий и сооружений [174].

При оценке колебания уровня подземных вод вокруг структурного геотехнического массива ряд вертикальных грунтобетонных элементов целесообразно заменять условной завесой с уменьшенным коэффициентом фильтрации, учитывающим обтекание круглоцилиндрических тел (Рис.3.35).

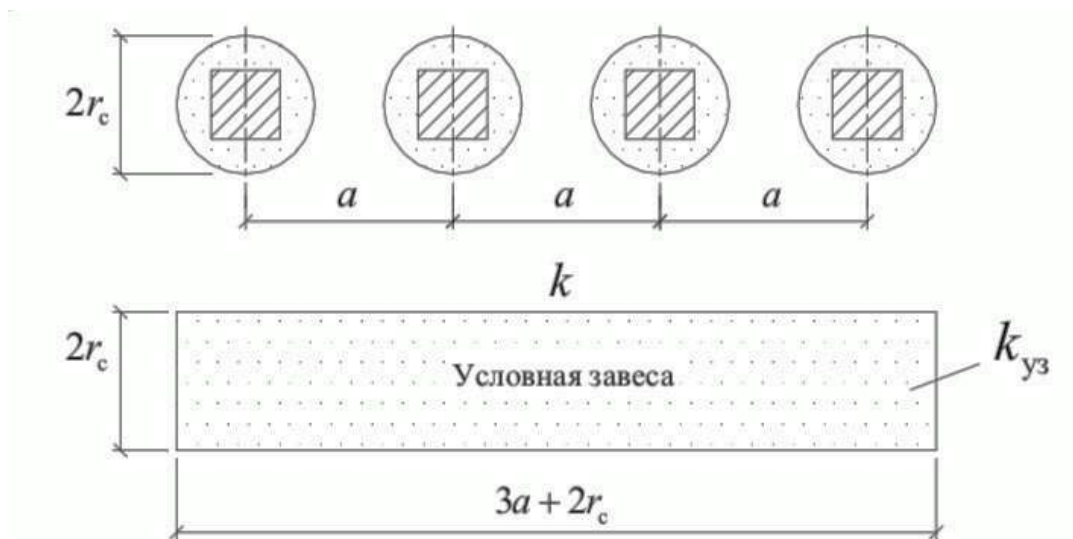


Рис.3.35. Схема к определению модифицированного коэффициента фильтрации
Выражение для модифицированного коэффициента фильтрации в этом случае имеет вид:

$$k_*^\Phi = k^\Phi \left(1 + \frac{a}{\pi r_c} sh^2 \frac{\pi r_c}{a} \right)^{-1} \quad (3.109)$$

где: k - исходный коэффициент фильтрации ; a - шаг армирующих элементов в ряду; r_c - радиус армирующего элемента.

В результате барражного эффекта с верхней стороны потока уровень подземных вод (УПВ) повышается, а ниже по течению - понижается (Рис.3.36). Наиболее сильно подпор наблюдается вблизи подземной преграды, перекрывающей фильтрационный поток. С удалением от возмущающей преграды УПВ выходит на естественный уровень.

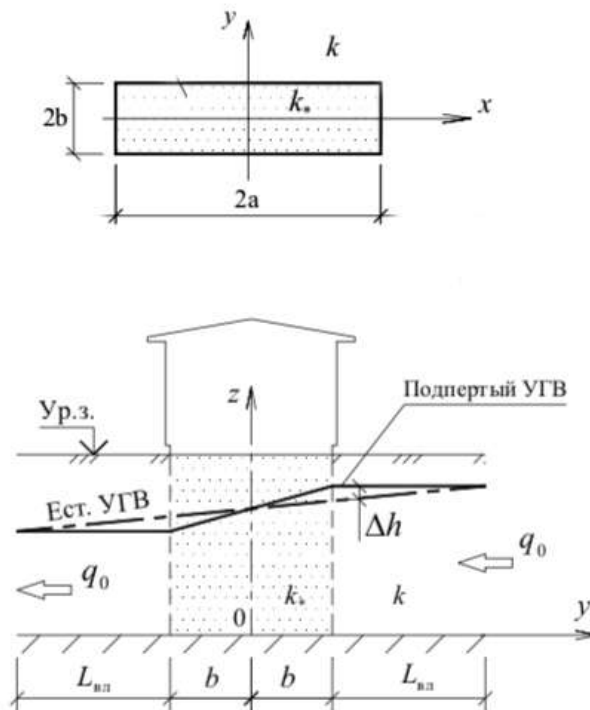


Рис.3.36. Расчетная схема развития барражного эффекта от устройства структурного геотехнического массива

Величина колебаний уровня подземных вод Δh вдоль оси Y определяется выражением [174]:

$$\Delta h = \frac{q_0 \omega (a + b) a}{k^\phi h_c y + \sqrt{(y^2 + a^2 - b^2)}} \quad (3.110)$$

где: $\omega = (1 - \eta)(1 + \eta)$; $\eta = k_*^\phi / k^\phi$; - удельный расход естественного потока подземных вод; - средняя мощность подземного грунтового потока; a, b - полудлина и полуширина подземной преграды соответственно.

Фронтальная зона развития барражного эффекта определяется величиной $L_{вл} = (2,5 \dots 3,0) a$; фланговая $B_{вл} = (2,5 \dots 3,0) b$.

Непосредственной причиной развития дополнительных осадок при изменении уровня подземных вод является снижение гидростатического давления подземных вод. При снижении давления поровой воды происходят процессы объемного сжатия пор и переупаковки минеральных частиц, что вызывает уплотнение массива грунта. Поэтому для

прогноза напряженно-деформированного состояния грунтового основания необходимо оценка величины этого уплотнения.

Для решения этой задачи используем уравнение закона Гука для упругих пористых сред, которое имеет следующий вид:

$$\begin{aligned}\sigma_x - \sigma_x^0 &= \left(K - \frac{2G}{3}\right) \varepsilon_{kk} + 2G\varepsilon_x + \alpha(p - p_0); \\ \sigma_y - \sigma_y^0 &= \left(K - \frac{2G}{3}\right) \varepsilon_{kk} + 2G\varepsilon_y + \alpha(p - p_0); \\ \sigma_z - \sigma_z^0 &= \left(K - \frac{2G}{3}\right) \varepsilon_{kk} + 2G\varepsilon_z + \alpha(p - p_0); \\ \tau_{xy} &= 2G\gamma_{xy}; \tau_{xz} = 2G\gamma_{xz}; \tau_{yz} = 2G\gamma_{yz};\end{aligned}\tag{3.111}$$

где: K, G - модуль объемного сжатия и модуль сдвига грунта; σ_{ij}^0, p_0 - исходный тензор напряжения и исходное поровое давление воды; σ_{ij}, p - тензор текущих напряжений и текущее поровое давление воды; ε_{ij} - тензор деформаций; ε_{kk} - объемная деформация; α - коэффициент Био.

Поскольку грунтовое основание имеет значительные размеры в плане и ограниченную толщину, то его деформирование рассматриваем как одномерное вертикальное уплотнение, пренебрегая горизонтальными деформациями ($\varepsilon_x = \varepsilon_y = 0$). В этом случае полные вертикальные напряжения остаются постоянными ($\sigma_z^t = \text{const}$), а объемная деформация $\varepsilon_{kk} = \varepsilon_z$. С учетом этого из уравнения Гука получаем выражение для определения вертикальных деформаций грунтового основания:

$$\varepsilon_z = \frac{1}{K + \frac{4}{3}G} \alpha(p_0 - p) = c_1 \alpha \Delta h \cdot \rho_w\tag{3.112}$$

где: c_1 - коэффициент одномерного уплотнения; $(p_0 - p) = \Delta h \cdot \rho_w$ - падение давления подземных вод; ρ_w - объемный вес воды.

Для изотропной среды коэффициент одномерного уплотнения выразим через упругие постоянные:

$$c_1 = \frac{(1 + \nu)(1 - 2\nu)}{E_0(1 - \nu)}\tag{3.113}$$

где: E_0 - модуль общих деформаций; ν - коэффициент Пуассона.

В этом случае величина максимальной дополнительной осадки Δs слоя мощностью h составит:

$$\Delta s = h \cdot c_1 \alpha \Delta h \cdot \rho_w\tag{3.114}$$

Получив поле дополнительных осадок в зоне влияния структурного геотехнического массива можно рассчитать величину дополнительных относительных разностей осадок для

окружающих зданий и сооружений, и оценить их воздействие на техническое состояние конструкций (Рис.3.37).

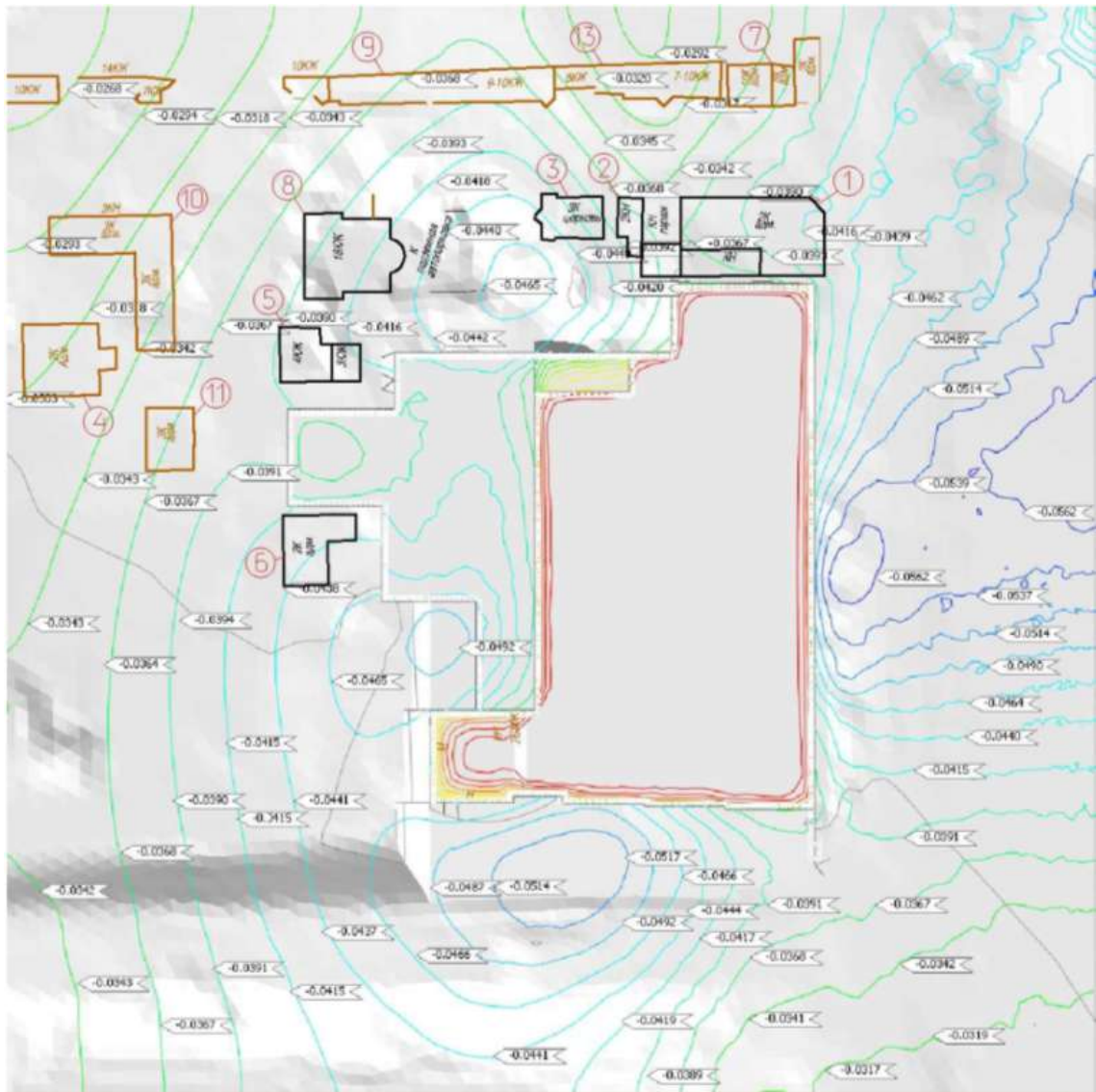


Рис.3.37. Дополнительные осадки основания вокруг структурного геотехнического массива

3.6.2 Оценка надежности системы грунтовое основание - здание с учетом изменчивости во времени входных параметров [100]

В реальных условиях грунтовые основания, находящиеся под действием эксплуатационных нагрузок и воздействий внешней среды, могут приобретать локальную неоднородность, характеризоваться нелинейным законом деформирования, реологическими свойствами и склонностью к нарушению структурных связей. Непрерывно протекающие в грунтовой среде сложные процессы, вызванные природными гидрогеологическими,

климатическими и антропогенными факторами, оказывают существенное влияние на структуру и физико-механические свойства грунтов, как в плане, так и по глубине основания.

Изменение уровня водонасыщения грунтов в основании зданий и сооружений вызывает дополнительное неравномерное увеличение их деформативности, что приводит к появлению дополнительных напряжений в фундаментах и надземных конструкциях сооружений. Исследование влияния водонасыщения на деформационные свойства грунтовых оснований показало, что уровень водонасыщения существенно влияет на величину модуля деформации, а зависимость этого модуля от влажности может быть линейной и нелинейной.

Регресс механических свойств грунтов приводит к развитию неоднородностей грунтовой среды основания и к существенному усложнению моделей, описывающих процессы их деформирования под нагрузкой.

Для глинистых грунтов характерно сильное влияние уровня водонасыщения на показатели деформативности, т.к. они, в зависимости от вида структурных связей и их прочности, занимают промежуточное положение между вязко-текучими и твердыми телами.

В процессе водонасыщения глинистых грунтов увеличивается их влажность. При уменьшении влажности грунта увеличивается вязкость связанной воды, силы молекулярного и электростатического взаимодействия между частицами и их агрегатами, изменяется связанность породы в целом и соответственно увеличивается вязкое сопротивление сжатию. Известно, что при прочих равных условиях, сжимаемость глинистых пород уменьшается при уменьшении влажности.

Экспериментальными исследованиями (Глава 2) установлен нелинейный характер влияния уровня водонасыщения на деформационные свойства грунтов основания, которыми нельзя пренебречь при построении расчетных моделей для систем «многослойная среда основания – фундамент», работающих в условиях техногенных воздействий.

Исследование установило, что модули деформации глинистых грунтов существенно зависят от их влажности. Поэтому очень важно для прогноза деформаций оснований, наряду с показателями сжимаемости грунтов в естественном состоянии, иметь значения деформационных характеристик при различных уровнях их водонасыщения.

Процесс деформации глинистых грунтов протекает во времени и является достаточно длительным. В это время в грунте происходят структурные изменения, изменяются не только физические, но и деформационные свойства. Поэтому при определении модуля деформации, необходимо учитывать возможные изменения во времени параметры состояния грунта (плотности, влажности). В период строительства и эксплуатации зданий и сооружений наряду с процессом консолидации грунта может развиваться процесс дополнительного увлажнения грунтов основания. Поэтому для оценки несущей способности и устойчивости массивов

неводонасыщенных грунтов, необходим учет их влияния на состояние на протяжении всего процесса нагружения, так и изменения влажности грунтов.

Покажем это на примере реального объекта. За период, прошедший с проведения инженерно-геологических изысканий в 2014 году и в 2016 году произошло увлажнение грунтов в зоне аэрации, вызванное повышением уровня грунтовых вод (Таб. 3.12). Причиной повышения уровня грунтовых вод является аномальное количество осадков летом 2017 года и строительное освоение участка.

Таблица 3.12. Динамика изменения уровня грунтовых вод

Номер скважины 2017 год (2014 год)	Абсолютная отметка УГВ		Подъем УГВ
	2014 год	2017 год	
1 (5)	119,95	122,57	2,5
2 (4)	120,50	121,40	0,4
3 (3)	120,72	121,50	0,8
4 (1)	120,48	122,71	2,2

Грунты в северной части строящегося здания, ранее имевших мягкопластичную консистенцию, перешли в текучепластичное состояние. Деформационные характеристики ранее выделенных инженерно-геологических элементов снизились. Сравнительный анализ физико-механических характеристик грунтов приведен в таблице 3.13

Таблица 3.13. Физико - механические характеристики грунтов

ИГЭ №	Расчетные характеристики грунтов по результатам инженерно-геологических изысканий	
	2014 г.	2017 г.
№1. Суглинок мягкопластичный	$\varphi_{II} = 19^\circ$; $c_{II} = 18,7$ кПа; $E = 11,0$ МПа.	$\varphi_I = 18^\circ$; $c_{II} = 18,0$ кПа; $E = 10,2$ МПа.
№1а. Суглинок текучепластичный		$\varphi_{II} = 13^\circ$; $c_{II} = 15,0$ кПа; $E = 8,0$ МПа.
№2. Супесь текучая	$\varphi_{II} = 29^\circ$; $c_{II} = 13,1$ кПа; $E = 12,76$ МПа.	$\varphi_{II} = 28^\circ$; $c_{II} = 12,4$ кПа; $E = 10,6$ МПа.

При расчетах грунтовых оснований и фундаментов по предельным состояниям в выражении для резерва сопротивления (совокупного фактора) $S = R - Q$ обычно участвует большое число составляющих случайных величин.

Когда речь идет о законе распределения не для конкретной площадки или конкретного вида и состояния грунта, а для всей совокупности влияющих на нее параметров – грунтовых условий с их видами и состояниями, напластованиями и т.п., то наиболее достоверным законом распределения параметров, составляющих R и Q , является нормальный закон [172].

Это соответствует предельной теореме теории вероятностей. Согласно этой теореме, каким бы законам распределения не были подчинены отдельные параметры, от которых зависят R и Q , они, благодаря большому числу составляющих, нивелируются и сумма оказывается подчиненной нормальному закону или близкому к нему.

Таким образом, если нагрузочный фактор Q и фактор сопротивления R имеют нормальные законы распределения, то и резерв сопротивления $S = R - Q$ согласно положениям теории вероятностей, подчиняется также этому закону. В этом случае выражение для определения уровня надежности H_p имеет вид:

$$H = H_p = \frac{1}{2} \left[1 + F_z \left(\frac{m_s}{\sigma_s} \right) \right] = \frac{1}{2} \left[1 + F_z \left(\frac{1}{V_s} \right) \right] \quad (3.115)$$

где: F_z - интегральная функция нормального распределения; m_s - математическое ожидание резерва сопротивления;

Следовательно, основываясь на нормальном законе распределения $S = R - Q$ для оценки уровня надежности фундаментов и грунтовых оснований на базе исходных данных достаточно определить только два параметра – математическое ожидание m_s и среднеквадратическое отклонение σ_s (или дисперсию $D_s = \sigma^2$).

Определим уровень надежности системы по предельно допустимым вертикальным перемещениям (осадкам). Требуется определить вероятность безотказной работы $H = P_s$ плитного фундамента 20 этажного каркасного здания.

Фундаментная плита располагается на основании сложенном водонасыщенными суглинками от мягко- до текуче пластичной консистенции. В расчете варьируется математическое ожидание нагрузочного фактора (увеличение вертикального давления на грунтовое основание при строительстве здания) $m_p = 0,3; 0,35; 0,4$ МПа. Эпюра давлений на грунтовое основание приведена на рис.3.38.

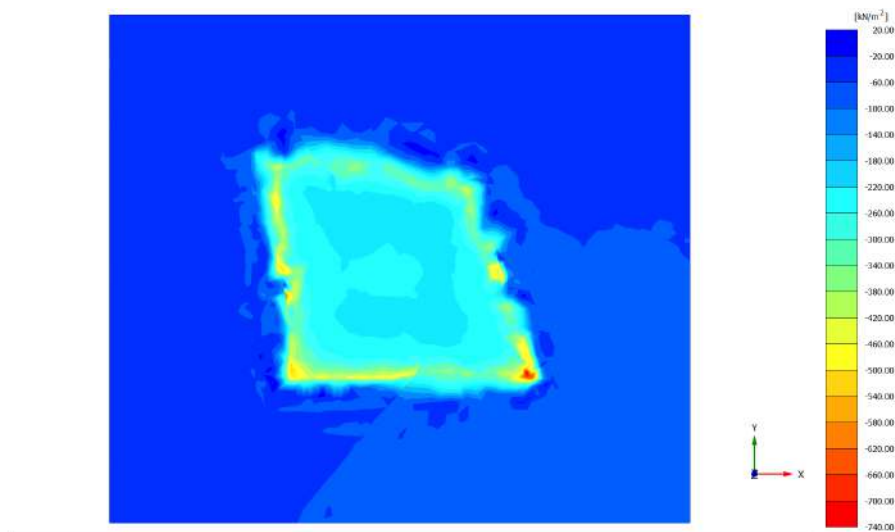


Рис.3.38. Эпюра распределения давлений под фундаментной плитой

Модуль деформации грунтового основания в пределах активной зоны задан: $m_E = 8,0$ МПа (пониженный); 11,0 МПа (исходный) ; 20,0 МПа (эффективный - при устройстве структурного геомассива). Предельная осадка для данного сооружения является величиной неизменяемой (постоянной) $S_{пр} = 15$ см [179].

Результаты расчетов по двум вариантам приведены на рис.3.39, 3.40

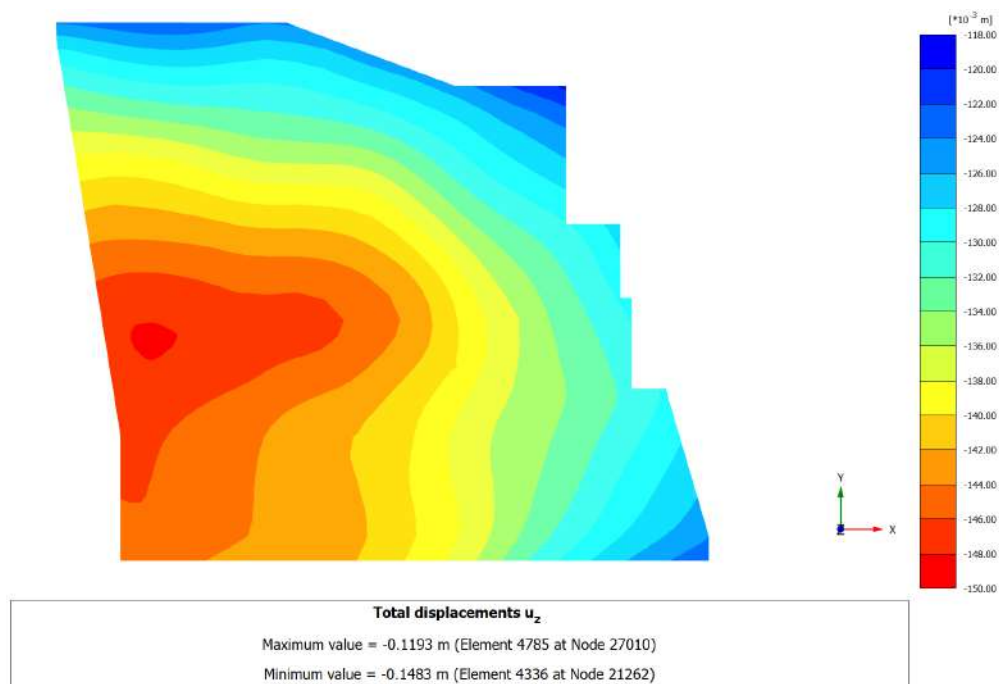


Рис.3.39. Изолинии вертикальных перемещений при $m_p = 0,35$ МПа; $m_E = 8,0$ МПа;

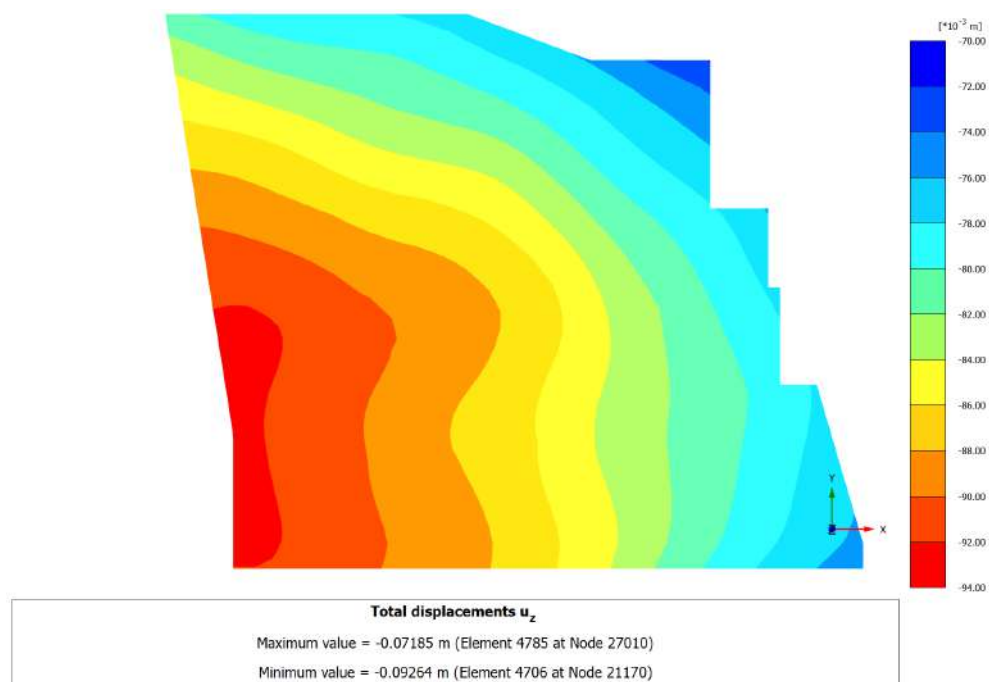


Рис.3.40. Изолинии вертикальных перемещений при $m_p = 0,35$ МПа; $m_E = 20,0$ МПа;

Фактором сопротивления R является предельная осадка $S_{пр}$. В общем случае в качестве $S_{пр}$ могут быть приняты любые другие предельные деформации (относительная разность осадок, крен фундамента или сооружения и т.д.). В качестве фактора нагружения Q в нашем случае принята величина, представляющая математическое ожидание расчетной осадки $m_s^{рас}$. Математическое ожидание резерва сопротивления определяем по выражению:

$$m_s = S_{пр} - m_s^{рас}$$

На рис. 3.41 приведены результаты оценки уровня надежности по деформациям основания для девяти расчетных вариантов.

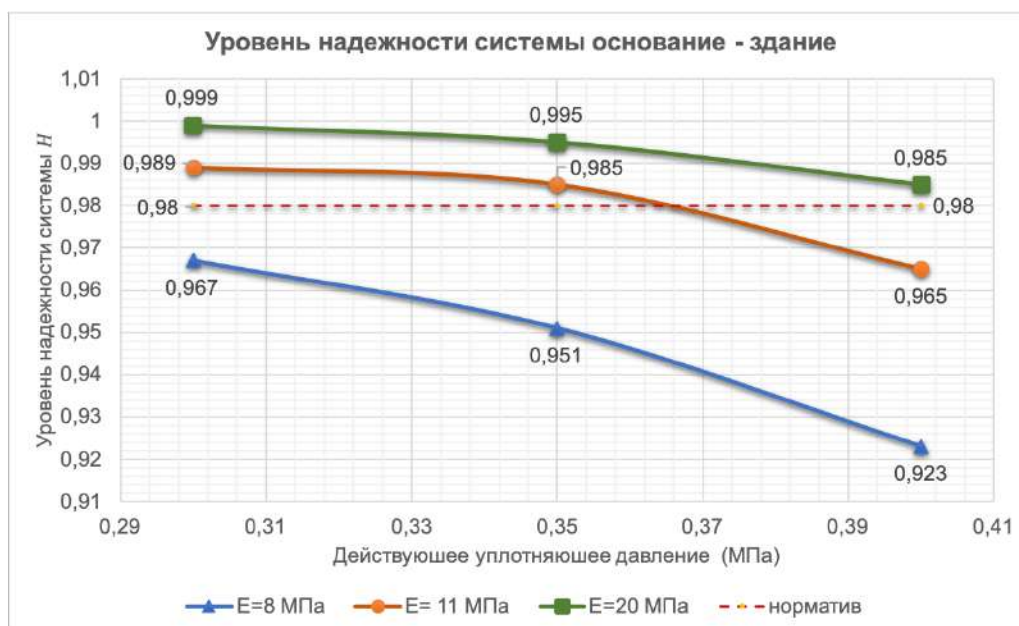


Рис.3.41. Изменение уровня надежности системы основание - здание с ростом уплотняющего давления при пониженном, исходном и эффективном модуле деформации

Требуемый уровень надежности системы основание - здание принимаем. $H^H = P_s^H = 0,980$. Как можно видеть, он перестает быть обеспечен уже при снижении модуля общих деформаций грунтового основания до значения 8,0 МПа. Рассмотрение изменчивости уровня надежности системы основание - здание по критерию предельно допустимых осадок позволяет заключить, что обеспечение требуемого нормативного уровня при заданных геометрических размерах фундамента (глубина заложения d , ширина подошвы b) возможно при увеличении модуля общей деформации m_E , и одновременном уменьшении изменчивости (σ_E) этого показателя. Практически это ведет к искусственному улучшению оснований различными методами. При этом логично использовать как конструктивные методы улучшения работы грунтов основания, такие как устройство структурного геотехнического массива.

Выводы по главе 3

1. Формирование жесткого грунтобетонного элемента в грунтовой среде смоделировано развитием цилиндрической полости под действием внутреннего нормального давления. Результаты моделирования показывают, что с ростом величины объемного модуля деформации (K) размер расширяемой полости уменьшается. Такое поведение можно объяснить различной величиной пористости грунтов, в более пористом грунте расширение полости происходит за счет ликвидации пор в пластической области, что приводит к быстрому падению действующего давления с увеличением радиуса и образованию небольшой зоны пластической деформации. Этот эффект более характерен для наименее связных грунтов (супесей), для глин обладающих значительно большим приведенным удельным сопротивлением влияние пористости не так значительно. В пределах одного типа исходного грунта радиус грунтобетонного цилиндра зависит от величины параметра (τ_0).

Полученные расчетные зависимости для определения радиуса грунтобетонного цилиндрического элемента достаточно хорошо согласуются с фактическими (измеренными) размерами сечений грунтобетонных элементов, выполненных на опытных и производственных площадках.

2. При диаметре жесткого грунтобетонного элемента $D = 1000 \dots 1200$ мм и межосевом расстоянии $L = 2,5 \dots 3,0$ м (соотношение $2,5 \dots 3D$) система рассматривается единый структурный массив с приведенными эффективными характеристиками. Расчет оснований, армированных ячеистыми структурами, производится с учетом невозможности боковых деформаций грунта и деформаций формоизменения. При этом армирующие элементы исключают образования поверхностей сдвига и возникновения поверхностного выпора грунта. Грунтобетонные элементы рассматриваются как обоймы, обеспечивающее возникновение между ними арочного эффекта. «Структурный геомассив» рассматриваем как двумерную периодическую среду – волокнистый однонаправленный композит, представляющий собою периодическую систему параллельных цилиндрических волокон, погруженных в однородную матрицу, характеристики физико-механические характеристики которой отличны от характеристик волокон. Исходя из структуры однонаправленного композита с гексагональной укладкой волокон и согласно гипотезе континуума, материал можно считать однородной средой, которая имеет ось упругой симметрии, совпадающую с направлением волокон, т.е. является трансверсально-изотропным материалом. Таким образом, упругое поведение композита характеризуется пятью независимыми константами: модулями упругости E_1 и E_2 , соответствующими направлениям вдоль и поперек волокон, коэффициентами Пуассона ν_{12} и ν_{23} и операторным модулем сдвига G_{12} .

3. Реологическая модель «структурного геомассива» позволяет прогнозировать развитие напряженно-деформированного состояния основания во времени и затухание осадок. Структурный геотехнический массив в этом случае рассматривается как композитный материал, состоящий из упруго-пластичной грунтовой матрицы, армированной вязко-упругим стержнем. При достижении основным грунтом условия текучести, «структурный геомассив» ведет себя в макроскопическом масштабе как вязкопластичный материал. Для описания вязкоползучести грунтобетона используется модель Зиннера. Аппроксимирующая зависимость изменения вязкости во времени получена на основании экспериментальных данных. Анализ результатов расчетов по определению реологических характеристик основания «структурный геомассив» показывает хорошую сходимость натурных и лабораторных значений изменения модуля общих деформаций грунтобетонного армирующего элемента в период набора им прочности (возраст 14...56 суток, «интенсивно стареющий грунтобетон»), что говорит о возможности использования лабораторных данных по определению характеристик ползучести грунтобетона для оценки ползучести всего «структурного геомассива» по модели композитного материала.

4. Анализ результатов полнофакторного численного эксперимента по оценке влияния на изменение сейсмической жесткости грунтового основания вертикального армирования жесткими элементами показал: при увеличении начальной скорости прохождения поперечной волны основания наблюдается незначительное увеличение эффективной скорости прохождения поперечной волны в геомассиве; при увеличении диаметра армирующих элементов на начальных этапах происходит заметное увеличение эффективной скорости прохождения поперечной волны, последующее увеличение параметра замедляет рост; расстояние между центрами армирующих элементов оказывает наибольшее влияние на функцию отклика. При увеличении расстояние между центрами армирующих элементов происходит заметное уменьшение эффективной скорости прохождения поперечной волны. Полученная зависимость необходима для проектирования геомассива для изменении сейсмологических характеристик основания.

5. Устройство структурного геотехнического массива под фундаментной плитой является одним из технических решений, применяемых при проектировании зданий в сейсмических районах на площадках со слабыми водонасыщенными грунтами. Внедрение в слабые водонасыщенные грунты верхней десятиметровой зоны грунтового основания жестких грунтобетонных элементов приводит к снижению вероятности развития процессов виброразжижения и виброползучести грунтов. Скорость прохождения поперечной волны в них значительно больше, чем в окружающем грунте, что в свою очередь приводит к тому, что на грунт расходуется меньшая часть энергии сейсмического процесса. На основе численного

моделирования получены зависимости определяющие эффективную скорость распространения поперечной сейсмической волны и снижение величины ускорения сейсмических колебаний в центре площадки по отношению к исходному состоянию, в зависимости от конструктивных характеристик геомассива.

6. Моделирования работы сплошного вертикального геотехнического массива на стадии возведения и эксплуатации надземной части здания показало, что наиболее важным является учет изменения как абсолютных величин, так и градиентов изменения горизонтальных перемещений и изгибающих моментов в характерных сечениях. Значим фактором является соотношение деформационных характеристик массива и окружающего его грунта. Влияние этих особенностей необходимо учитывать при постановке пространственной задачи компьютерного моделирования системы вертикальных геотехнических массивов, с учетом изменения геотехнической ситуации во времени.

7. В реальных условиях грунтовые основания, находящиеся под действием эксплуатационных нагрузок и воздействий внешней среды, могут приобретать локальную неоднородность, характеризоваться нелинейным законом деформирования, реологическими свойствами и склонностью к нарушению структурных связей. Непрерывно протекающие в грунтовой среде сложные процессы, вызванные природными гидрогеологическими, климатическими и антропогенными факторами, оказывают существенное влияние на структуру и физико-механические свойства грунтов, как в плане, так и по глубине основания.

8. Основным параметрами проектирования, по которым будем определять уровень надежности системы, являются абсолютная величина развивающейся осадки и относительная разность осадок фундаментов здания. Рассмотрение уровня надежности грунтового основания по критерию предельно допустимых осадок позволяет заключить, что снижение деформативности (осадок) при заданных геометрических размерах фундамента (глубина заложения d , ширина подошвы b) возможно при увеличении модуля общих деформаций m_E , при одновременном уменьшении изменчивости (σ_E) этого показателя. Практически это ведет к искусственному улучшению оснований различными методами. При этом логично использовать как конструктивные методы улучшения работы грунтов основания, такие как устройство структурного геотехнического массива.

ГЛАВА 4. МОДЕЛИРОВАНИЕ ГЕОТЕХНИЧЕСКОЙ СИТУАЦИИ С УЧЕТОМ УСТРОЙСТВА СИСТЕМЫ ГЕОТЕХНИЧЕСКИХ МАССИВОВ

С ростом урбанизированных территорий и активным освоением подземного пространства в последние десятилетия значительно возросло использование специального геотехнического программного обеспечения для математического моделирования напряженно-деформированного состояния геотехнических систем.

Система геотехнических массивов представляет собой совместную конструкцию из структурного геотехнического массива и расположенного по его периметру сплошного вертикального грунтобетонного массива. Назначением системы является ограничение в нормативных пределах вертикальных перемещений основного здания и окружающей его застройки.

Физическая модель вертикального грунтобетонного массива рассматривается как пластина, свободно лежащая на упруго-пластическом грунтовом основании и находящаяся под воздействием распределенной произвольной нагрузки $q(x, y)$. При математическом моделировании напряженно-деформированного состояния такой конструкции для описания механических характеристик грунтобетона используется модель линейно-упругого тела. Жесткость вертикального массива определяется модулем упругости грунтобетона и толщиной его сечения.

Физической модели структурного геотехнического массива - вертикально армированного жесткими грунтобетонными элементами объема слабого водонасыщенного грунта - соответствует геомеханическая модель трансверсально изотропного вязкоупругого твердого тела с эффективными механическими характеристиками. Для описания этих характеристик используются математические модели, специально разработанные для моделирования напряженно-деформированного состояния грунтового основания. В настоящее время актуальным остается вопрос, связанный с выбором адекватной модели грунтового основания [237].

4.1 Модели грунтового основания

Сравнительный анализ математического моделирования системы «здание-фундамент-основание» в различных программных комплексах [112] показал, что наиболее предпочтительным является расчетный комплекс *Plaxis 3D*, позволяющий реализовывать следующие модели оснований:

Линейно-упругая модель

Наиболее простая модель описывается законом Гука для изотропного линейного упругого поведения, которая задается следующим уравнением:

$$\begin{bmatrix} \sigma_{xx} \\ \sigma_{yy} \\ \sigma_{zz} \\ \sigma_{xy} \end{bmatrix} = \frac{E}{(1-2\nu) \cdot (1+\nu)} \begin{bmatrix} 1-\nu & \nu & \nu & 0 \\ \nu & 1-\nu & \nu & 0 \\ \nu & \nu & 1-\nu & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1/2-\nu \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \varepsilon_{xx} \\ \varepsilon_{yy} \\ \varepsilon_{zz} \\ \varepsilon_{xy} \end{bmatrix} \quad (4.1)$$

В данной модели используются только два параметра: E - модуль упругости и ν - коэффициент Пуассона. Зависимость между модулем упругости и другими модулями жесткости, такими как модуль сдвига (G), объемный модуль (K) и одометрический модуль (E_{oed}) определяется следующими выражениями:

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)}; \quad K = \frac{E}{3(1-2\nu)}; \quad E_{oed} = \frac{E(1-\nu)}{(1-2\nu) \cdot (1+\nu)} \quad (4.2)$$

Линейно-упругая модель не может быть использована для моделирования нелинейного поведения грунта, в рамках поставленной задачи она будет использована для моделирования работы вертикального геотехнического массива, выполненного из грунтобетона или грунтобетона с армированием металлическими трубами.

Модель Кулона - Мора

Модель Кулона-Мора – упругопластическая модель, содержащая 5 основных параметров: E и ν – параметры упругости грунта, c и ϕ – параметры прочности грунта, ψ – угол дилатансии. Модель Кулона-Мора представляет собой аппроксимацию первого порядка поведения грунта или скальной породы. Для каждого слоя грунта рассчитывается постоянная средняя жесткость. При постоянной жесткости расчеты выполняются довольно быстро, давая первое представление о напряжениях и деформациях в пределах выбранного грунтового основания. Кроме вышеупомянутых параметров грунта, характеризующих его идеальное пластическое поведение, важную роль при решении большинства задач, связанных с деформацией грунта, играет его начальное состояние. При расчетах с использованием модели Кулона-Мора, генерируются начальные горизонтальные напряжения в грунте. Пластичность в данной модели связана с возникновением необратимых деформаций. Для определения того, встречается пластичность в расчете или нет, функция текучести f задается в виде функции напряжений и деформаций. Часто функция текучести может быть представлена как поверхность в пространстве главных напряжений.

Модель Кулона-Мора имеет фиксированную поверхность текучести, т.е. такую поверхность, которая полностью определяется параметрами модели и на которой не отражается пластическое деформирование (Рис.4.1). При напряженных состояниях, представляемых точками в пределах поверхности текучести, поведение грунта является строго упругим, а все деформации – обратимыми.

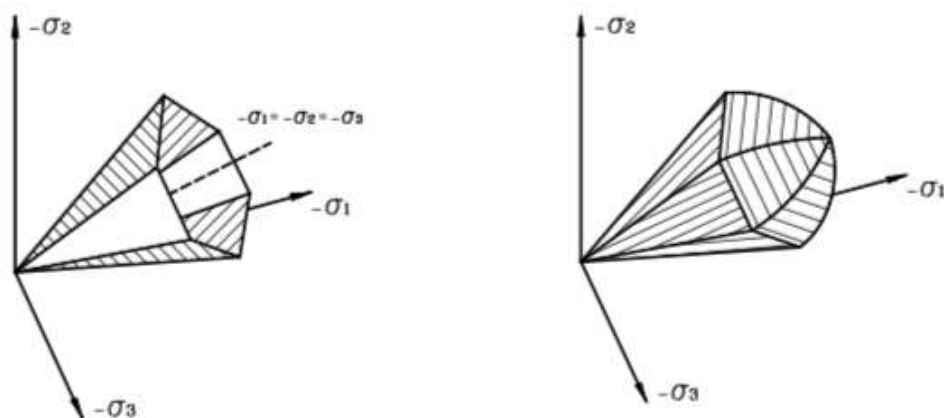


Рис.4.1. Поверхность текучести в пространстве главных напряжений (при $c = 0$):

а) Кулона-Мора; б) упрочняющегося грунта

Модель не учитывает зависимость жесткости ни от напряжений, ни от траектории напряжений, и деформационную анизотропию.

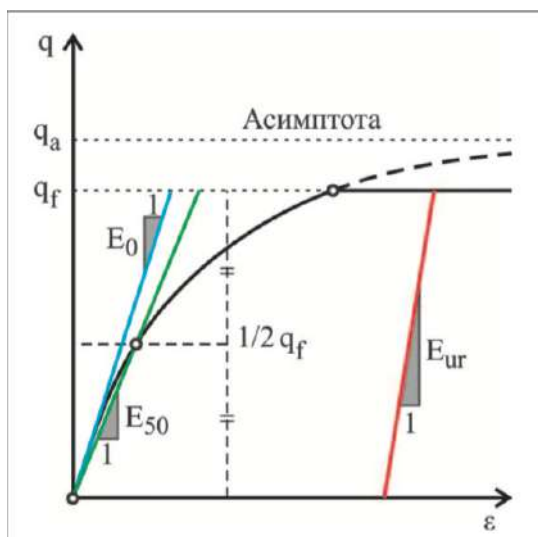
Модель упрочняющегося грунта (*Hardening-Soil model*) [298]

Модель упрочняющегося грунта (*Hardening-Soil model*) является усовершенствованной моделью, предназначенной для моделирования поведения различных типов грунтов, как слабых, так и прочных. При первичном девиаторном нагружении жесткость грунта уменьшается с одновременным развитием необратимых пластических деформаций. В особом случае испытаний грунта на всестороннее сжатие при возможности дренирования, наблюдаемая зависимость между осевой деформацией и девиаторным напряжением может быть четко аппроксимирована с помощью гиперболы (Рис.4.2,а). Такая зависимость впервые была сформулирована (*Kondner*) [278] и позже применена в хорошо известной гиперболической модели (*Duncan & Chang*) [265].

В отличие от упругой идеально пластической модели Мора-Кулона, поверхность текучести модели пластичного упрочняющегося грунта не зафиксирована в пространстве главных напряжений, а может расширяться благодаря пластическому деформированию. Рассматривают два основных типа упрочнения: при сдвиге и при сжатии.

Упрочнение при сдвиге применяется для моделирования необратимых деформаций, появившихся в результате первичного девиаторного нагружения; упрочнение при сжатии - для моделирования необратимых пластических деформаций, обусловленных первичным сжатием при одометрическом или изотропном нагружении. Модель *HS* включает: в качестве поверхности разрушения - формулировку Мора-Кулона; для описания упругой области напряженно-деформированного состояния - гиперболическую формулировку *Duncan-Chang* [265] с изменяемыми модулями упругости для траектории первичного нагружения и траектории разгрузки-повторного нагружения; для описания пластических сдвиговых и объемных деформаций - две функции текучести для девиаторного f_s и изотропного f_c нагружений соответственно (рис. 4.2,б).

а)



б)

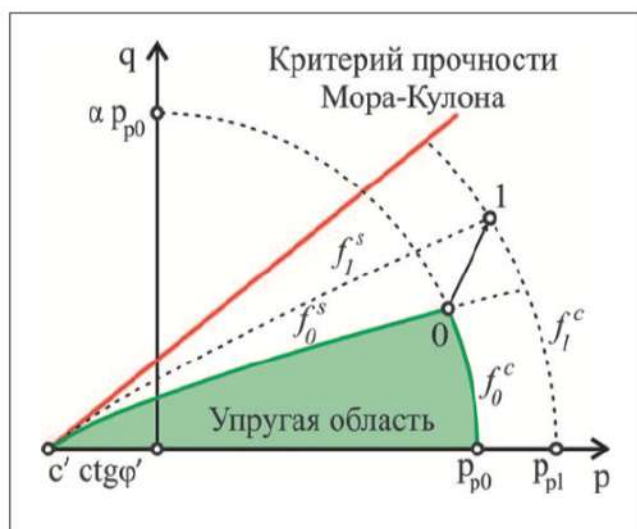


Рис.4.2. Гиперболическое соотношение между напряжениями и деформациями (а); поверхности текучести для девиаторного f_s и изотропного f_c нагружений (б)

Основной особенностью модели упрочняющегося грунта (*Hardenening-Soil model*) является зависимость жесткости грунта от напряжений. Предельное девиаторное напряжение q_f и величина q_a определяются следующим образом:

$$q_f = (c \cdot \cot \varphi - \sigma_3) \frac{2 \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \quad (4.3)$$

$$q_a = q_f / R_f \quad (4.4)$$

Зависимость для q_f получена на основе критерия разрушения Мора-Кулона, который включает в себя параметры прочности c и φ . Как только $q = q_f$, достигается критерий разрушения и происходит идеальное пластическое деформирование, описываемое моделью Мора-Кулона.

Для задания модели программном комплексе *Plaxis* необходимо десяти параметров (табл. 4.1), из них три параметра деформируемости (вместо одного модуля деформации, годного для аналитической модели), а именно: модуль упругости при первичном нагружении E_{50} , модуль упругости при разгрузке – вторичном нагружении E_{ur} и параметр $Ohde (m)$, описывающий степень кривизны компрессионной кривой.

Таблица 4.1. Перечень параметров грунта для модели *Hardening Soil*

Символ	Название	Ед.изм.
E_{50}^{ref}	Секущий модуль упругости при 50%-ном значении ($\sigma_1 - \sigma_3$) из стабилметрических испытаний	КПа
E_{oed}^{ref}	Тангенциальный модуль упругости из компрессионных испытаний	
E_{ur}^{ref}	Модуль упругости при разгрузке-повторном нагружении из компрессионных испытаний	
ν_{ur}	Коэффициент Пуассона при разгрузке-повторном нагружении	д.е.
$m (power)$	Параметр нелинейности компрессионной кривой	д.е.
K_0	Коэффициент бокового давления грунта	д.е.
p^{ref}	Опорный уровень напряжений ($p^{ref} = 100$)	КПа
c'	Эффективное сцепление из стабилметрических испытаний	
φ'	Эффективный угол внутреннего трения из стабилметрических испытаний	град
ψ'	Угол дилатансии из стабилметрических испытаний, обычно $\psi = \varphi - 30^\circ$	

При одометрических состояниях напряжений и деформаций модель включает в себя, зависимость:

$$E_{oed} = E_{oed}^{ref} (\sigma / p^{ref})^m \quad (4.5)$$

где: E_{oed}^{ref} - это одометрический модуль деформации, соответствующий контрольному всестороннему давлению p^{ref} .

В особом случае слабых грунтов целесообразно принять $m = 1$.

Параметр E_{50} - это зависящий от всесторонних напряжений модуль деформации при первичном нагружении, задающийся следующим уравнением:

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \left(\frac{c \cdot \cos \varphi - \sigma'_3 \cdot \sin \varphi}{c \cdot \cos \varphi - p^{ref} \cdot \sin \varphi} \right)^m \quad (4.6)$$

где: E_{50}^{ref} - это контрольный модуль деформации, соответствующий контрольному всестороннему давлению p^{ref} .

Для траекторий напряжений при разгрузке и повторном нагружении применяется другой модуль деформации, зависящий от напряжений:

$$E_{ur} = E_{ur}^{ref} \left(\frac{c \cdot \cos\varphi - \sigma'_3 \cdot \sin\varphi}{c \cdot \cos\varphi - p^{ref} \cdot \sin\varphi} \right)^m \quad (4.7)$$

где: E_{ur}^{ref} - контрольный модуль деформации при разгрузке и повторном нагружении грунта, соответствующий контрольному давлению p^{ref} .

Рассматриваемая модель является наиболее адекватной для моделирование системы геотехнических массивов, выделяющих подземное пространство зданий поскольку точно описывает поведение основания при экскавации грунта, при устройстве подпорных стен, сопровождающейся уменьшением среднего эффективного напряжения и одновременно мобилизацией сопротивления пород сдвигу. Имеющиеся ограничения модели: неспособность учесть явления анизотропии прочности и жесткости, ползучести и длительной прочности, не критичны для оговоренных пределов применимости данной задачи.

Модель слабого грунта с учетом ползучести (*Soft Soil Creep*) [305].

Модель слабого грунта с учетом ползучести (SSC-model) представляется возможной для моделирования формирования «структурного геомассива» под существующими фундаментами (мгновенное приложение полной нагрузки), поскольку позволяет оценить развитие осадок во времени с выделением фазы напора прочности армирующих грунтобетонных элементов и фазы стабилизации осадок.

Все типы грунтов обладают определенной ползучестью, после первичного сжатия всегда следует ждать вторичной консолидации. Осадка вторичной консолидации (длящаяся 15...30 лет) составляет определенную долю от величины первичного сжатия. Следовательно, учет ползучести необходим в задачах, которые реализуют значительное первичное сжатие грунта. Реально, за большой первичной осадкой фундаментов, обычно следует значительная вторичная осадка, обусловленная ползучестью грунта и длящаяся в течении десятков лет. В этом случае уместно определять степень ползучести основания.

Основные характеристики модели ползучести слабого грунта включают в себя :

- зависимость жесткости от напряжения (логарифмическое сжатие);
- различие между первичным нагружением - разгрузкой и повторным нагружением;
- вторичная, зависящая от времени, консолидация;
- наличие «памяти» о напряжениях предварительного уплотнения;
- разрушение в соответствии с критерием прочности Мора -Кулона.

При достижении параметра текучести при разрушении (критерий Мора – Кулона) $f(\sigma', c, \varphi)$ мгновенная пластическая деформация развивается по закону течения: $\dot{\epsilon} = \lambda \frac{\partial g}{\partial \sigma}$, где $g = g(\sigma', \psi)$. Этот критерий определяет в качестве дополнительных параметров грунта эффективное сцепление c , угол внутреннего трения φ и угол дилатансии ψ .

Модель слабого грунта с учетом ползучести требует задания материальных констант:

Параметры разрушения по модели Кулона-Мора: c – сцепление; φ – угол внутреннего трения; ψ – угол дилатансии. Основные параметры жесткости: κ^* – модифицированный коэффициент набухания; λ^* – модифицированный коэффициент компрессии; μ^* – модифицированный коэффициент ползучести.

Дополнительные параметры: ν_{ur} – коэффициент Пуассона при разгрузке и повторном нагружении; K_0^{NC} – коэффициент бокового давления в состоянии покоя для состояния нормального уплотнения NC;

Вместо определения жесткости основными параметрами, можно использовать альтернативные параметры, доступные по результатам испытаний на изотропное сжатие, либо из испытаний методом компрессионного сжатия: C_c – коэффициент компрессии; C_s – коэффициент набухания; C_α – коэффициент ползучести при вторичном уплотнении; e_0 – начальный коэффициент пористости. Основные параметры жесткости модели слабого грунта с учетом ползучести связаны с традиционными параметрами отношениями:

$$\lambda^* = \frac{C_c + C_s}{2,3(1 + e_0)}; \quad k^* = \frac{2C_s}{2,3(1 + e_0)}; \quad \mu^* = \frac{C_\alpha}{2,3(1 + e_0)}; \quad (4.8)$$

Эти параметры могут быть получены при испытаниях на изотропное сжатие. График зависимости логарифма напряжений от деформации приближенно представлен с помощью двух прямых линий (Рис.4.3).

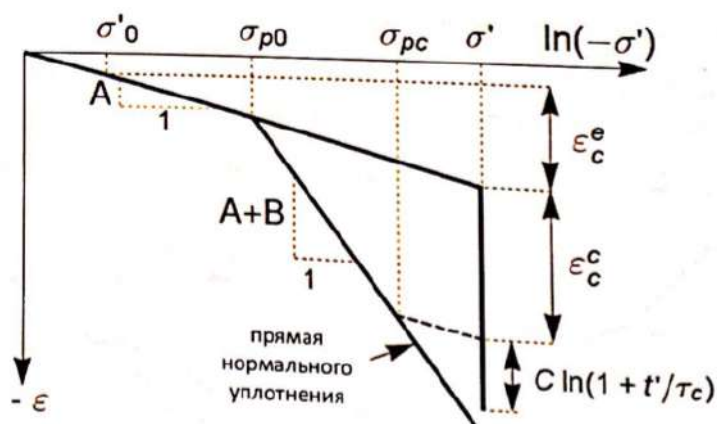


Рис.4.3. Идеализированная зависимость деформации от напряжения с разделением на упругую составляющую и составляющую ползучести

Угол наклона линии нормальной консолидации дает модифицированный коэффициент сжимаемости λ^* , угол наклона линии повторного сжатия используется для модифицированного коэффициента разбухания k^* . Параметр может быть получен по зависимости относительной объемной деформации от логарифма времени.

Для начального задания параметров модели можно использовать эмпирические соотношения:

$$\lambda^* \approx I_p (\%): 500; \frac{\lambda^*}{\mu^*} = 15 \dots 25; \frac{\lambda^*}{k^*} = 2,5 \dots 7,0 \quad (4.9)$$

4.2 Определение параметров модели упрочняющегося грунта (*HS*) основания «структурный геомассив» по результатам полевых испытаний

Одним из способов установления параметров расчетной модели основания является имитация лабораторных и полевых испытаний, когда требуется решить обратную задачу моделирования: некие параметры модели не могут быть измерены в явном виде и их требуется определить, сопоставляя реальное поведение системы и результаты ее моделирования [189].

Основным моментом данного сопоставления является проверка двух условий: правильность выбора определяющего уравнения; правильность назначения входных параметров и их калибровка.

Калибровка параметров обеспечивает совпадение расчетных данных и данных, полученных в ходе полевых испытаний грунта.

Для использования упругопластической модели с изотропным упрочнением необходимо назначить точные значения модуль упругости при первичном нагружении E_{50} , модуль упругости при разгрузке – вторичном нагружении E_{ur} и параметр $Ohde (m)$, описывающий степень кривизны компрессионной кривой, в зависимости от величины эффективного давления, сцепления и угла внутреннего трения.

Покажем определение этих параметров для основания «структурный геомассив» по результатам штамповых испытаний статической нагрузкой. Штамповые испытания проводились на площадке строительства в г. Уфе. Величина эффективного модуля деформации по ветви первичного нагружения составила $E_k = 40,6$ МПа, по ветви разгрузки в диапазоне давлений 0,5...0,6 МПа $E_{ur} = 102,5$ МПа.

Калибровка модели выполнялась согласно методике предложенной Л.А. Строковой [190]. Для имитации штамповых испытаний в комплексе Plaxis была выбрана осесимметричная модель с размерами 5,0 x 10,0 метров. Граничные условия модели - ограничение горизонтальных перемещений на вертикальной образующей и вертикальных перемещений на нижней горизонтальной плоскости. На верхней границе грунтового кластера

был создан элемент *Plate* для имитации жесткого штампа и передачи распределенной нагрузки. Фазы накопления начального напряженного состояния, создания бытового давления и испытания грунта создавались с помощью поэтапного нагружения *Staged construction*. Точка для построения графика располагалась на элементе *Plate*. Первичное нагружение в диапазоне 0,1...0,5 МПа, повторное нагружение в диапазоне 0,1...0,6 МПа с шагом 0,05 МПа. Данные последней фазы расчета выводились в виде графика $\Sigma M_{stage} - u_y$ и затем для анализа данных переносились в *MS Excel* (Рис.4.4).

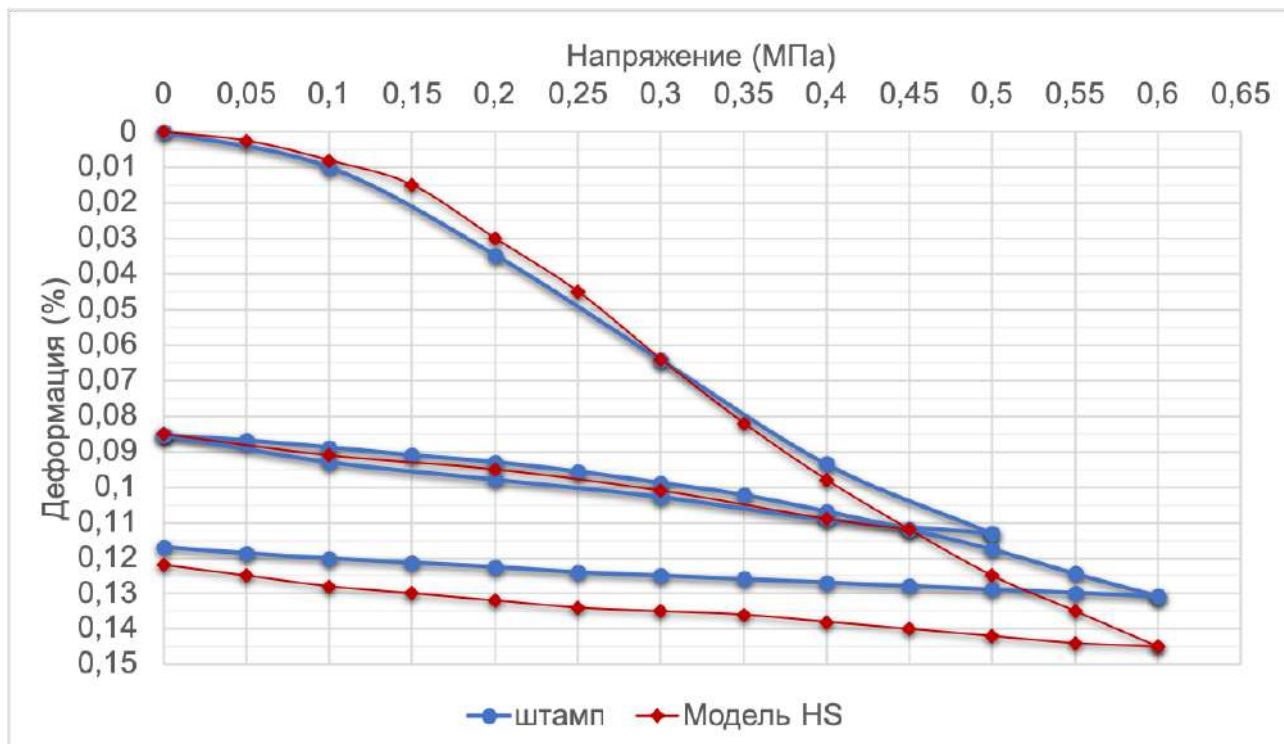


Рис.4.4. График зависимость напряжение - вертикальная деформация по данным штамповых испытаний и по результатам компьютерного моделирования

В качестве исходных параметров моделирования было принято: $E_{ur} = 100 \dots 105$ МПа, соотношение $n = E_{ur}/E_{50} = 2 \dots 4$; эффективные прочностные характеристики «структурного геомассива»: угол внутреннего трения $\varphi = 25^\circ$, удельное сцепление $c = 0,25$ МПа; параметр $m = 0,5 \dots 1,0$.

В ходе калибровки модели были сделаны следующие выводы:

1. Модуль деформации E_{ur} следует принимать по результатам штамповых испытаний «структурного геомассива» статической нагрузкой по ветви разгрузки - повторного нагружения.

2. При выполнении соотношения: $n = E_{ur}/E_{50} = 3$. Погрешность в описании экспериментального графика составляет 5 %. Модуль деформации E_{oed} следует принимать равным E_{50} .

3. Эффективные прочностные характеристики «структурного геомассива» определяются процентом армирования и мало зависят от исходного грунта. При заявленных эффективных прочностных характеристиках «структурного геомассива» малые значения коэффициента m приводят к завышенным по сравнению с реальными значениями вертикальных деформаций. Расчетное значение параметра m для структурного геомассива предлагается назначать в диапазоне 0,75...0,85.

Полученные соотношения можно распространить на все расчеты основания «структурный геомассив» по модели (HS), входным параметром будет являться эффективный модуль деформации, полученный по результатам штамповых испытаний.

4.3 Сопоставление расчетных вертикальных перемещений основания «структурный геомассив» с осадками здания, полученными в ходе геодезического мониторинга [103]

Наиболее достоверным подтверждением принятых деформационных характеристик модели *Hardening-Soil* для моделирования поведения «структурного геомассива» является сопоставление расчетных величин расчетных вертикальных перемещений основания и фактических осадок фундаментной плиты, измеренных в ходе геодезического мониторинга. Покажем это для здания, на площадке которого были выполнены штамповые испытания.

Здание с размерами в плане 30,0 х 45,0 м, высотой 75,0 м. Здание каркасное, железобетонное, монолитное. Фундамент - монолитная железобетонная плита, глубина погружения - 9,0 м от дневной поверхности. Пространственная жесткость здания обеспечивается совместной работой продольных и поперечных стен с дисками перекрытий. Давление на основание под фундаментной плитой - 0,595 МПа.

Исходное основание - неоднородные в плане и по глубине грунты уфимского яруса, представленные переслаиванием глин и песчаников разной степени выветрелости, модуль деформации - $E = 35,0...36,0$ МПа. Для обеспечения требуемых предельных перемещений здания выполняется искусственное основание - «структурный геомассив». Размеры в плане 32,0 х 47,0 м, глубина 15 метров от низа фундаментной плиты. Расчетный эффективный модуль деформации - $E = 75$ МПа, штамповый модуль деформации - $E_{шт} = 102,5$ МПа.

Моделирование выполнялось в программном комплексе *Plaxis 3D*, общий вид трехмерной конечно-элементной модели представлен на рис.4.5.

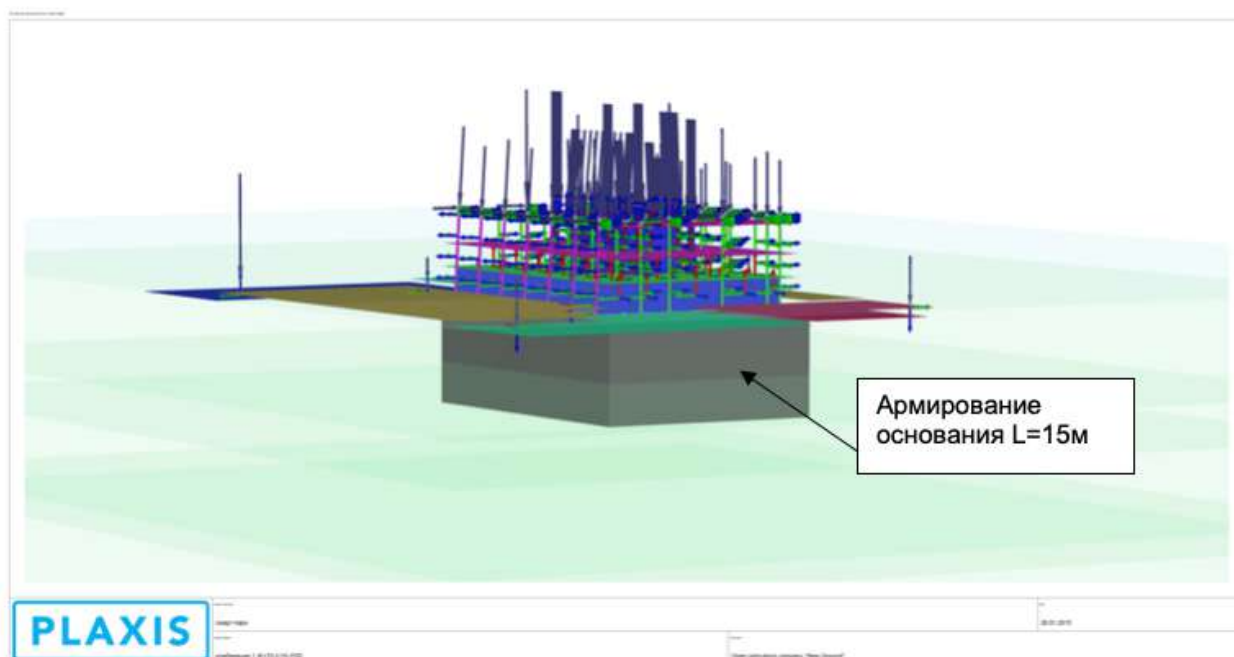


Рис.4.5. Конструктивная конечно-элементная модель

Нижняя граница сжимаемой толщи основания принимается на глубине $z = H_c$, где выполняется условие $\sigma_{zp} = 0,5\sigma_{zg}$ (здесь σ_{zp} - дополнительное вертикальное напряжение на глубине $z=H_c$ по вертикали, проходящей через центр подошвы фундамента; σ_{zg} - вертикальное напряжение от собственного веса грунта). При этом глубина сжимаемой толщи не должна быть меньше H_{min} , $(4+0,1b)$ при $10 < b \leq 60$ м. По результатам выполненных расчетов установлено: мощность сжимаемой толщи составляет $H_c = 28,3$ м.

Жесткость надфундаментной конструкции была учтена моделированием каркаса трех этажей. Моделирование плитных фундаментов зданий, плит перекрытия и стен каркаса выполнено конечным элементом «Plates», колонны каркаса – элементом «Beams».

Plates представляют собой конструкционные объекты, используемые для моделирования тонких двумерных конструкций в грунте, имеющих значительную изгибную жесткость. Плитные элементы основаны на теории плит Миндлина (Mindlin's plate theory). Эта теория допускает прогиб плиты под действием как изгибающей, так и сдвигающей нагрузки. Кроме того, под действием осевой нагрузки элемент может изменять свою длину. Beams представляют собой конструктивные объекты, используемые для моделирования тонких (одномерных) конструкций, имеющих значительную жесткость на изгиб и определенную осевую жесткость.

В качестве модели основания принята модель упрочняющегося грунта со следующими входными параметрами:

Таблица 4.2. Параметры модели (HS) для основания «структурный геомассив»

Параметр		
Символ	Название	Ед.изм.
E_{50}^{ref}	Секущий модуль упругости при 50%-ном значении	35,0 МПа
E_{oed}^{ref}	Тангенциальный модуль упругости из компрессионных испытаний	35,0 МПа
E_{ur}^{ref}	Модуль упругости при разгрузке-повторном нагружении	102,5 МПа
ν_{ur}	Коэффициент Пуассона при разгрузке-повторном нагружении	0,25
m (power)	Параметр нелинейности компрессионной кривой	0,8
K_0	Коэффициент бокового давления грунта	0,546
p^{ref}	Опорный уровень напряжений ($p^{ref} = 100$)	100 КПа
c'	Эффективное удельное сцепление	250 КПа
φ'	Эффективный угол внутреннего трения	25 град
ψ'	Угол дилатансии, $\psi = \varphi - 30^\circ$	0

Моделирование (расчет вертикальных перемещений) выполнялось при уровнях постоянных нагрузок составляющих долю равную 0,45; 0,65; 0,85; 0,95 от полной величины нормативной постоянной нагрузки и сопоставлялось с измеренной величиной осадки на дату соответствующую этапу нагружения. Графики расчетных и фактических вертикальных перемещений фундаментной плиты (изолинии, эпюр по продольным и поперечным сечениям) приведены на рис. 4.6...4.15. Результаты сопоставления приведены в табл.4.3.

Таблица 4.3 Сопоставление расчетных и измеренных осадок

Нагрузка (д.е.)	Расчетная осадка (мм)		Измеренная осадка (мм)		Невязка (д.е.)	
	max	сред.	max	сред.	max	сред.
0,45	24,0	18,0	18,5	14,0	0,23	0,22
0,65	33,0	26,0	25,0	20,0	0,24	0,252
0,85	44,0	36,0	33,5	27,0	0,26	0,23
0,95	62,0	54,0	47,5	40,0	0,24	0,26

Анализ результатов сопоставления показал хорошую качественную сходимость (рис.4.14...4.15) и удовлетворительную количественную сходимость (невязка 0,22...0,26) измеренных осадок и рассчитанных с использование модели грунта (HS) откалиброванной модели. Эта модель может быть использована для определения для определения конечной осадки на ступени нагружения. Развитие осадки во времени при постоянной нагрузке на ступени требует использование модели ползучести (SSC-model).

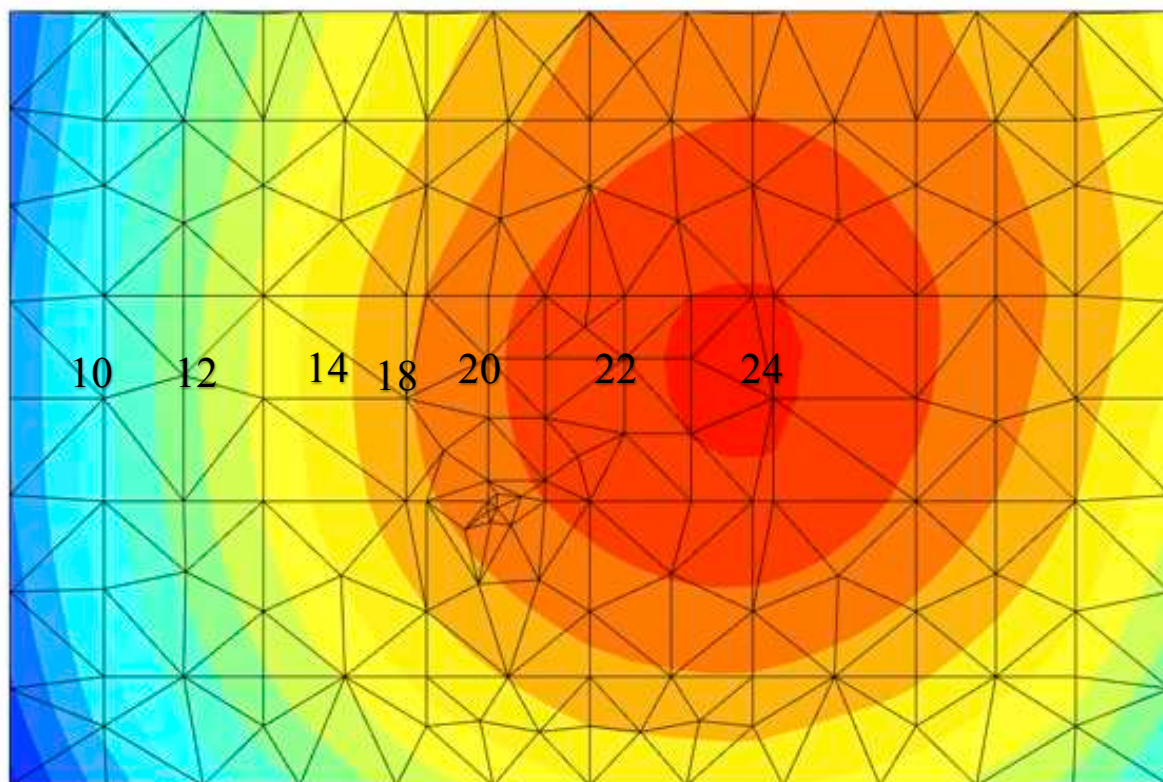


Рис.4.6. Изополя расчетных вертикальных перемещений (мм) при $p_l = 0,45p$

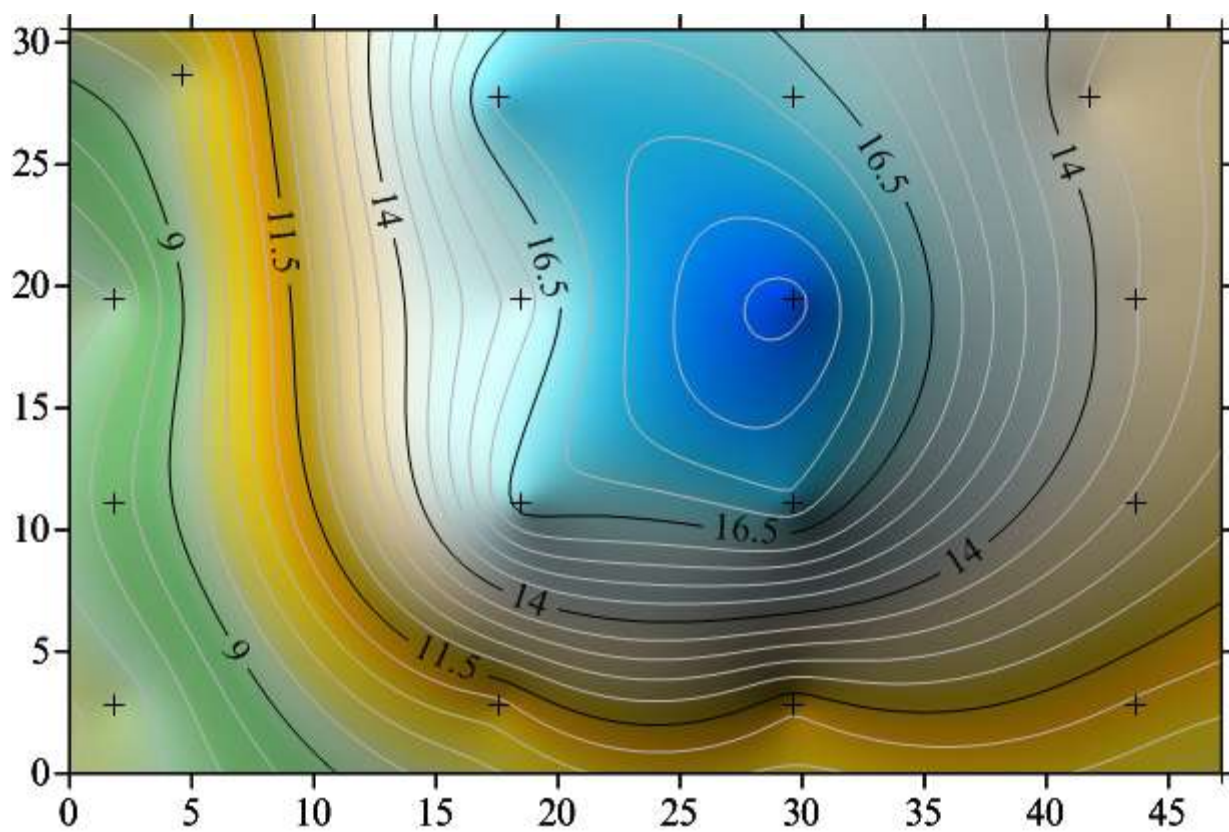


Рис.4.7. Изополя измеренных вертикальных перемещений (мм) при $p_l = 0,45p$

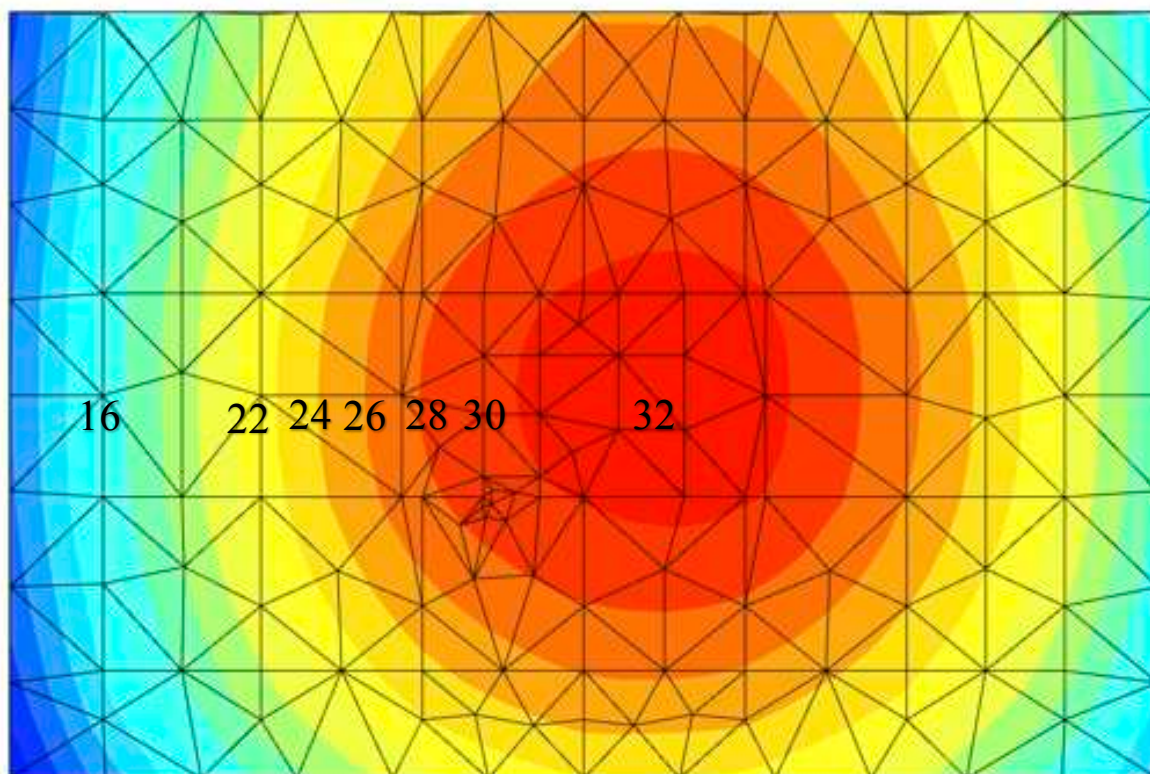


Рис.4.8. Изополя расчетных вертикальных перемещений (мм) при $p_t = 0,65p$

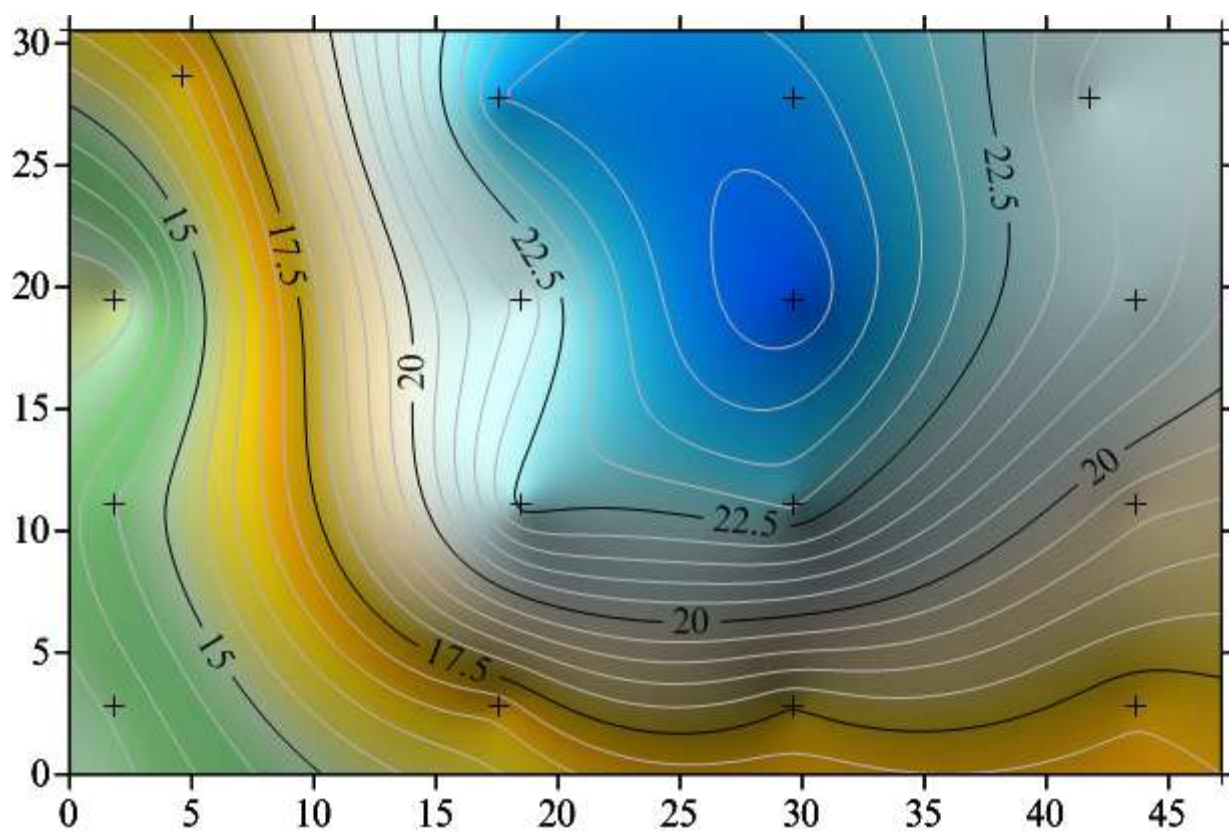


Рис.4.9. Изополя измеренных вертикальных перемещений (мм) при $p_t = 0,65p$

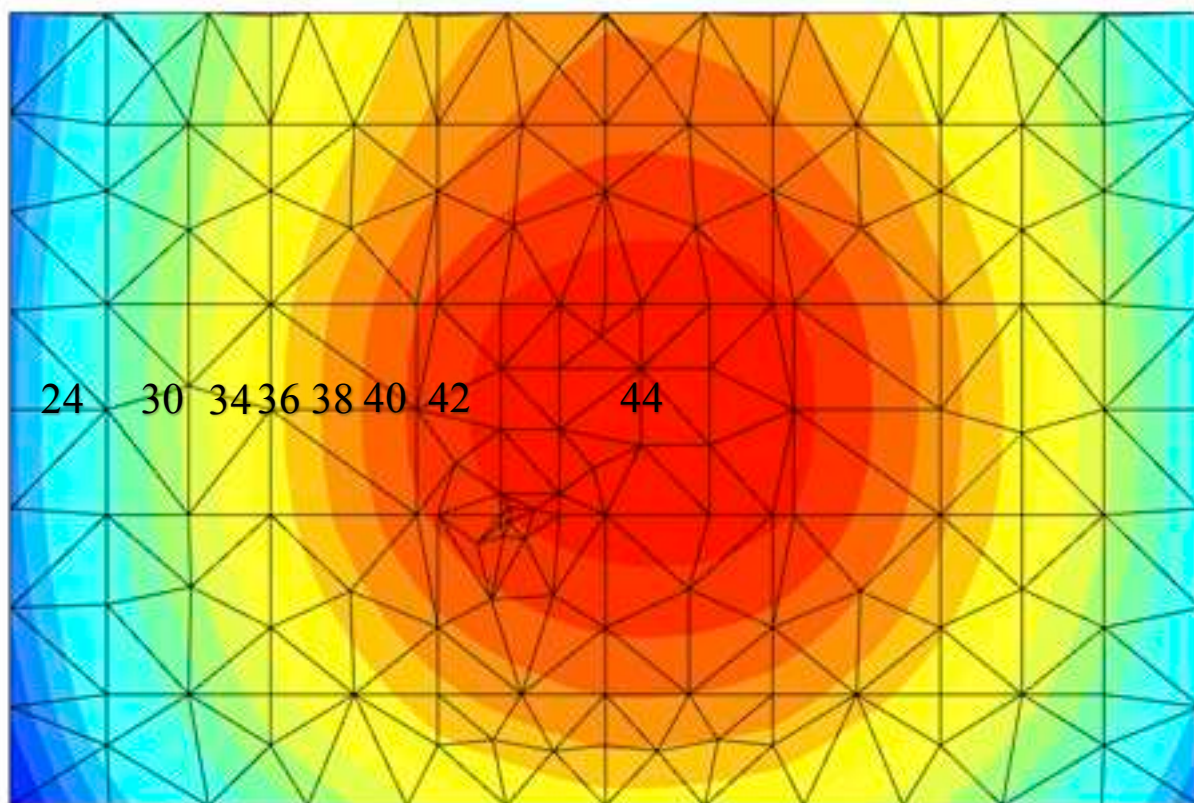


Рис.4.10. Изополя расчетных вертикальных перемещений (мм) при $p_t = 0,85p$

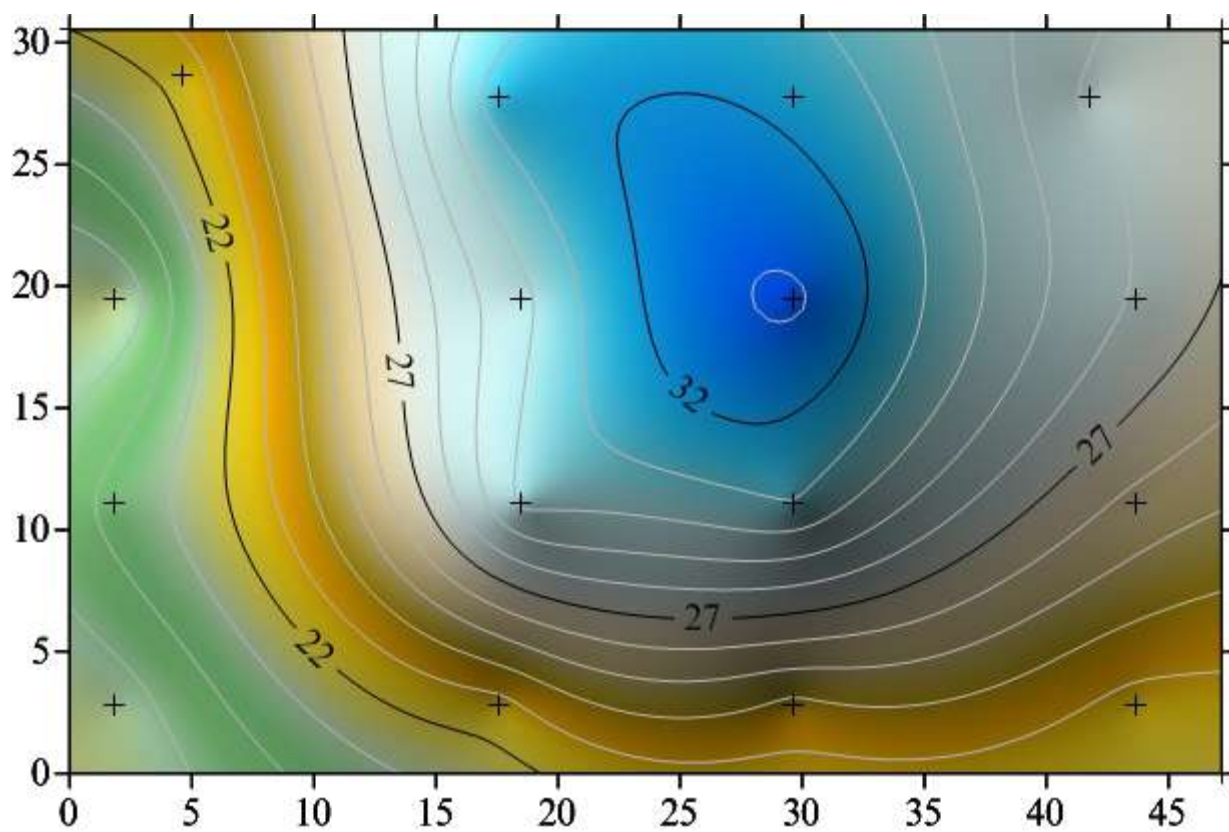


Рис.4.11. Изополя измеренных вертикальных перемещений (мм) при $p_t = 0,85p$

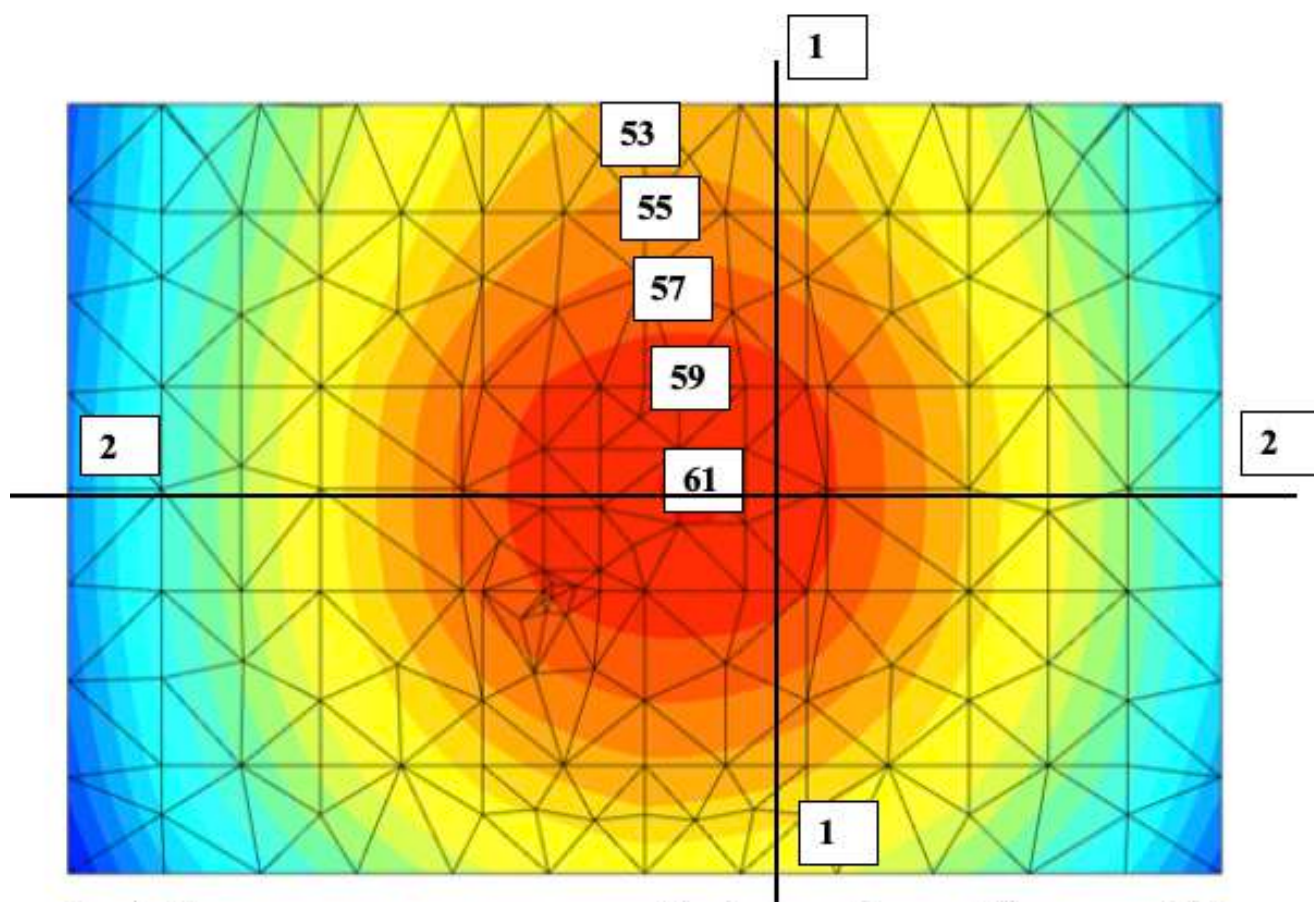


Рис.4.12. Изополя расчетных вертикальных перемещений (мм) при $p_t = 0,95p$

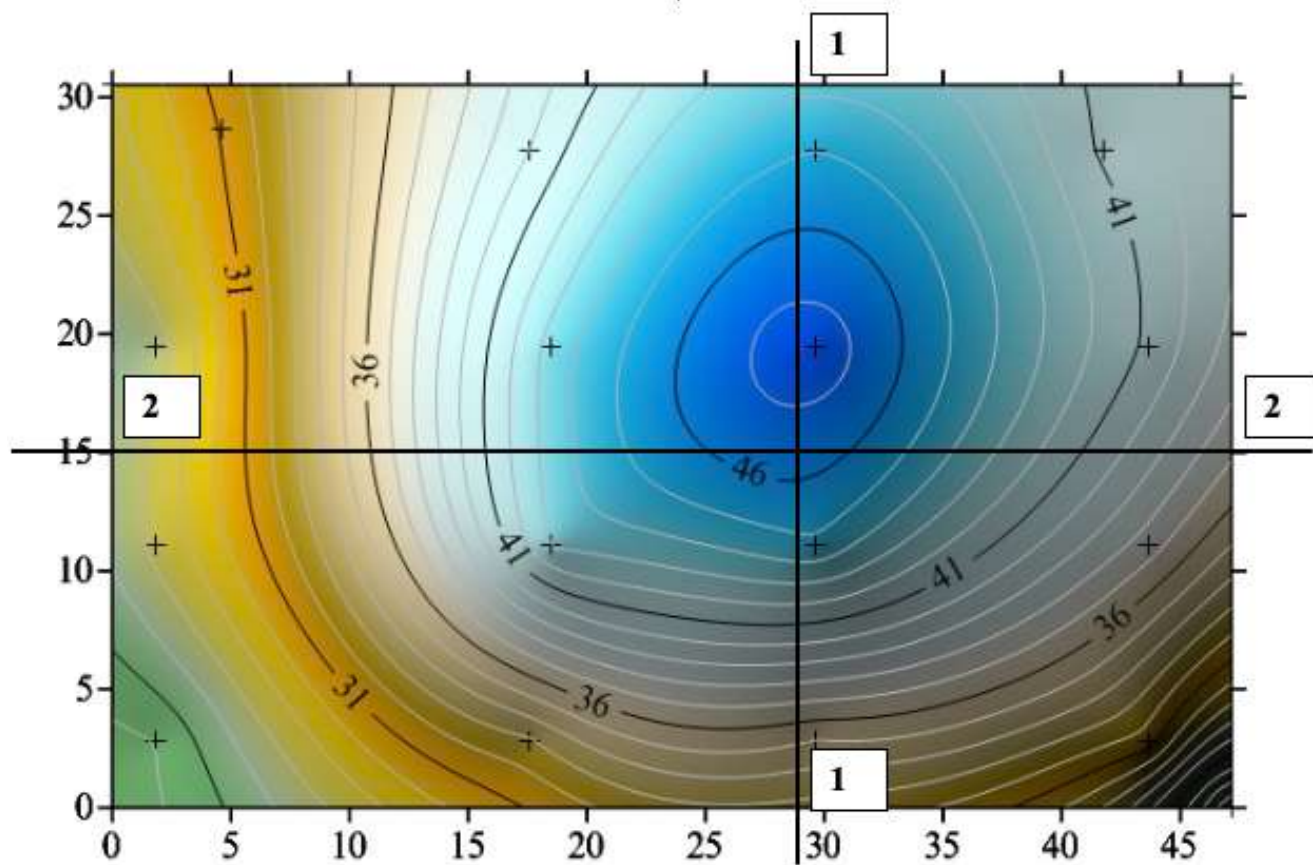


Рис.4.13. Изополя измеренных вертикальных перемещений (мм) при $p_t = 0,95p$

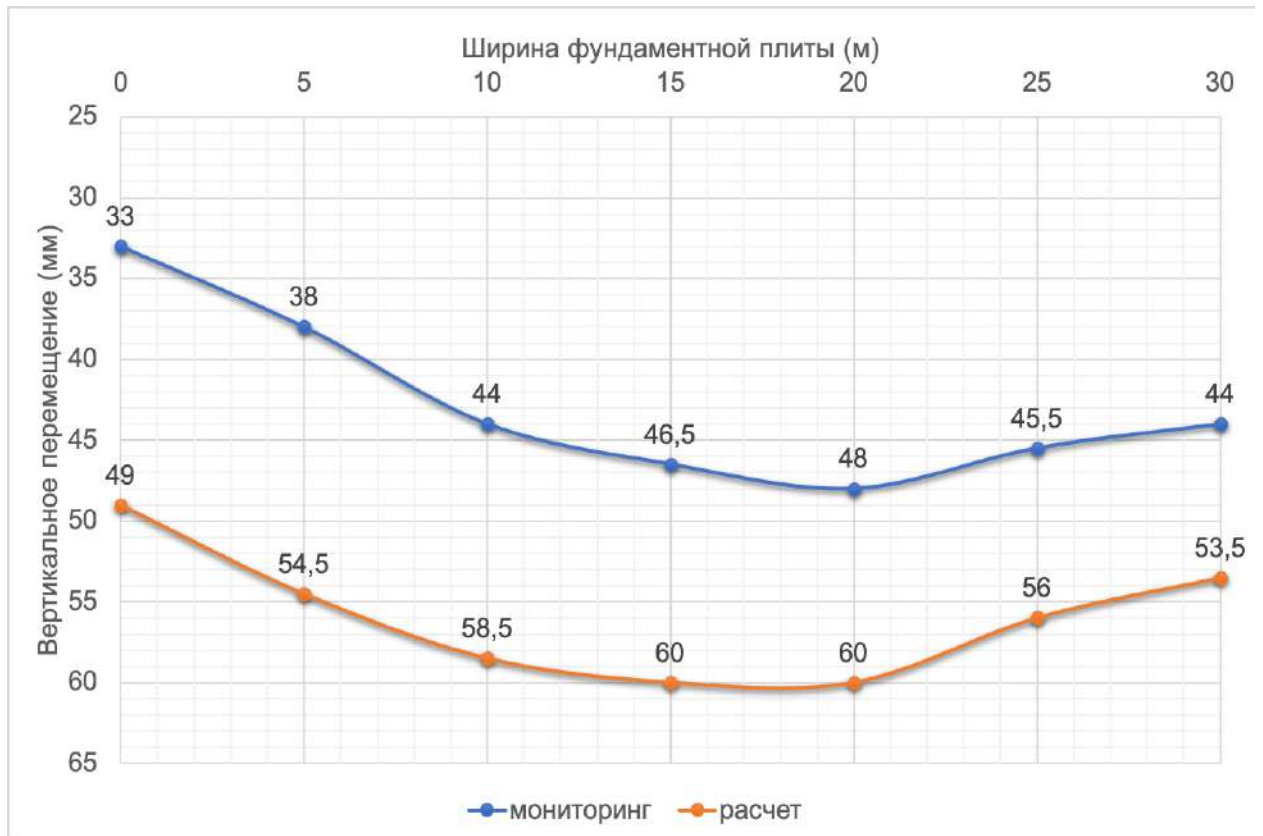


Рис.4.14. Эпюра вертикальных перемещений (мм) по сечению 1-1

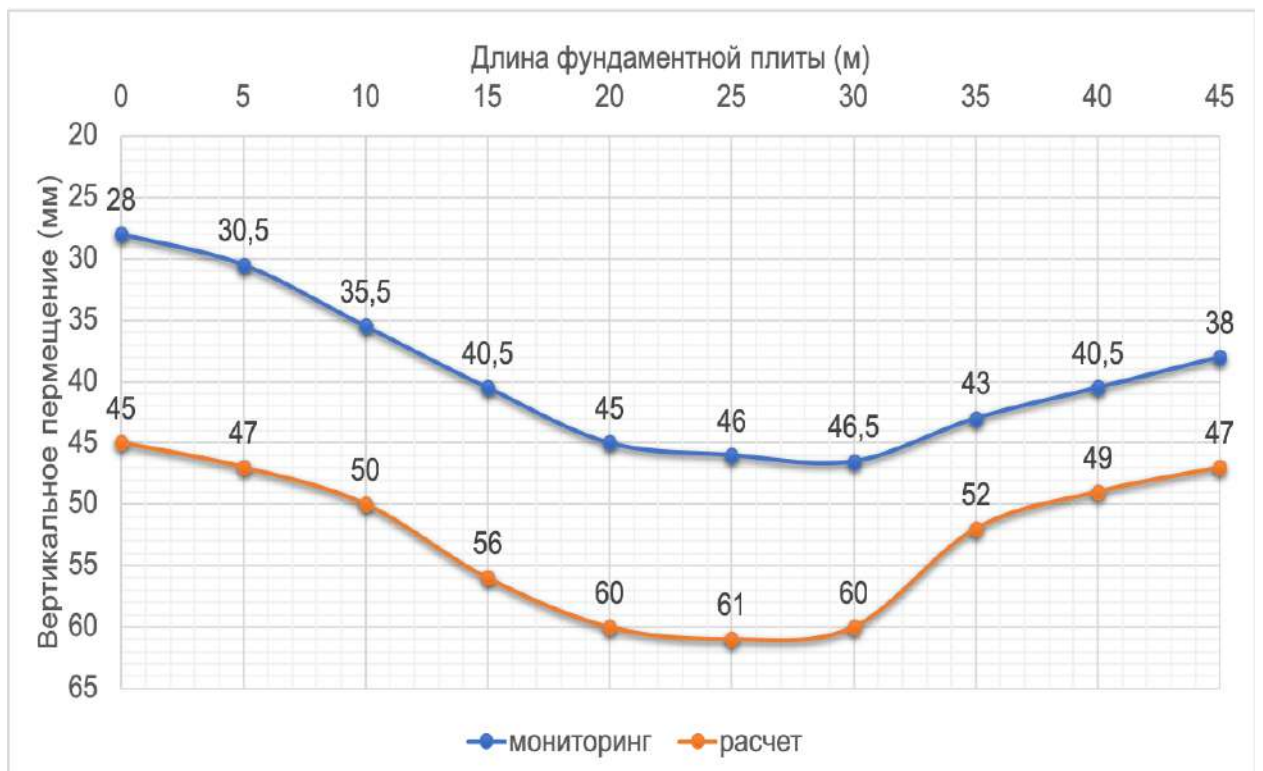


Рис.4.15. Эпюра вертикальных перемещений (мм) по сечению 2-2

4.4 Моделирование напряженно-деформированного состояния системы геотехнических массивов

Основной задачей компьютерного моделирования напряженно-деформированного состояния системы геотехнических массивов является оценка ее эксплуатационной надежности на всех этапах жизненного цикла. Под эксплуатационной надежностью в данном случае следует понимать обеспечение нахождения в нормативных пределах основных параметров защищаемого здания и окружающей застройки.

Эта система, исходя из своего предназначения, может находиться в трех состояниях и каждому из этих состояний соответствует свой коэффициент надежности (K_n): «система пригодна к эксплуатации» – в случае, когда она может быть использована без ограничений ($K_n > 1$); «система не пригодна к эксплуатации» – в случае, когда один или несколько компонентов системы требуют капитального ремонта ($K_n = 1$); «система в аварийном состоянии» - в случае, когда требуются немедленные мероприятия по предотвращению разрушения системы ($K_n < 1$).

Задача оценки надежности системы сводится к определению численной величины коэффициента надежности (K_n), так называемого выходного параметра системы $\{ u(t) \}$.

Выходным параметром системы является функция:

$$u(t) = u [w(t); q(t)] \quad (4.10)$$

где:

$w(t)$ – входные параметры системы или комплекс воздействий, силовых и не силовых, оказывающих влияние на систему в целом;

$q(t)$ – собственные параметры системы, описывающие ее текущее состояние (прочностные и деформационные характеристики конструкций, физико-механические свойства конструкционных материалов и основания);

Разработанный алгоритм моделирования детерминированной системы представлен на рис. 4.16.

Определение уровня надежности компонентов системы методом статистических испытаний основано на использовании современного программного обеспечения (Plaxis, Midas) и сводится к определенной последовательности операций:

Все составляющие воздействующих факторов (фактора нагружения (Q) и фактора сопротивления (R)), которые характеризуются изменчивостью, принимаем как случайные величины с известными законами распределения.

Принимаем положение, при котором отказом (мерой ненадежности) считается невыполнение принятого основного расчетного условия.

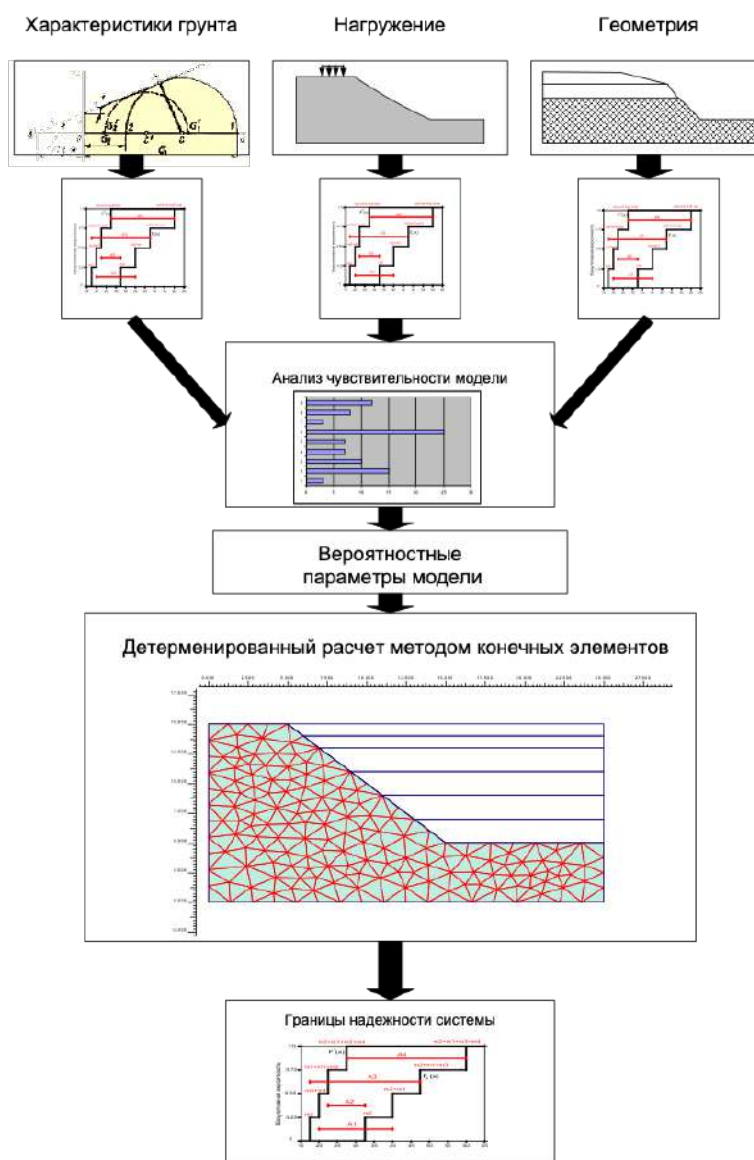


Рис.4.16. Алгоритм моделирования детерминированной системы

Определение частоты отказов и построение гистограмм функции резерва сопротивления ведем в следующем порядке:

1. Согласно известным законам распределения, путем статистического моделирования устанавливаем n реализаций случайных величин входящих во факторы нагружения R и сопротивления Q .

2. Проводим n детерминированных расчетов конструкций согласно принятому методу расчета. В результате расчетов n раз определяем значение функции резерва сопротивления S .

3. Если $S < 0$, фиксируем отказ и определяем частота отказов $V = k/n$ (k – число отказов, n – общее число испытаний).

4. Сравниваем частоту отказа V с наперед заданной вероятностью отказа. Изменяем один из параметров и возвращаемся к операции 2. Методом итерации повторяем вычисления до достижения нужной частоты отказов.

5. Достигнув заданной частоты отказов V , для полученных значений строим гистограммы относительных частот функций распределения резерва сопротивления S на интервале, равном m стандартам S . При этом границы интервала лежат на расстоянии $q/2$ вправо и влево от математического ожидания m_s .

Корректная оценка текущей величины неравномерности развития осадок является наиболее важной задачей в оценке всей надежности системы. В нашем случае величина уровня надежности может быть определена соотношением:

$$K_n = \delta S(t)_{\text{пред.}} / \delta S(t)_{\text{текущ.}} \quad (4.11)$$

где: $\delta S(t)_{\text{пред.}}$ – такая величина абсолютной величины и относительной неравномерности осадки фундаментов, при которой достигается предельное состояние в конструкциях защищаемых зданий и сооружений. Она определяется в зависимости от модели разрушения здания и в, общем случае, индивидуальна для каждого здания.

$\delta S(t)_{\text{текущ.}}$ – текущая величина абсолютной величины и относительной неравномерности осадки.

Требуемое нормативное значение уровня надежности системы геотехнических массивов определяется степенью ответственности защищаемого здания (Глава 1).

Покажем моделирование работы системы вертикальных и горизонтальных геотехнических массивов на примере.

Исходные данные: 25-ти этажное административное здание с подземным паркингом - каркасное, в монолитном железобетонном исполнении, имеет в плане сложную овалообразную форму. Фундамент монолитная железобетонная плита толщиной 1,6 м.

Строительство здания планируется в плотной городской застройке (Рис.4.17.), поэтому его внутреннее пространство выделяется сплошным вертикальным геотехническим массивом.

В зоне влияния расположены (данные о техническом состоянии зданий получены в ходе обследования):

- Здание №1 – 3, 4-х этажное с подвалом, в плане прямоугольной формы с габаритными размерами в осях 70,85 x 82,40 м. Конструктивная схема – каркасная. Фундаменты – железобетонные, столбчатые на естественном основании, глубина заложения – от 3,4 до 3,7 м от поверхности земли;

- Здание №2 (Многоэтажный паркинг) – 7-ми этажное с одним подземным этажом, в плане прямоугольной формы с габаритными размерами в осях 31,80 x 60,60 м. Конструктивная

схема – каркасное в монолитном исполнении. Фундамент – плитный (размером 25х61м) на закрепленном основании мощностью 4,0м, глубина заложения – 5,6 м;

- Здание №3 – 1, 2-х этажное без подвала, в плане прямоугольной формы с габаритными размерами в осях 8,06 х 18,0м. Конструктивная схема – бескаркасная с несущими продольными и поперечными стенами. Фундамент – ленточный на естественном основании с шириной подошвы 1,0м, глубиной 1,8 м от поверхности земли;

- Подземные коммуникации.

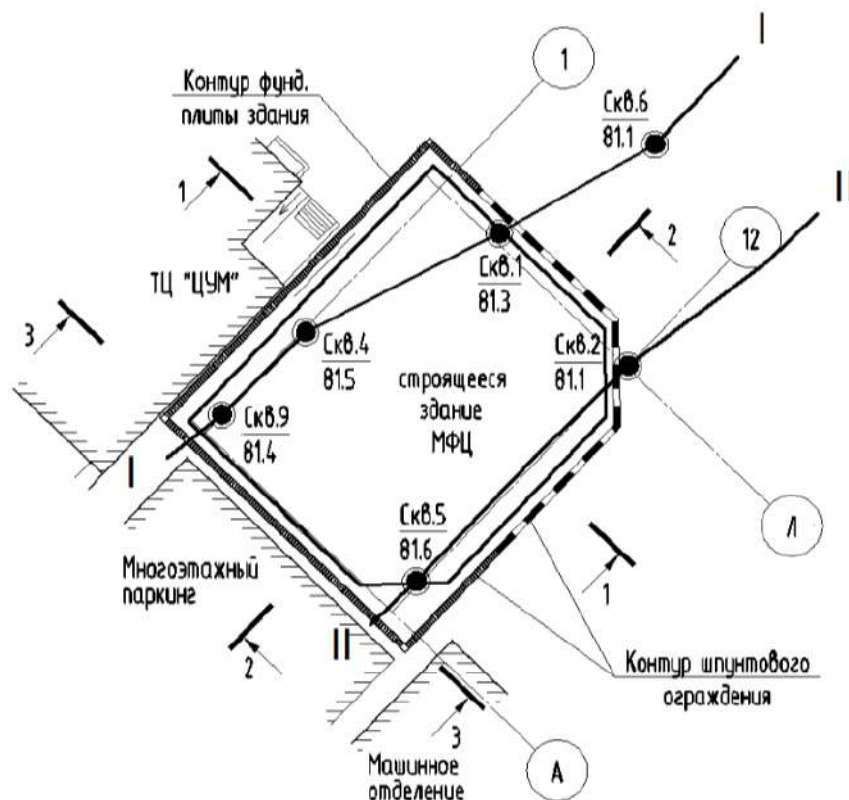


Рис.4.17. Схема застройки и план фундаментной плиты

Инженерно-геологические условия площадки строительства.

Геолого-литологический разрез площадки на глубину 45,0 м следующий (сверху вниз):

Насыпные грунты (tQ_{IV}), представленные песком с прослоями суглинка, включением щебня и строительного мусора, распространены с поверхности повсеместно, мощностью 1,2 - 2,1м. Под насыпным грунтом вскрыты средне-верхнечетвертичные отложения (Q_{II-III}) представленные глиной полутвердой мощностью от 0,5 до 1,6м подстилаются суглинками мягкопластичными, мощностью от 2,0 до 4,2м. С глубины 5,0 - 6,6м до 8,6 - 11,0м вскрыты переслаивающая толща песка мелкого насыщенного водой и суглинка мягкопластичного.

С глубины 21,4 - 23,0 м в разрезе вскрыты суглинок тугопластичный с частыми прослоями песка, распространен в разрезе до глубины 45,0 м, где переслаивается с песком мелким с прослоями суглинка в виде слоев мощностью от 1,2 - 5,2 м до 13,0 м. Песок мелкий с прослоями суглинка вскрыт в толще суглинка тугопластичного, наиболее распространен в интервале глубин от 24,0 - 27,5 м до 30,0 - 37,0 м.

Конструктивное решение системы геотехнических массивов.

Общий вид системы геотехнических массивов показан на рис.4.18. Горизонтальный геотехнический массив - «структурный геомассив» в основании фундаментной плиты. Вертикальное армирование природного грунта выполнено жесткими грунтобетонными цилиндрическими элементами диаметром 1,5 м. Армирующие элементы располагаются по регулярной сетке 1,9 x 1,9 м (степень армирования - 0,48) на глубину 30 метров от низа фундаментной плиты. Для распределения нагрузки, между фундаментом и закрепленным грунтом устраивается промежуточная уплотненная подушка из щебня толщиной 300 мм. Проектный эффективный модуль деформации «структурного геомассива» - $E = 95,0$ МПа.

В качестве сплошного вертикального геотехнического массива принята стенка из секущихся грунтобетонных элементов диаметром 600 мм с шагом 450 мм. Выполняется в виде разделительной стенки по осям 1, А, 12/А-Г и Л/1-2 и ограждения котлована по осям 12 и Л. Устойчивость ограждения обеспечивается заделкой грунтобетонных в грунт и одним ярусом анкеров. Армирование – металлическими трубами $\varnothing 89 \times 6,5$ мм (№1) и $\varnothing 159 \times 6$ мм (№2) по ГОСТ 8732-78 из стали С20 по ГОСТ 1050-88 с расчетным сопротивлением $R_y = 225$ МПа. Глубина армирования от 7,0 до 10,0 м. Погружение армирующей трубы выполняется вдавливанием в незатвердевшую грунтобетонную смесь.



Рис.4.18. Общий вид системы геотехнических массивов

Постановка задачи.

В рамках моделирование выполняется геотехнический прогноз (оценка) влияния возводимого здания на окружающую территорию и застройку на этапах строительства и эксплуатации. Модель вертикального грунтобетонного массива - *Plates* представляет собой конструкционный объект, используемые для моделирования тонких двухмерных конструкций в грунте, имеющих значительную изгибную жесткость. Плитные элементы основаны на теории плит Миндлина (*Mindlin's plate theory*). Эта теория допускает прогиб плиты под действием как изгибающей, так и сдвигающей нагрузки. Кроме того, под действием осевой нагрузки элемент может изменять свою длину. Матрицы жесткости элементов основаны на их свойствах, определяемых наборами данных по материалам, и получены путем численного интегрирования по трем парам точек интегрирования Гаусса (точки напряжений). Жесткость элемента определена исходя из геометрических размеров сечения и приведенного модуля деформации конструкции массива. Такой подход к конструкции вертикального массива - разделительной стенки основан на изучении его работы как пластинки на упругом основании, закрепленной по двум сторонам (Глава 3).

Модель грунтового основания *Hardening-Soil* с со следующими характеристиками:

4.4. Характеристики модели (HS) для основания «структурный геомассив»

Параметр		
Символ	Название	Ед.изм.
E_{50}^{ref}	Секущий модуль упругости при 50%-ном значении	32,5 МПа
E_{oed}^{ref}	Тангенциальный модуль упругости из компрессионных испытаний	32,5 МПа
E_{ur}^{ref}	Модуль упругости при разгрузке-повторном нагружении	95 МПа
ν_{ur}	Коэффициент Пуассона при разгрузке-повторном нагружении	0,25
m (<i>power</i>)	Параметр нелинейности компрессионной кривой	0,8
K_0	Коэффициент бокового давления грунта	0,546
p^{ref}	Опорный уровень напряжений ($p^{ref} = 100$)	100 КПа
c'	Эффективное удельное сцепление	200 КПа
φ'	Эффективный угол внутреннего трения	24 град
ψ'	Угол дилатансии, $\psi = \varphi - 30^\circ$	0

Предельные параметры проектирования: коэффициент устойчивости вертикального геотехнического массива должен быть не ниже нормируемого $k_{sf} > [k_{st}] = 1,27$; максимальная величина горизонтального перемещения вертикального геотехнического массива - не более 5 см (принята из условия обеспечения нормальных условий работы при строительстве подземной части здания); для строящегося здания многофункционального центра: средняя осадка $(s_u) - 15$ см, относительная разность осадок $(\Delta s/L)_u - 0,003$ (приложение Д [179]); дополнительные деформации сооружений окружающей застройки, в зависимости от конструктивной схемы существующих зданий и категории технического состояния не должны превышать следующих значений: а) здания окружающей застройки: максимальная осадка $(s_{ad,u}) - 3$ см, относительная разность осадок $(\Delta s/L)_u - 0,001$ (приложение Л [179]); б) дополнительные деформации оснований подземных инженерных коммуникаций - не более 5 см. Нормативный уровень надежности системы - 0,985.

А. Плоская задача.

Моделирование влияния строящегося здания на окружающую застройку выполнено методом конечных элементов в плоской постановке задачи.

В качестве варьируемых параметров выбраны: глубина вертикального геотехнического массива: в качестве разделительной конструкции 30,0...40,0 м; в качестве ограждения котлована на период производства работ - 6,5...9,0 м; жесткость вертикального массива (EI): 9,0 МН×м²/м (грунтобетон без армирования); 63,0 МН×м²/м (армирование №1); 360,0 МН×м²/м (армирование №2).

Моделирование жизненного цикла системы выполнялось по следующим фазам: Создание природного напряженного состояния грунтового массива путем решения задачи компрессии основания от собственного веса. Воздействие от окружающих зданий и сооружений. Осадки стабилизированы, вертикальные перемещения сводятся к нулю. Устройство вертикального геотехнического массива. Последовательное выполнение основания «структурный геомассив», создание внутреннего предварительного напряжения. Строительство: экскавация котлована и строительство подземной части. Эксплуатация надземной части здания (этапность возведения надземной части не моделировалась).

Моделирование выполнено для трех характерных сечений (Рис.4.17). Расчетные схемы сечений и графики изолиний вертикальных перемещений приведены на рис.4.19...4.33. Для каждого параметра проектирования системы вычислялся уровень надежности. Результаты моделирования сведены в таблицу 4.5. За критерий устойчивого функционирования системы принято, что минимальный уровень надежности на всех этапах ее функционирования должен быть не меньше нормативного. В тех случаях когда этот критерий не обеспечен, изменялись варьируемые параметры проектирования системы.

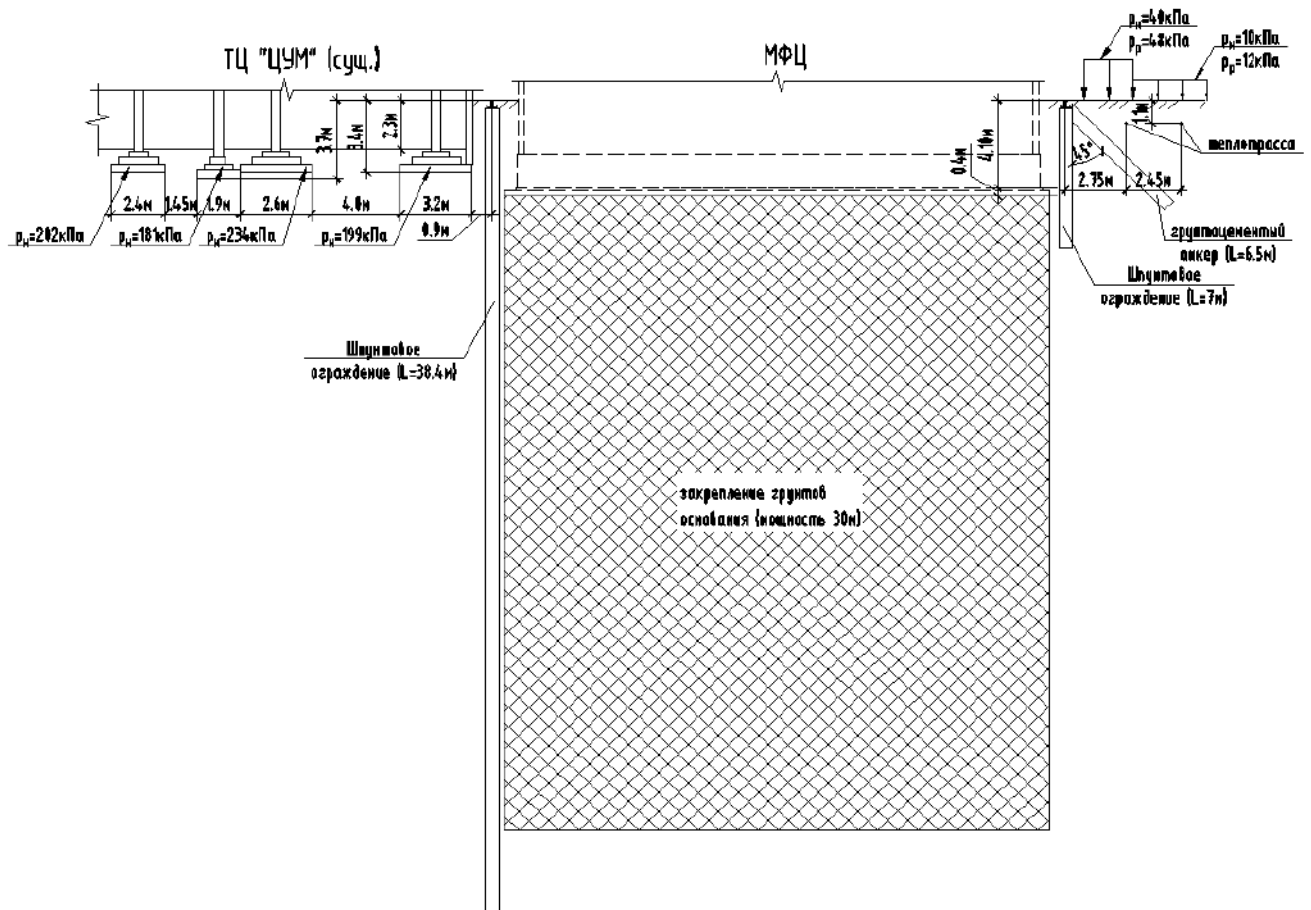


Рис.4.19. Расчетная схема сечения 1-1

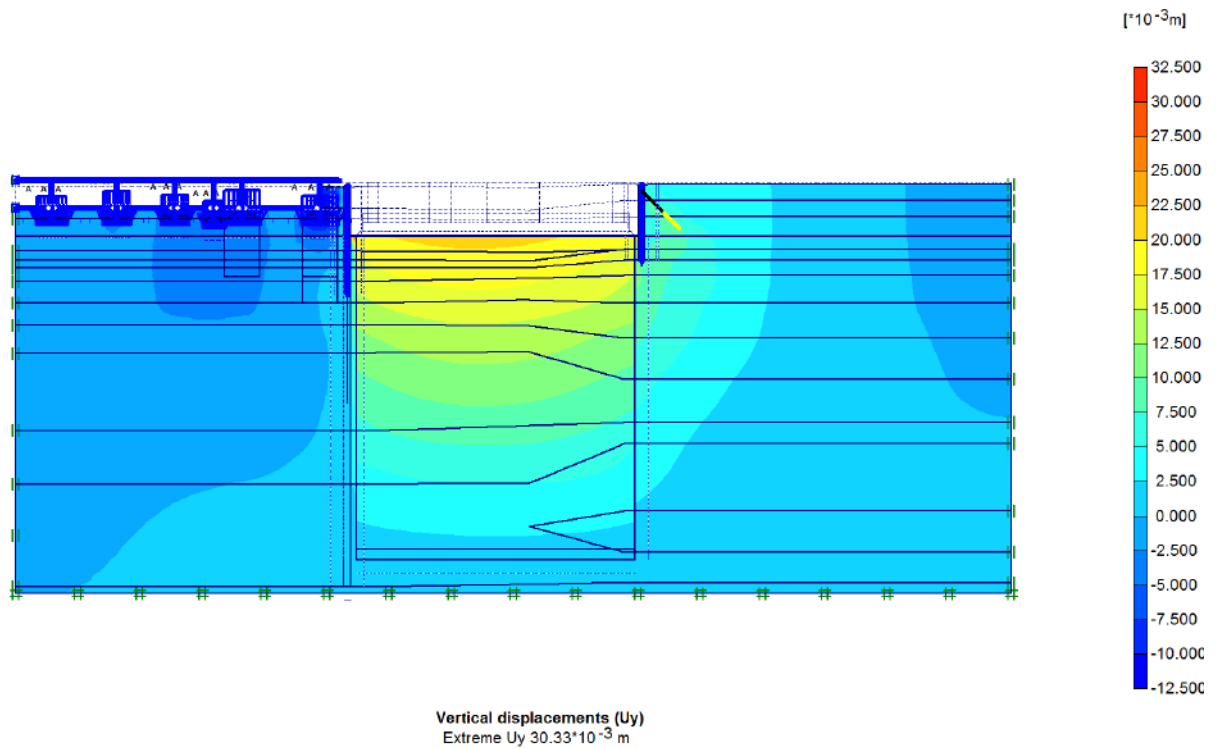


Рис.4.20. Изолинии вертикальных перемещений по сечению 1-1 (стадия - строительство)

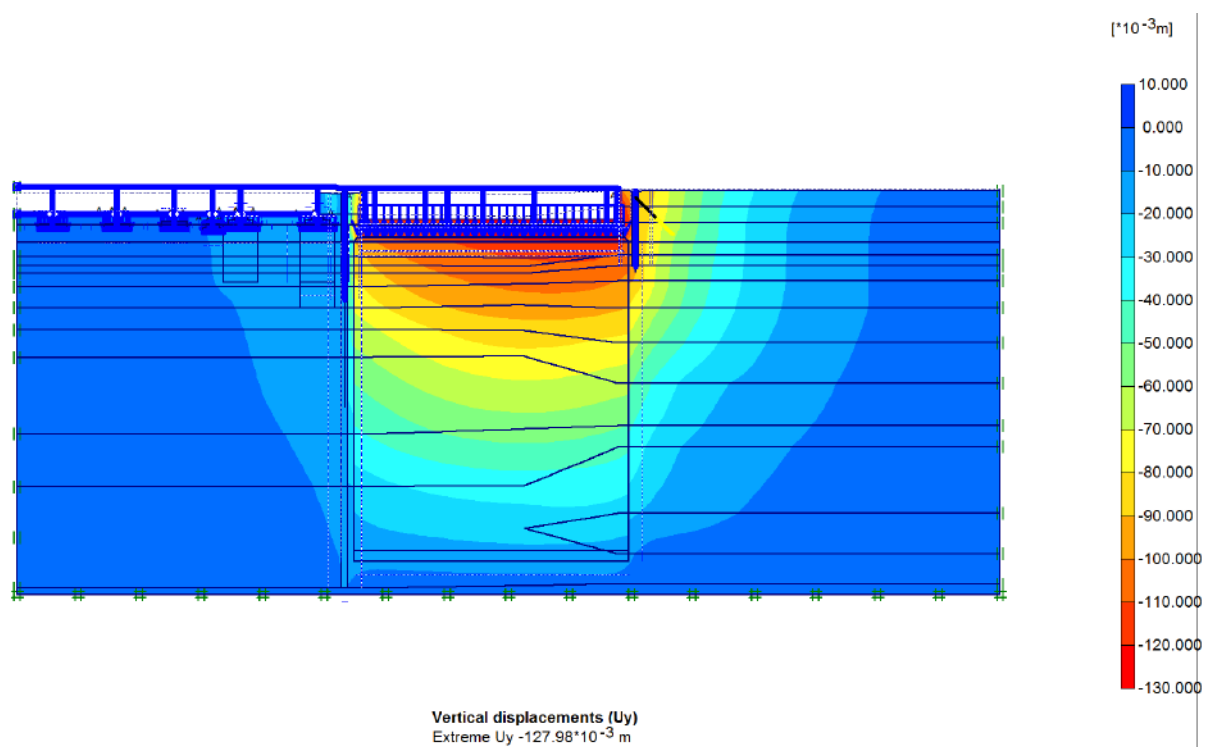


Рис.4.21. Изолинии вертикальных перемещений по сечению 1-1 (стадия эксплуатации)

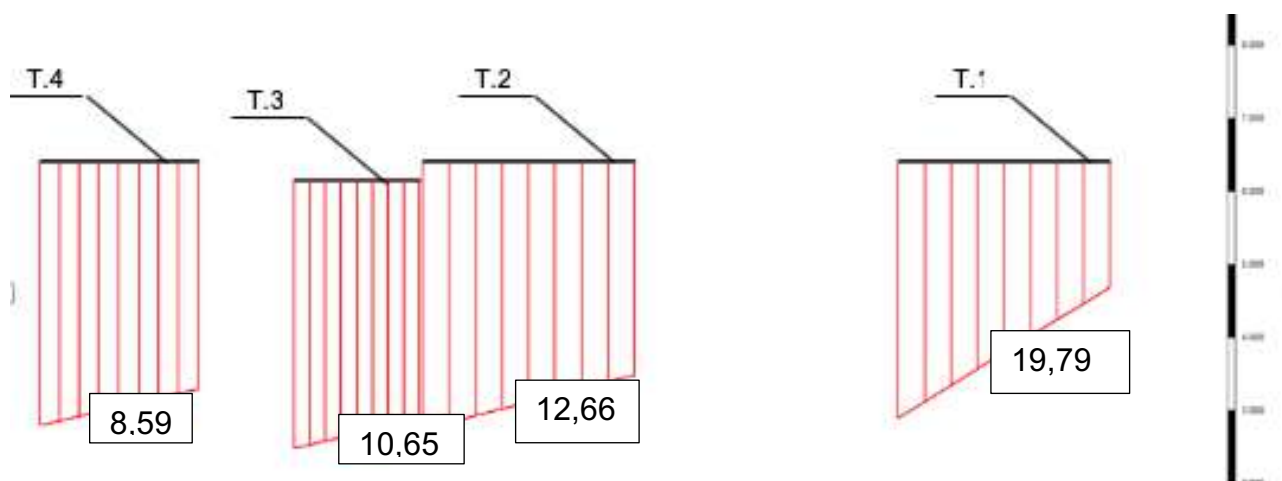


Рис.4.22 Эпюра вертикальных перемещений фундаментов здания №1 (мм)

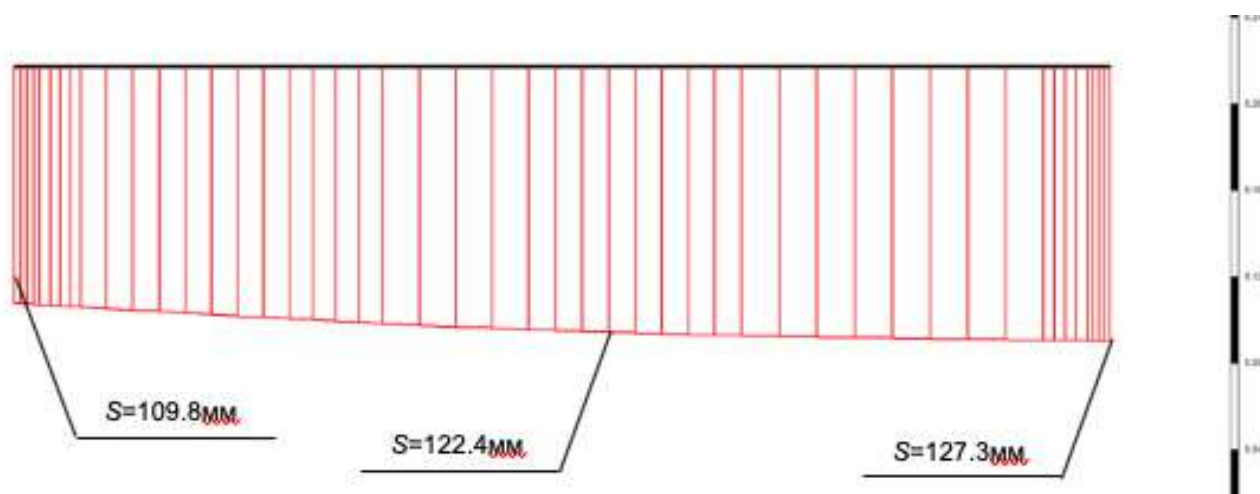


Рис.4.23. Эпюра вертикальных перемещений внутреннего пространства (мм)

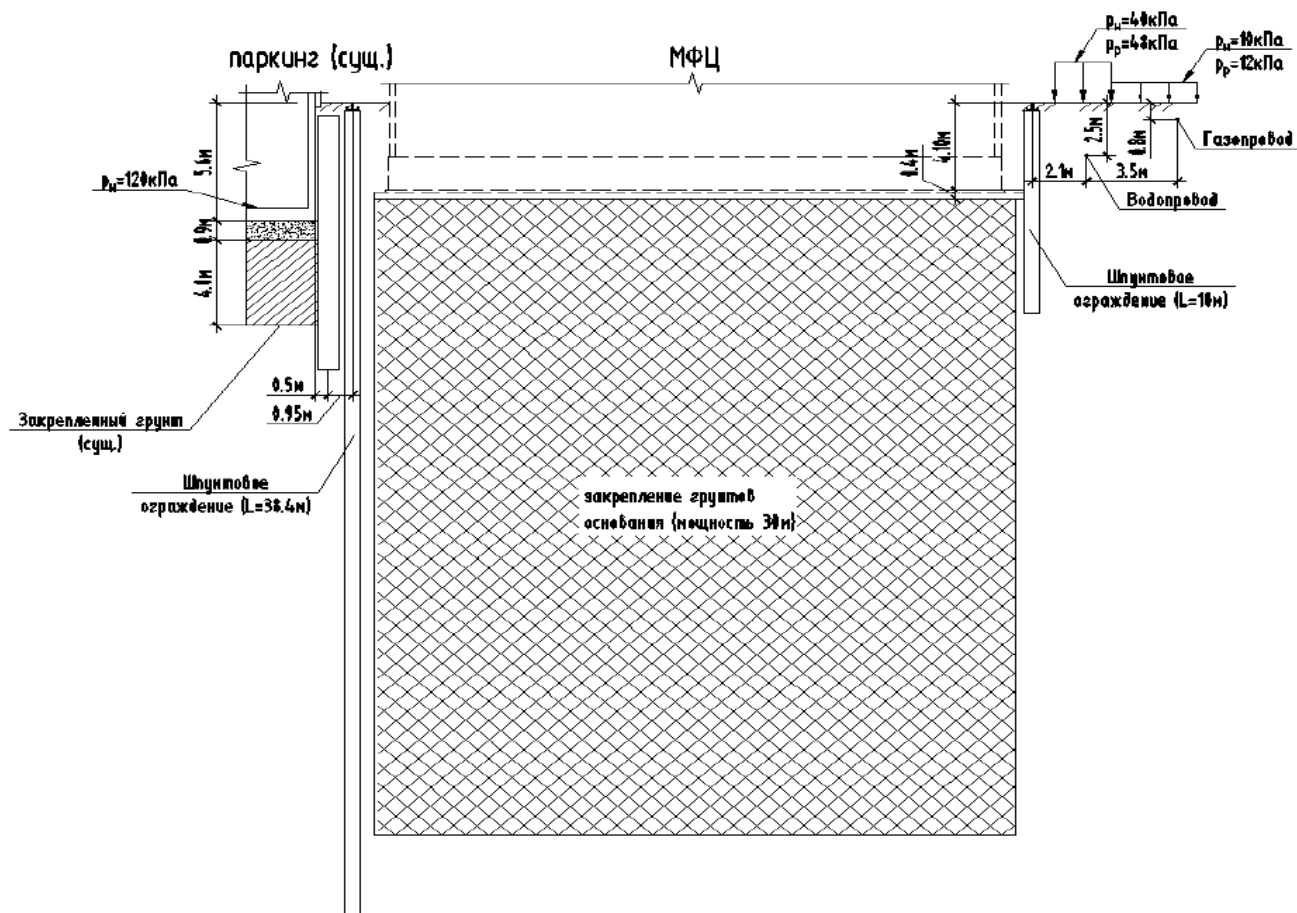


Рис.4.24. Расчетная схема сечения 2-2

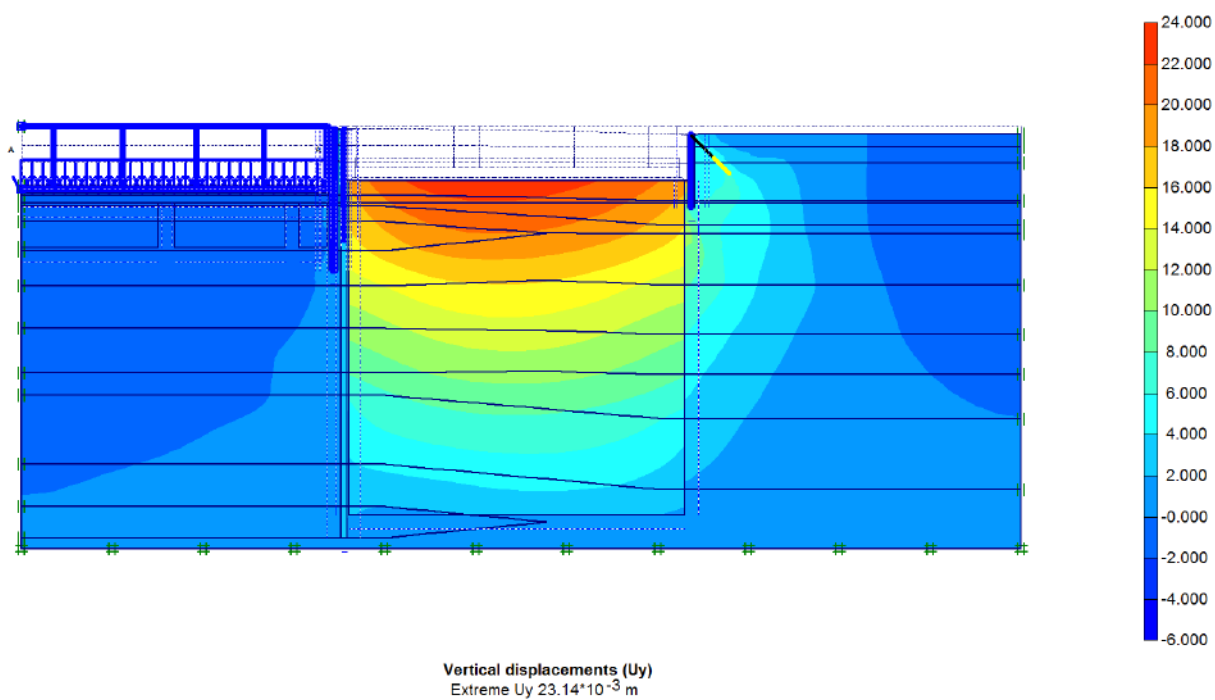


Рис.4.25. Изолинии вертикальных перемещений по сечению 2-2 (стадия - строительство)

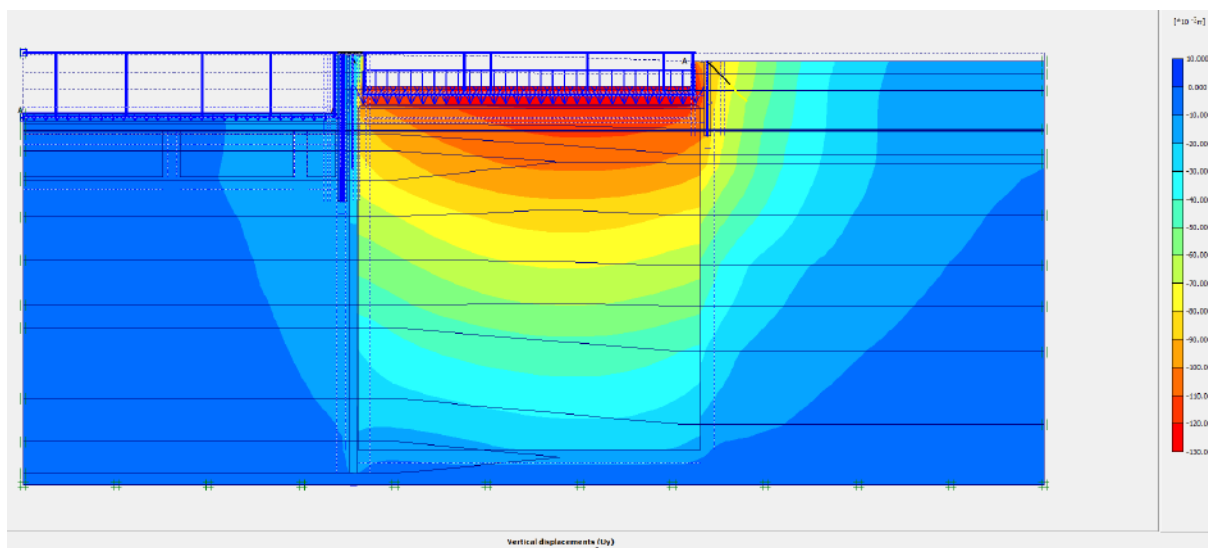


Рис.4.26. Изолинии вертикальных перемещений по сечению 2-2 (стадия эксплуатации)

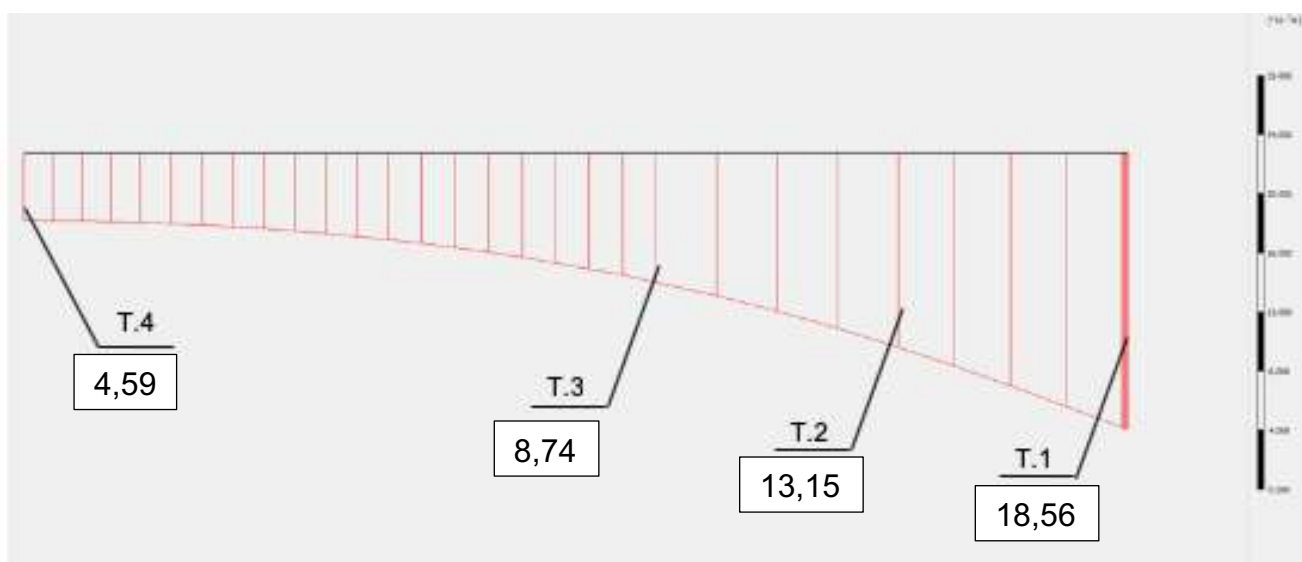


Рис.4.27. Эпюра вертикальных перемещений фундаментов здания №2 (мм)

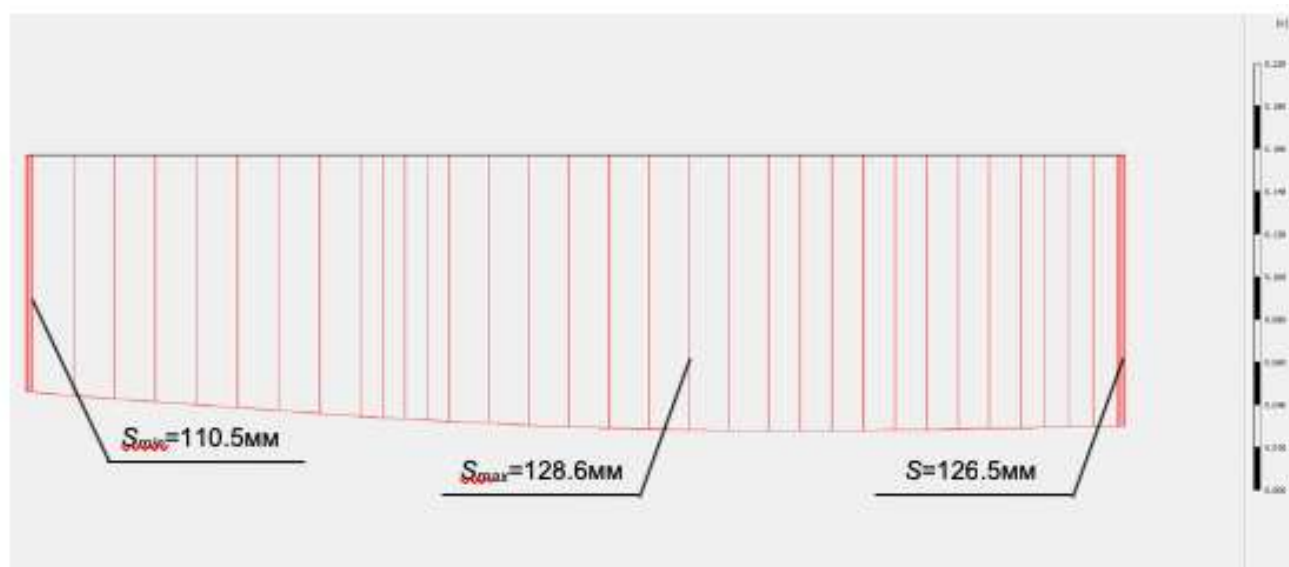


Рис.4.28. Эпюра вертикальных перемещений внутреннего пространства (сечение 2-2) (мм)

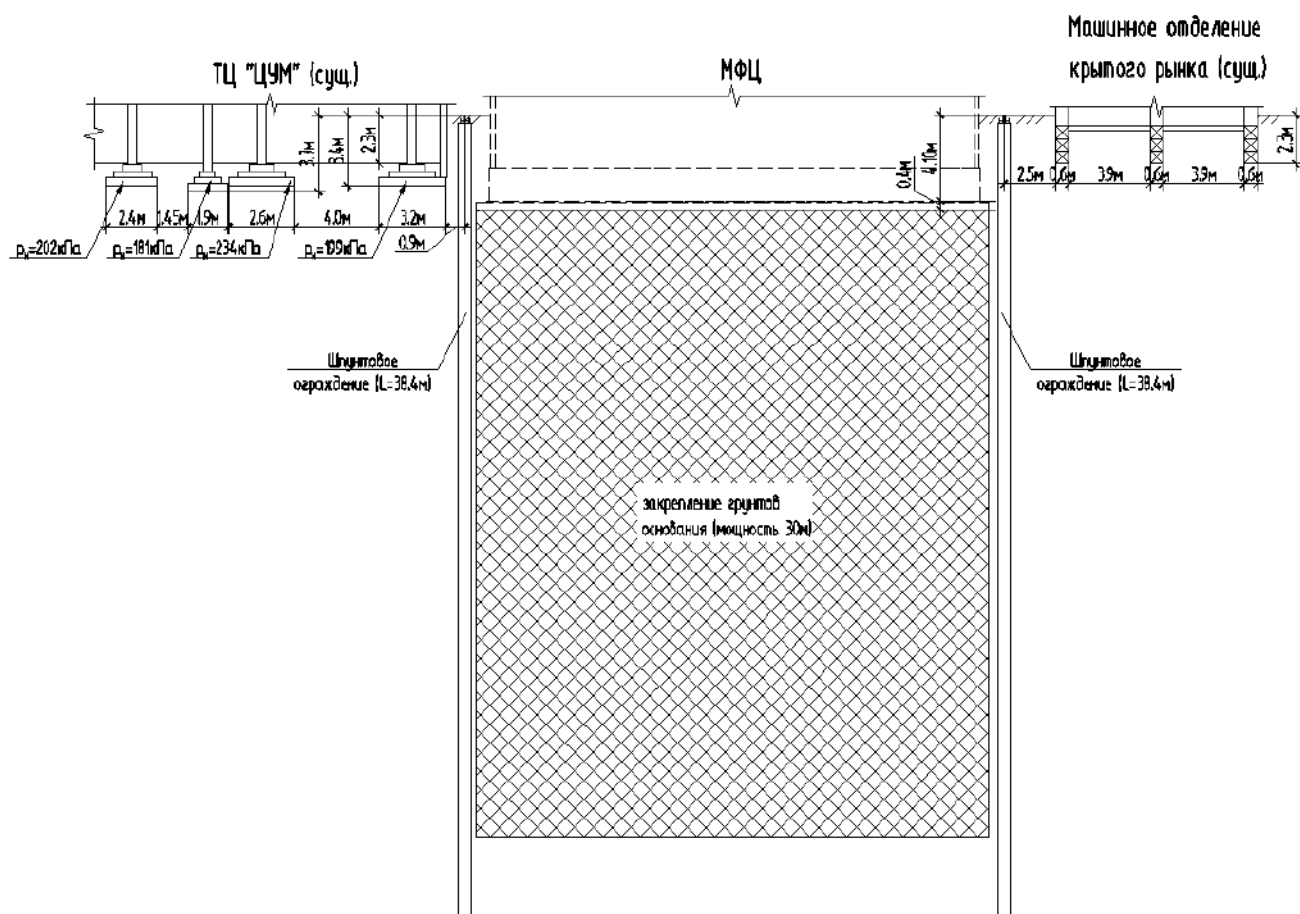


Рис.4.29. Расчетная схема сечения 3-3

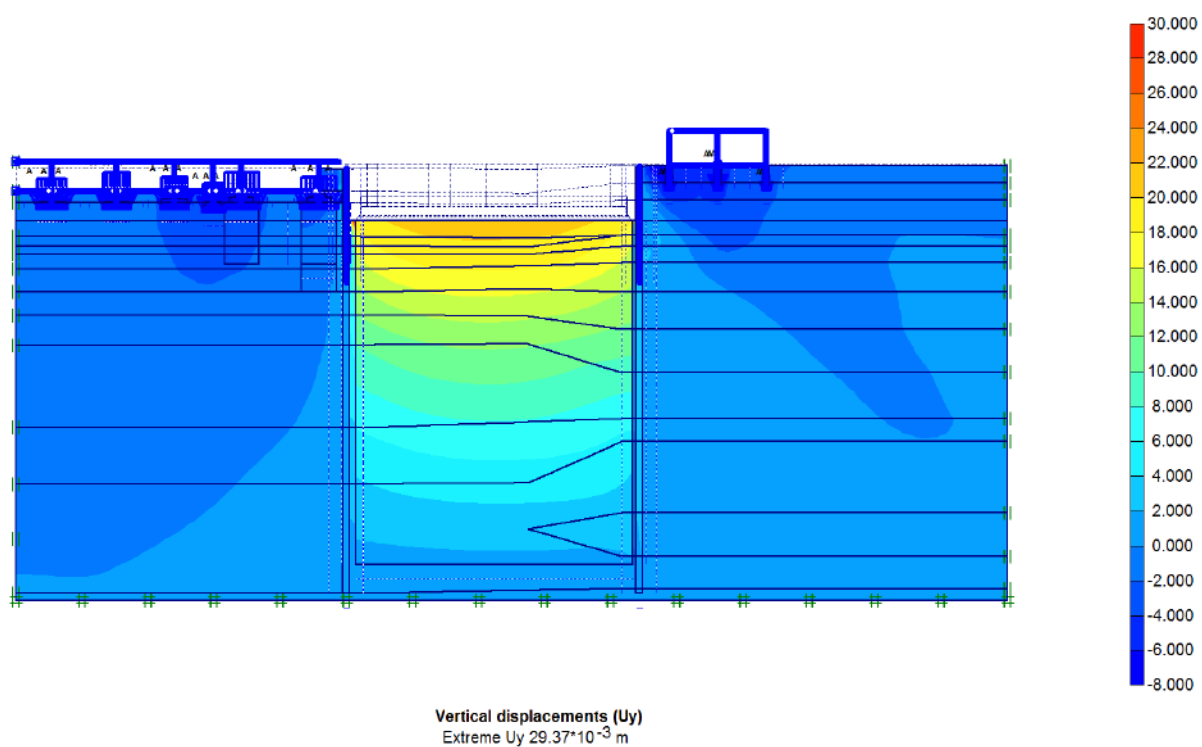


Рис.4.30. Изолинии вертикальных перемещений по сечению 3-3 (стадия - строительство)

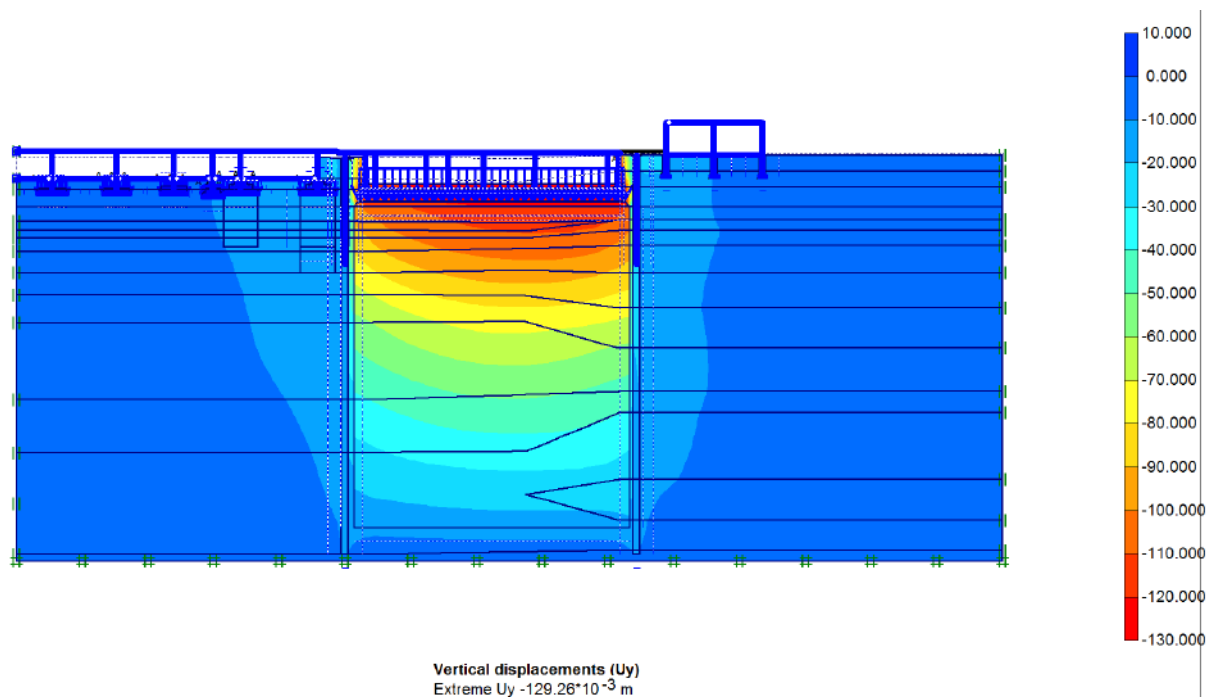


Рис.4.31. Изолинии вертикальных перемещений по сечению 3-3 (стадия эксплуатации)

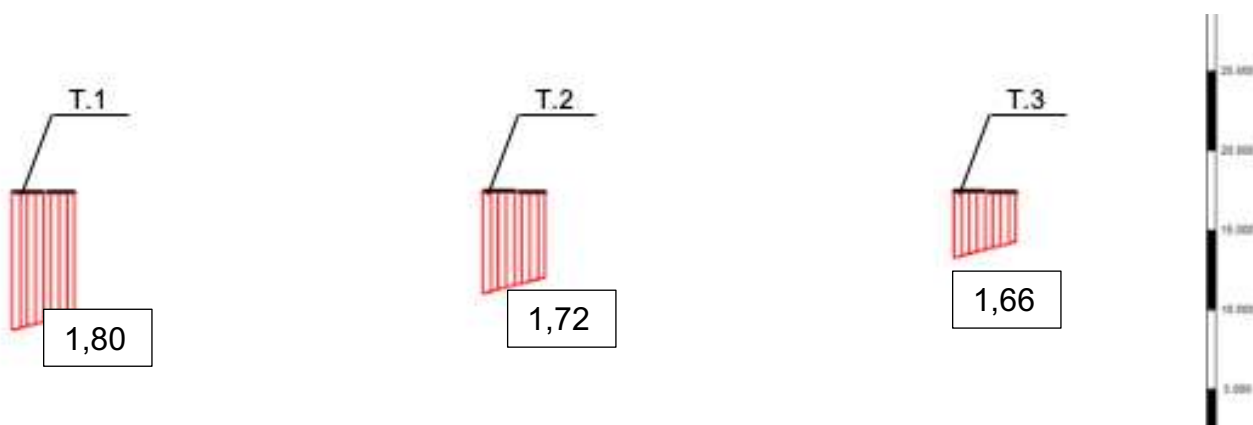


Рис.4.32. Эпюра вертикальных перемещений фундаментов здания №3 (мм)



Рис.4.33. Эпюра вертикальных перемещений внутреннего пространства (сечение 3-3)

Таблица 4.5. Расчетные значения параметров проектирования системы и их уровень надежности

№	Параметр	Величина	Уровень надежн.
Сечение 1-1			
1.	Вертикальные перемещения фундамента встраиваемого здания: абсолютные (мм) относительная разность осадок (д.е.)	109,8...127,3 0,00069...0,00071	0,994 0,996
2.	Дополнительные вертикальные перемещения здания №1: абсолютные (мм) относительная разность осадок (д.е.)	8,59...19,8 0,00057...0,00099	0,987 0,985
3.	Горизонтальное перемещение вертикального массива	15,8 мм	0,999
4.	Максимальный изгибающий момент в массиве	17,15 кН/м	0,989
5.	Дополнительные перемещения коммуникаций	25...27 мм	0,997
Сечение 2-2			
1.	Вертикальные перемещения фундамента встраиваемого здания: абсолютные (мм) относительная разность осадок (д.е.)	110,5...128,6 0,00089...0,00092	0,989 0,992
2.	Дополнительные вертикальные перемещения здания №2: абсолютные (мм) относительная разность осадок (д.е.)	4,59...18,56 0,00032...0,00097	0,988 0,985
3.	Горизонтальное перемещение вертикального массива	29,4 мм	0,998
4.	Максимальный изгибающий момент в массиве	6,69 кН/м	0,997
5.	Дополнительные перемещения коммуникаций	18...25 мм	0,998
Сечение 3-3			
1.	Вертикальные перемещения фундамента встраиваемого здания: абсолютные (мм) относительная разность осадок (д.е.)	115,4...128,4 0,00085...0,00087	0,991 0,994
2.	Дополнительные вертикальные перемещения здания №3: абсолютные (мм) относительная разность осадок (д.е.)	9,13...17,72 0,00095...0,00098	0,991 0,985
3.	Горизонтальное перемещение вертикального массива	18,8 мм	0,999
4.	Максимальный изгибающий момент в массиве	4,86 кН/м	0,998

Анализ результатов расчетов показал: На стадии экскавации котлована и строительства подземной части здания дополнительные осадки зданий и сооружений окружающей застройки минимальные (1,5...3,0 мм), реализуются за счет горизонтального перемещения экранной части массива (выше дна котлована). Развитие осадок ограничивается назначением требуемой

жесткости массива, требуемые параметры подбираются по известным методам [66,181]. Уровень надежности при этом - максимальный.

Основная часть дополнительных осадок зданий и сооружений окружающей застройки реализуется в ходе нагружения системы вертикальным давлением от строящегося здания. Наиболее чувствительным к развитию неравномерных дополнительных осадок является здание №1, с отдельно стоящими столбчатыми фундаментами стоек каркаса. При глубине массива 30,0 м от низа фундаментной плиты абсолютная величина осадки составляет $s = 9,2$ см, относительная разность осадок $\Delta s/L = 0,0075$. Уровень надежности системы - 0,746.

Модификация входных параметров показала, что наиболее влияющим фактором является глубина массива, изменение его жесткости (с уровня «грунтобетон без армирования» до уровня «армирование №2») практически не отразилось на выходных результатах. Пошаговое (через 1,0 м) увеличение глубины массива показало, что при достижении 38,0 м, уровень надежности по неравномерности осадок достигает нормативного 0,985; относительная разность осадок составляет $\Delta s/L = 0,00099$; абсолютная величина осадки $s = 12,0 \dots 19,0$ мм. Расчеты других сечений выполнялись при глубине разделительной стенки - 38,0 м. Требуемый уровень надежности в этом случае обеспечен для всех параметров проектирования системы.

Оценивая результаты моделирования в плоской постановке, можно сделать вывод о ее пригодности для подбора параметров системы для обеспечения сохранности и безаварийной эксплуатации окружающей застройки. Для оценки вертикальных перемещений пространства внутренней части системы выполним моделирование в пространственной постановке.

Б. Пространственная задача.

Моделирование вертикальных перемещений внутреннего пространства системы геотехнических массивов выполним методом конечных элементов в объемной постановке с использованием программного комплекса *PLAXIS 3D* версия 2013 (лицензия № C0893214).

В соответствии с проведенными предварительными расчетами, при составлении расчетной модели в программе *Plaxis 3D* ограничим мощность грунтового массива 41 метрами (на 6,0 м больше мощности сжимаемой толщи полученный аналитическим способом) ниже подошвы фундамента. Расчетная схема системы геотехнических массивов представлена на рис.4.34.

Характеристики модель грунтового основания «структурный геомассив» принята аналогичными, жесткость вертикального массива принята по схеме «грунтобетон без армирования».

Изополя вертикальных перемещений фундаментной плиты приведены на рис.4.35...4.37. Результаты расчетов сведены в табл.4.6.

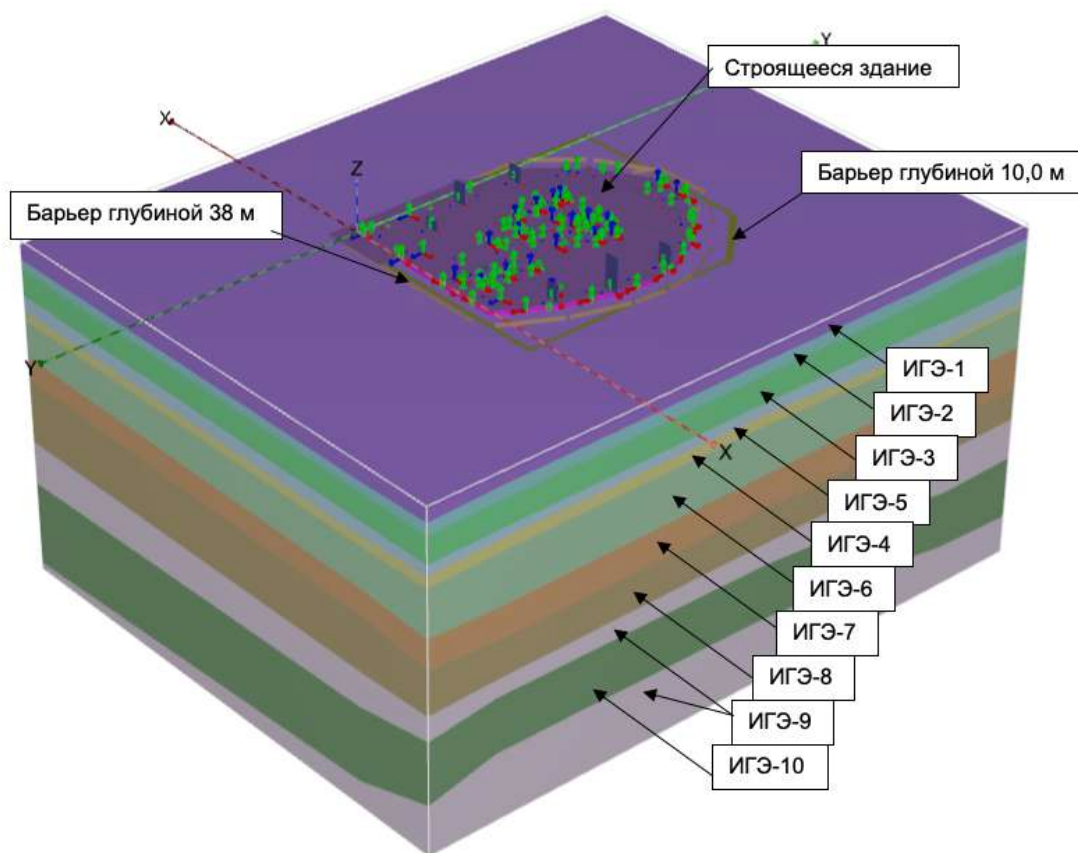


Рис.4.34. Расчетная схема системы геотехнических массивов

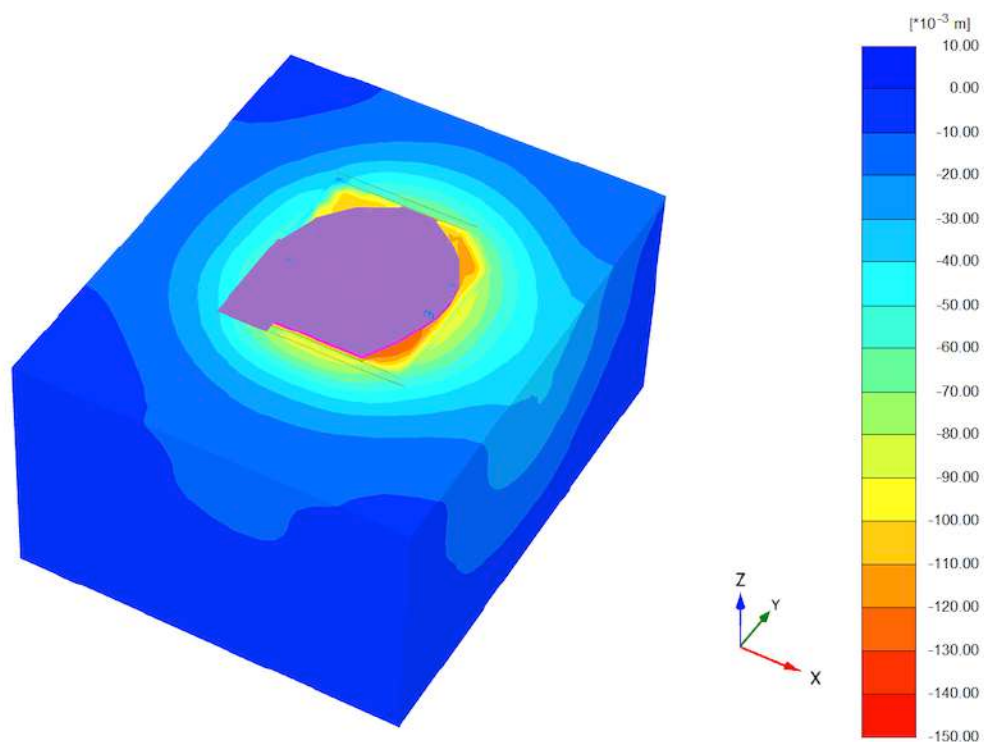


Рис.4.35. Изополя вертикальных перемещений (мм) системы геотехнических массивов

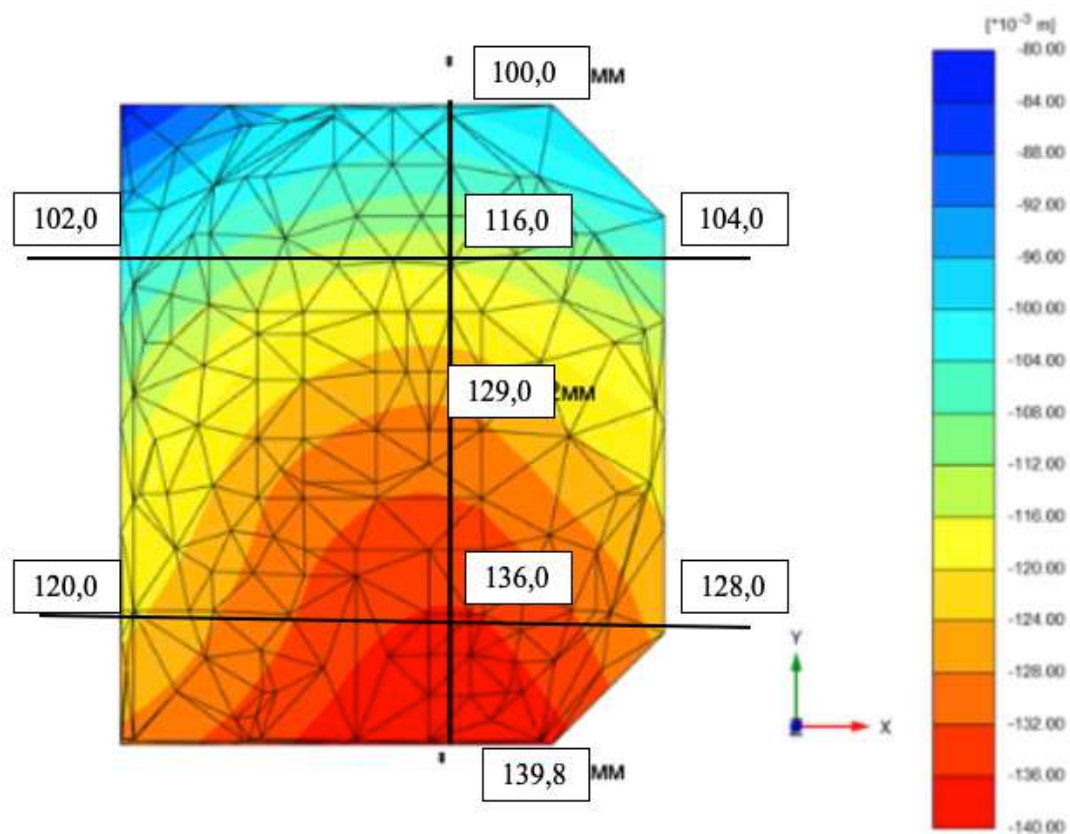


Рис.4.36. Изополя вертикальных перемещений (мм) внутреннего пространства системы в уровне низа фундаментной плиты

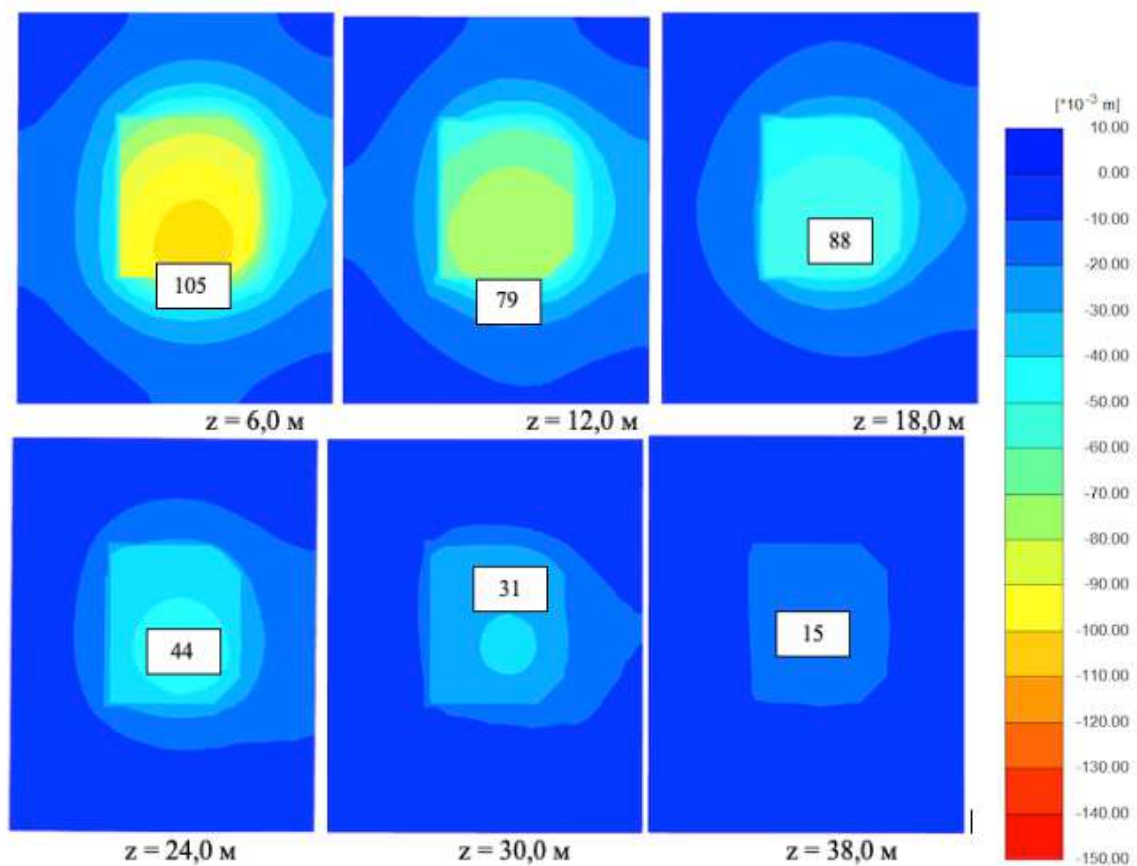


Рис.4.37. Изополя вертикальных перемещений (мм) сечений системы массивов по глубине

Таблица 4.6. Расчетные значения параметров проектирования системы и их уровень надежности

№	Параметр	Величина	Уровень надежн.
Сечение 1-1			
1.	Вертикальные перемещения фундамента встраиваемого здания: абсолютные (мм) относительная разность осадок (д.е.)	102,0...116,0 0,00056...0,00069	0,994 0,996
2.	Дополнительные вертикальные перемещения здания №1: абсолютные (мм) относительная разность осадок (д.е.)	9,9...18,6 0,00059...0,00096	0,987 0,986
4.	Максимальный изгибающий момент в массиве	4,86 кН/м	0,992
Сечение 2-2			
1.	Вертикальные перемещения фундамента встраиваемого здания: абсолютные (мм) относительная разность осадок (д.е.)	100,0...139,8 0,00089...0,00092	0,989 0,992
2.	Дополнительные вертикальные перемещения здания №2: абсолютные (мм) относительная разность осадок (д.е.)	6,6...17,5 0,00042...0,00095	0,988 0,985
Сечение 3-3			
1.	Вертикальные перемещения фундамента встраиваемого здания: абсолютные (мм) относительная разность осадок (д.е.)	120,0...128,0 0,00085...0,00087	0,991 0,994
2.	Дополнительные вертикальные перемещения здания №3: абсолютные (мм) относительная разность осадок (д.е.)	8,5...16,9 0,00089...0,00093	0,991 0,989

Анализ результатов пространственного моделирования показал, что по параметрам вертикальные перемещения внутреннего пространства (абсолютные перемещения и относительная разность осадок) при заданных размерах и жесткостях вертикального и горизонтального геотехнических массивов, нормативный уровень надежности системы обеспечен. Развитие вертикальных перемещений зданий и сооружений, расположенных с внешней стороны системы массивов качественно совпадает с решением в плоской постановке.

Жесткость вертикального геотехнического массива и восприятие изгибающих моментов в его сечениях по длине и глубине на стадии эксплуатации здания обеспечивается использованием грунтобетона и не требует дополнительного армирования.

Данные, полученные в ходе моделирования развития геотехнической ситуации могут быть использованы в качестве контрольных значений для сравнения с результатами геодезического мониторинга.

4.5 Моделирование движения потока подземных вод вокруг структурного геотехнического массива в виде противифльтрационной завесы

Согласно нормативных требований [182] при строительстве подземных сооружений следует учитывать возможность возникновения барражного эффекта, который проявляется в подъеме уровня подземных вод перед преградой. Для количественной оценки барражного эффекта и обоснования защитных мер необходимо выполнять прогноз, используя методы математического моделирования [53,88,173].

4.5.1 Инженерно-геологические условия площадки строительства

В геоморфологическом отношении площадка расположена в пределах III левобережной террасы р. Камы, осложненной долиной р. Пермь, на бровке и ее крутом склоне. Речка Пермь – правый приток р. Данилихи и протекает параллельно р. Каме, вдоль улицы Петропавловской. В настоящее время русло р. Пермь заключено в трубу и засыпано с поверхности.

Высотные отметки поверхности земли изменяются в пределах 111,5...125,0 м - понижение рельефа наблюдается в юго-восточном направлении в сторону речки Пермь.

В геологическом строении площадки принимают участие отложения пермской системы, перекрытые четвертичными аллювиальными, делювиальными, озерно-болотными и техногенными насыпными грунтами (Рис.4.38): Насыпной грунт неоднороден по своему составу и представлен песком мелким и пылеватым с включением гравия и гальки кремнистого состава. Мощность слоя до 0,5...5,6 м. ИГЭ-1. Под насыпными грунтами в районе ул. Петропавловской под насыпными грунтами повсеместно развит торф черный и темнокоричневый, влажный, от средне разложившегося до сильно разложившегося, высокозольный и нормальной зольности. Залегает на глубине от 0,7 до 1,6м. Мощность 0,3...0,9м. ИГЭ-2. Суглинок коричневый легкий и тяжелый, песчанистый, тугопластичный, с прослоями песка и супеси коричневой. Встречен в северной части участка изысканий под насыпным грунтом с глубины 4,0 м. Мощность 0,8...2,3 м. ИГЭ-3. Глина коричневая, легкая, пылеватая, тугопластичная, участками полутвердая, с тонкими прослоями песка мелкого, средней степени водонасыщенности, с редкими гравием и галькой. Мощность 0,6...1,1 м. ИГЭ-4. Песок мелкий, коричневый, серый, средней плотности, с прослоями песка рыхлого, малой и средней степени водонасыщенности, с глубины 2,9...4,1 насыщенный водой. Мощность 0,5...10,5 м. ИГЭ-5.

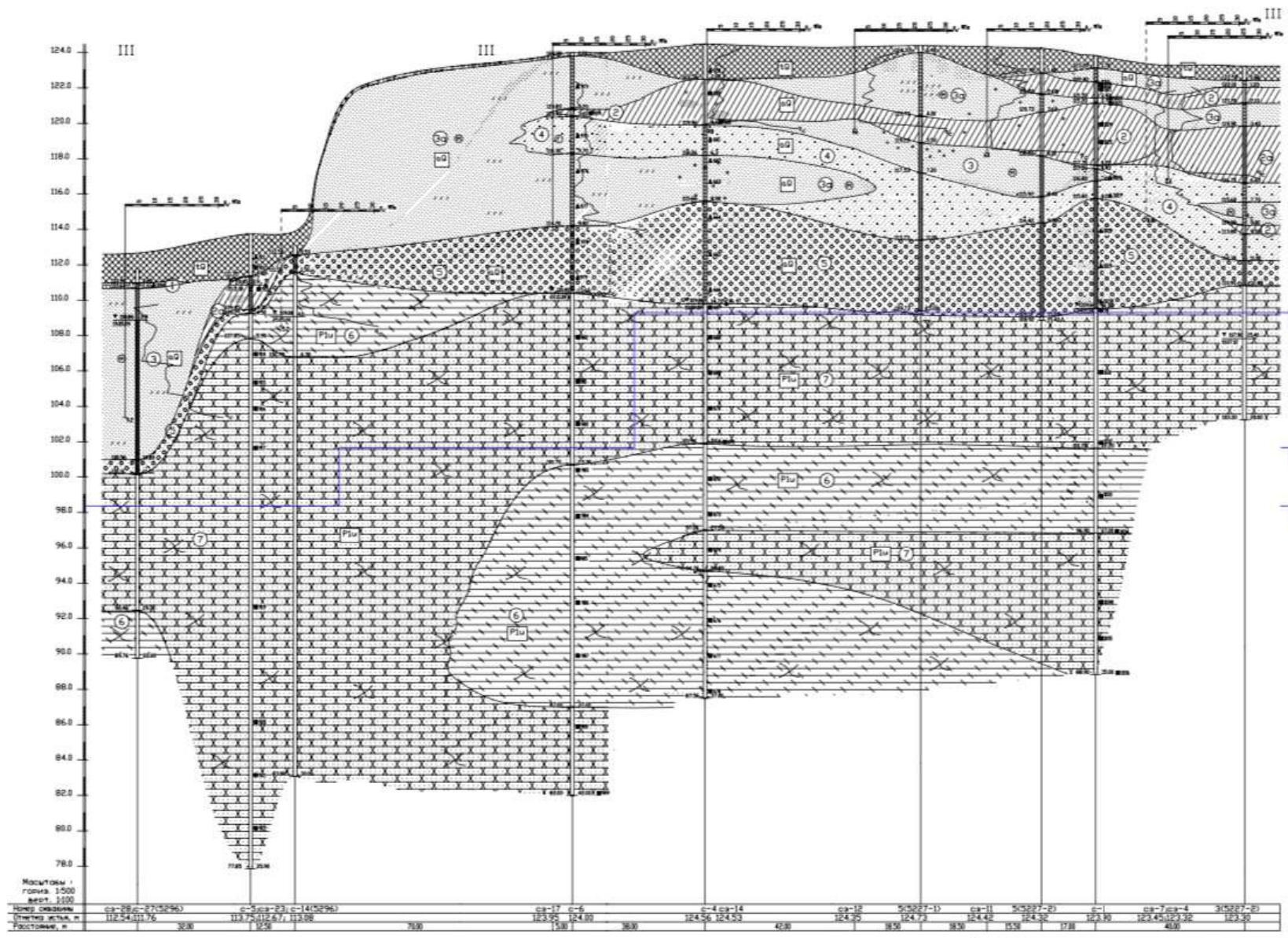


Рис.4.38. Инженерно-геологический разрез моделируемой площадки

Гравийный грунт: гравий и галька кварцевого состава, хорошо и средне окатанных, заполнитель песок мелкий и средней крупности средней степени водонасыщения и насыщенный водой. Мощность 3,3...9,7 м. ИГЭ-6. Аргиллит вишнево-коричневый, красновато-коричневый, сильноветрелый трещиноватый. Вскрытая мощность до 14,8 м. ИГЭ-7. Песчаник серый, коричневый, сильноветрелый, трещиноватый. Вскрытая мощность до 27,3 м.

Гидрогеологические условия участка работ характеризуются наличием грунтовых вод, приуроченных к четвертичным отложениям: при изысканиях в сентябре-ноябре 1987 года грунтовые воды были встречены на глубине 3,2...4,5 м (отм. 110,3...111,4 м); в районе ул. Петропавловской при производстве изысканий в ноябре 2006 года грунтовые воды были вскрыты на глубинах 3,0...3,2 м, установившийся уровень зафиксирован на этих же отметках (отм. 109,5...109,8 м). По данным стационарных наблюдений, выполненных в долине р. Пермь, амплитуда колебания подземных вод составляла 0,9-1,35 м с максимально высоким уровнем в мае и максимально низким в феврале.

Подземные воды четвертичных аллювиальных отложений приурочены к пескам мелким и гравийным грунтам с песчаным заполнителем. На период изысканий появившийся и установившийся уровни подземных вод зафиксированы на глубине 2,9 ...4,1 м (отметки 108,60...109,87 м). Коэффициент фильтрации песка мелкого составляет – 0,12 м/сут.

Трещинные воды пермских отложений приурочены к песчаникам и аргиллитам, которые характеризуются разной степенью трещиноватости. Практически вся толща обводнена, но водообильность толщи по разрезу меняется. На период изысканий появившийся и установившийся уровни подземных трещинных вод зафиксированы на отметках 106,39...111,40 м. Коэффициент фильтрации по результатам опытных откачек составляет : для толщи коренных пород 2,6 м/сут., для песчаников – 6,8 м/сут.

4.5.2 Оценка влияния устройства структурного геотехнического массива

на изменение режима подземных вод

Выполнение инженерной подготовки территории строительства начинается с устройства с дневной поверхности сплошной горизонтальной противofильтрационной завесы на глубинах 9,0...10,5.

Затем выполняется устройство замкнутого контура вертикальной противofильтрационной завесы по технологии «стена в грунте». После устройства горизонтальной и вертикальной части противofильтрационных завес образуется замкнутый со всех сторон объем грунта, не взаимодействующий с грунтовыми водами. Эвакуация грунта из внутреннего объема происходит без подпора грунтовых вод (Рис.4.39).

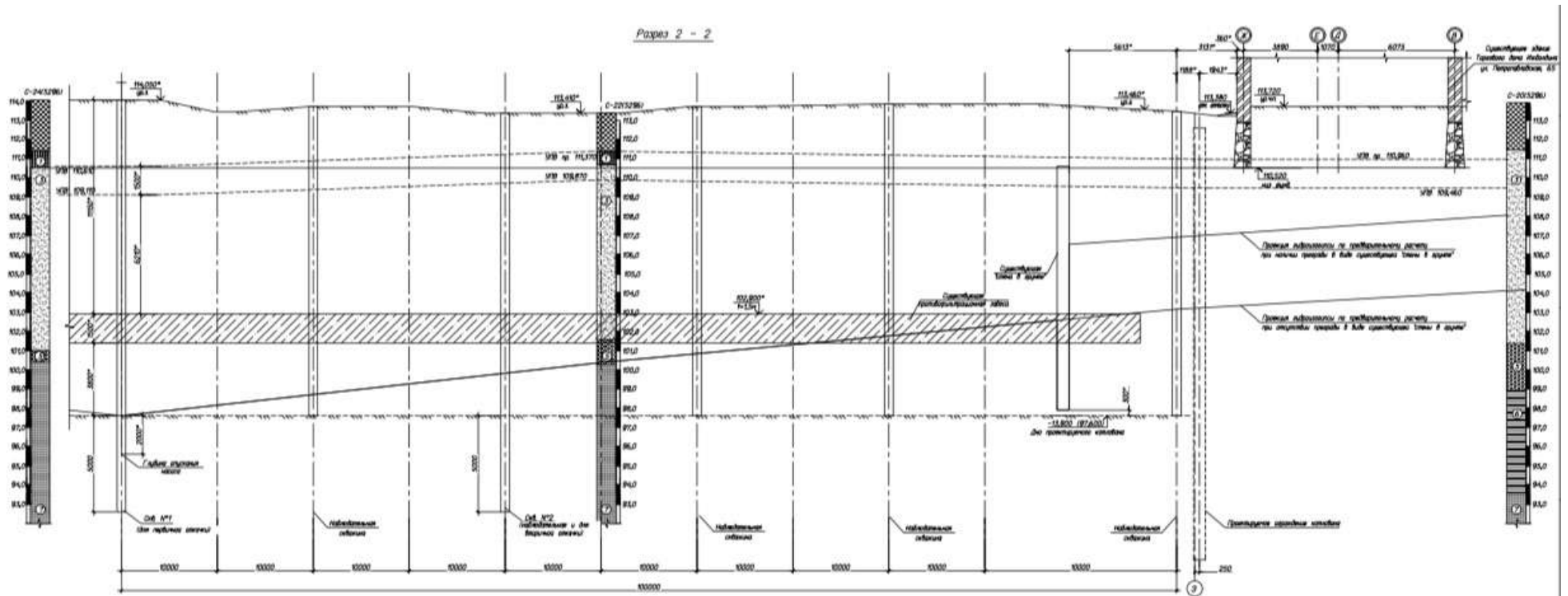


Рис.4.39. Конструктивная схема устройства структурного геотехнического массива в виде горизонтальной и вертикальной противофльтрационных завес

По данным инженерно-геологических изысканий фильтрация подземных вод происходит как по четвертичным отложениям (пескам и гравию), так и по пермским отложениям, воды находятся в гидравлической связи. Существующий уровень подземных вод находится на отметках 109,80...111,40.

Для оценки влияния устройства структурного геотехнического массива на движение подземных вод было выполнено численное моделирование фильтрационного потока проводилось в программном комплексе *Plaxis 2D*. Рассматривалась плоская схема фильтрации грунтового потока.

При устройстве подземной части здания поток подземных вод не перерезается, а изменяется поле потока по глубине. Основной поток подземных вод происходит ниже основания подземной части по толще песчаников ($K_f = 6,8$ м/сут) и разгружается в старое русло реки Пермьки (в настоящее время взятой в трубу). Поток грунтовых вод в пределах высоты подземной части проходит по толще мелких песков имеющих коэффициент фильтрации $K_f = 0,12$ м/сут.

Графические результаты расчета приведены на рисунках 4.40...4.44. Поскольку напорный градиент подземных вод на площадке строительства невысокий ($i = 0,019...0,021$), скорости фильтрации естественного подземного потока составляют $v = 0,07...0,085$ м/сутки, и средний расход составил $Q = 1,44...1,51$ м³/сут.

Устройство горизонтальных противофильтрационных экранов практически не внесло изменений в картину фильтрационного потока, за исключением небольшого возмущения в начале нижнего экрана (рис.4.43). Устройство вертикальных противофильтрационных завес привело к местному повышению уровня подземных вод на величину до 1,0 м, которое рассеивается до начального значения на расстоянии 4...6 м от преграды (рис 4.44). В месте возникновения барражного эффекта (ось Б) скорость фильтрации и расход подземного потока возросли ($v = 0,74...0,81$ м/сутки, $Q = 8,9...9,3$ м³/сут), на расстоянии 15 метров ниже по склону эти значения составляют ($v = 0,18...0,21$ м/сутки, $Q = 3,8...4,0$ м³/сут), в сечении по оси Ас рассеиваются до средних естественных значений ($v = 0,011...0,013$ м/сутки, $Q = 1,4...1,6$ м³/сут).

Максимальная расчетная величина подъема уровня грунтовых вод вызванная устройством подземной части составляет не более 1,0 м (на грани стены подземной части) и снижается до естественного уровня на расстоянии 10...15 м. Такое повышение уровня подземных вод не превышает величины сезонных колебаний и не вызовет ухудшения гидрогеологической обстановки площадки.

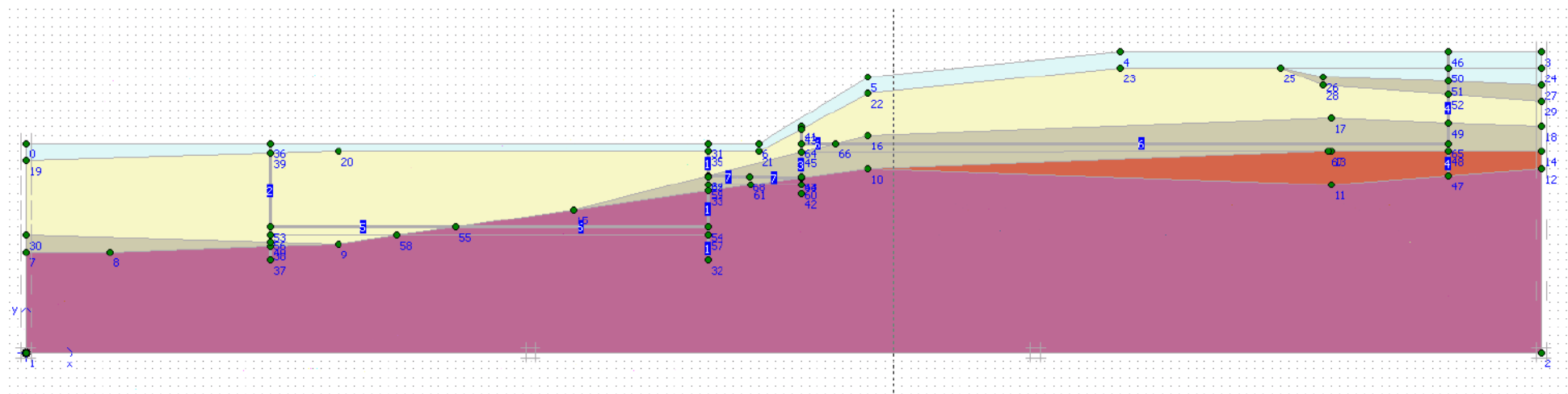


Рис.4.40. Геометрическая схема литологического строения площадки строительства. (Plaxis)

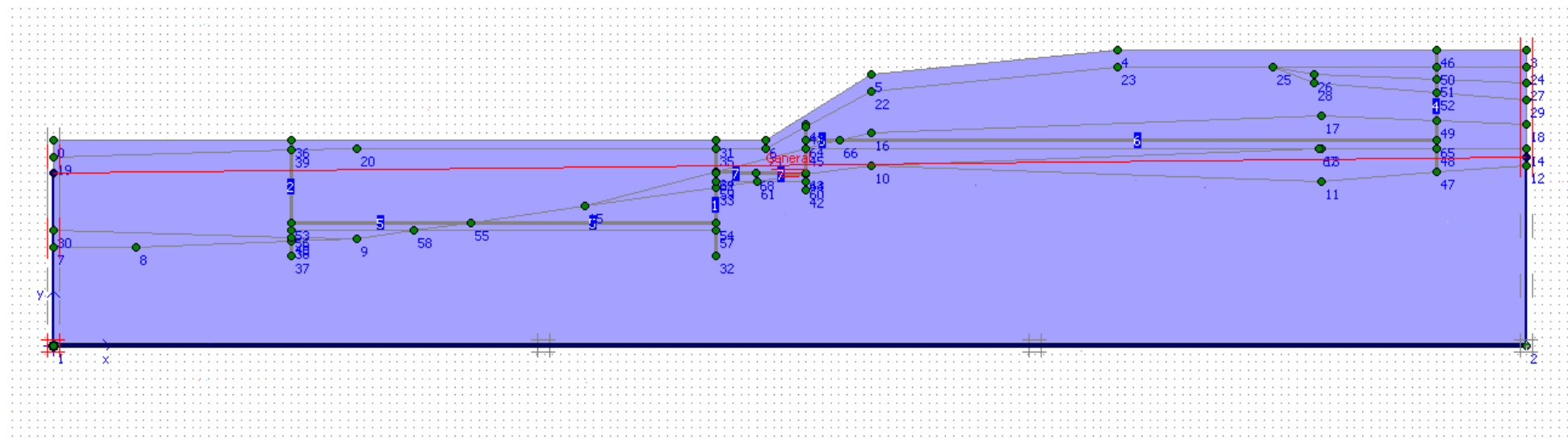


Рис. 4.41. Гидрогеологическая схема площадки строительства (Plaxis)

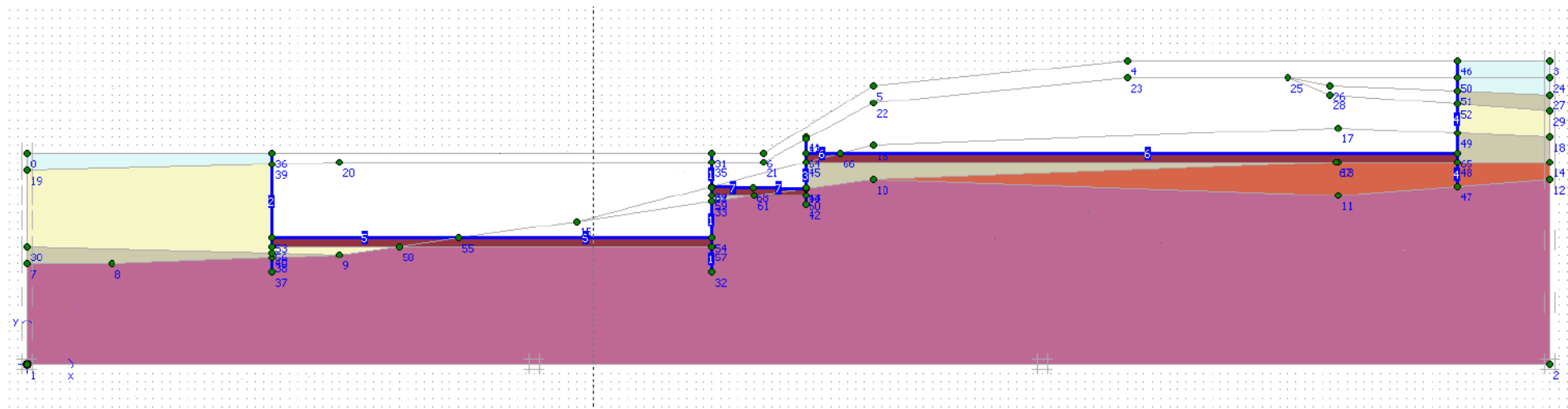


Рис. 4.42. Геометрическая схема литологического строения площадки строительства с учетом устройства горизонтальной и вертикальной противофильтрационных завес (Plaxis)

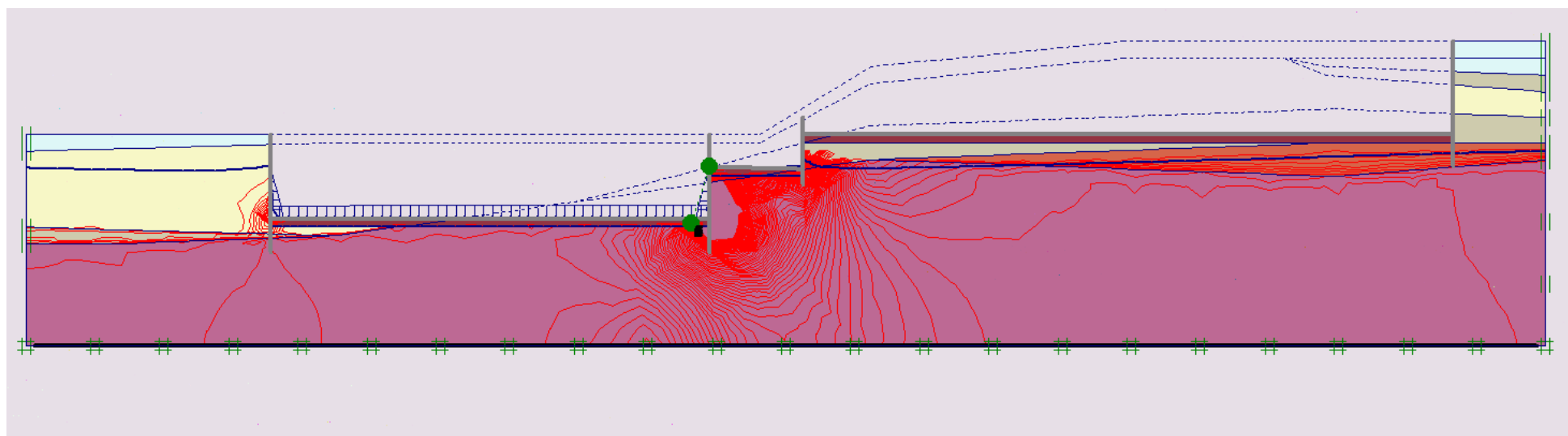
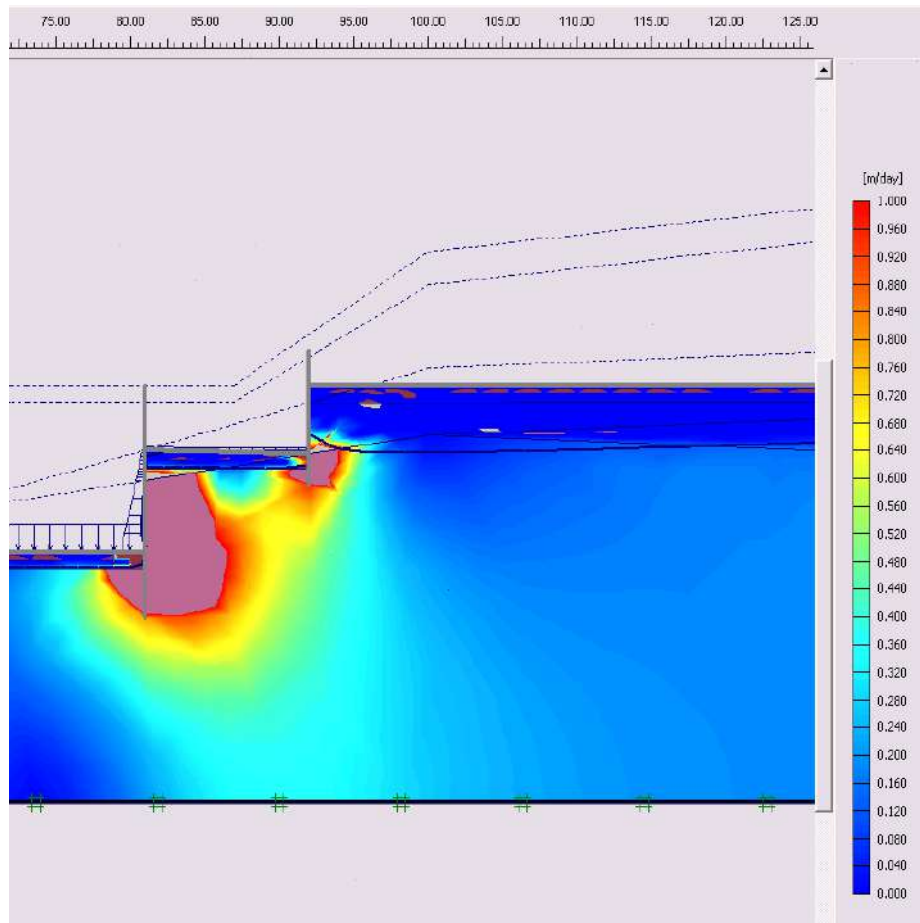


Рис.4.43. Поле потока грунтовых вод с учетом устройства горизонтальной и вертикальной противофильтрационных завес. (Plaxis)
Изолинии скорости движения потока подземных вод

а)



б)

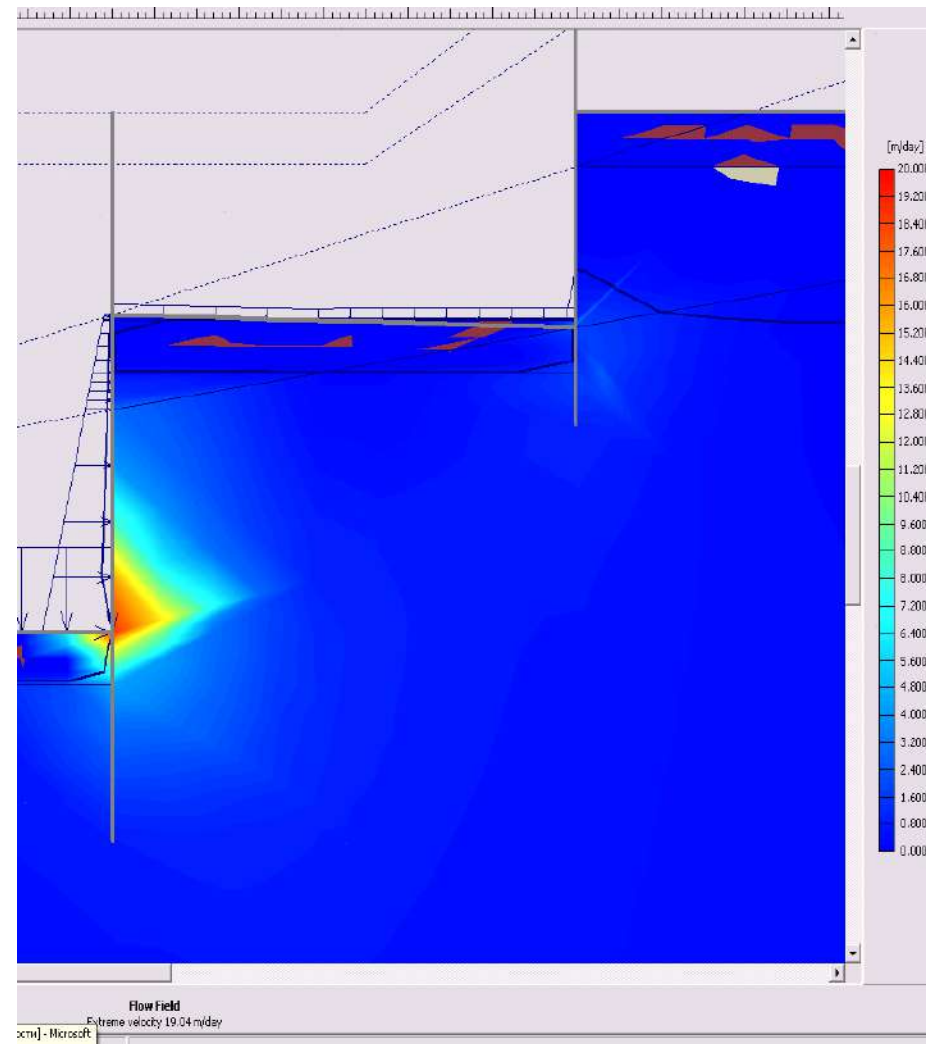


Рис.4.44. Увеличение скорости фильтрационного потока за счет барражного эффекта:
а) на вертикальной плоскости ПФЗ; б) в месте сопряжения вертикальной и горизонтальной ПФЗ

Объемное геофильтрационное моделирование влияния устройства противофильтрационных завес производилось в программном комплексе *Midas GTX* 2019, лицензия № RUENGTX0000443.

Грунтовый массив, окружающий котлован, задан согласно информации по инженерно-геологическим изысканиям, и охватывает расстояние, равное пяти максимальным глубинам котлована, т.е. 75 метров от периметра котлована, что соответствует предварительной зоне влияния согласно СП [179].

Для его моделирования использована упругопластическая модель Мора-Кулона. Эта модель требует определения всего четырех расчетных параметров грунта: модуля общих деформаций E , коэффициента Пуассона ν , сцепления c и угла трения ϕ . Модель использует закон Гука для описания поля деформаций и условие прочности Кулона для предельного состояния: вышеназванные параметры необходимы для расчета зон пластического течения, в которых значения напряжений превысили критические значения и закон Гука не выполняется. Общий принцип применения данной модели состоит в определении напряжений и деформаций грунтового массива, в данном случае, при увеличении его удельного веса после понижения уровня грунтовых вод и исключения взвешивающего действия воды. Учтено влияние конструкций противофильтрационных завес на геофильтрационные процессы путем задания нефилтрующих экранов (Рис.4.45).

В результате геофильтрационного моделирования была получена карта с информацией по уровням грунтовых вод, установившихся в результате процесса водопонижения (рис.4.46). Точки зеркала грунтовых вод соединяются линиями – гидроизогипсами – и наглядно иллюстрируют характер изменения уровня грунтовых вод и скоростей их движения.

Анализ результатов проведенных расчетов позволяет сделать вывод о том, что техногенное влияние устройства структурного геотехнического массива в подземной части комплекса на гидрогеологическую обстановку является локальным и минимальным, не приводит к подтоплению окружающих площадку зданий и сооружений, и не ухудшает за счет дополнительного обводнения естественных физико - механических характеристик грунтов основания сооружения.

В случае отсутствия противофильтрационной завесы притоки воды в котлован при его экскавации составили бы 800...1000 м³ воды в сутки, откачка которых стала бы достаточно сложной задачей.

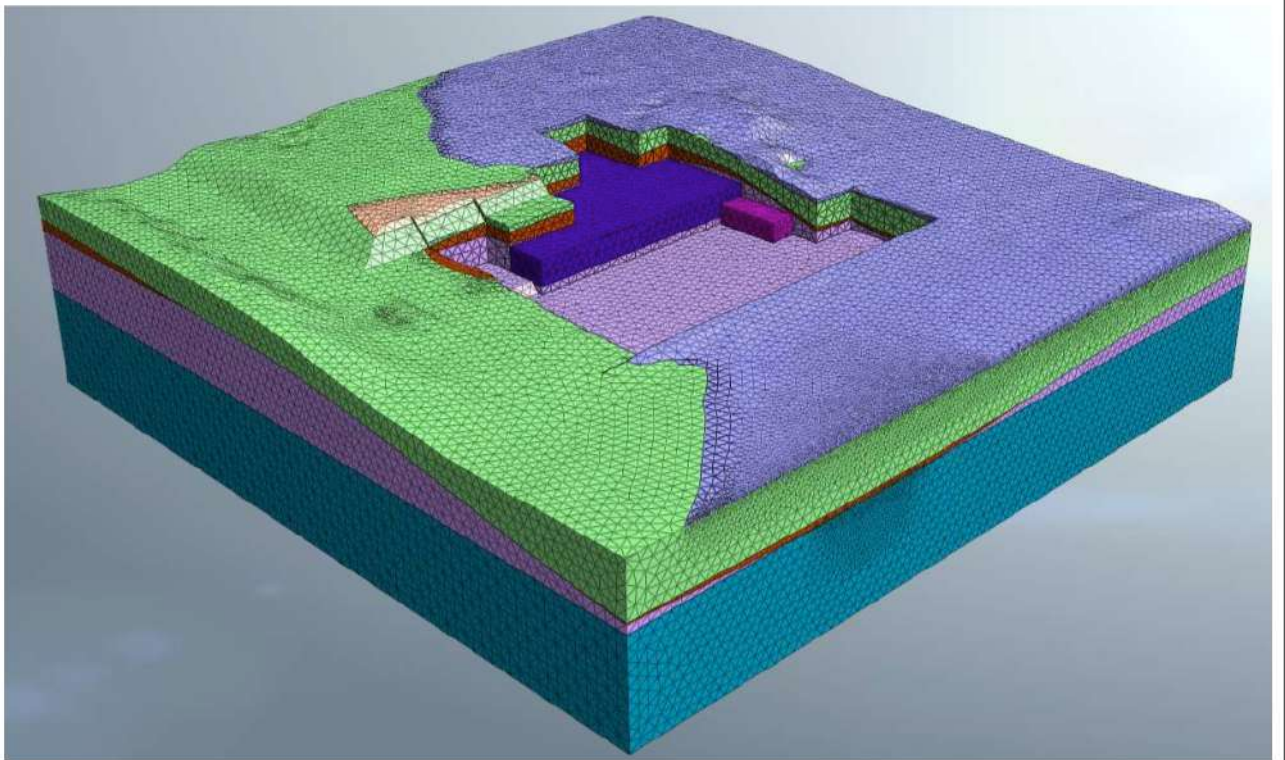


Рис. 4.45. Модель объемного геофильтрационного моделирования

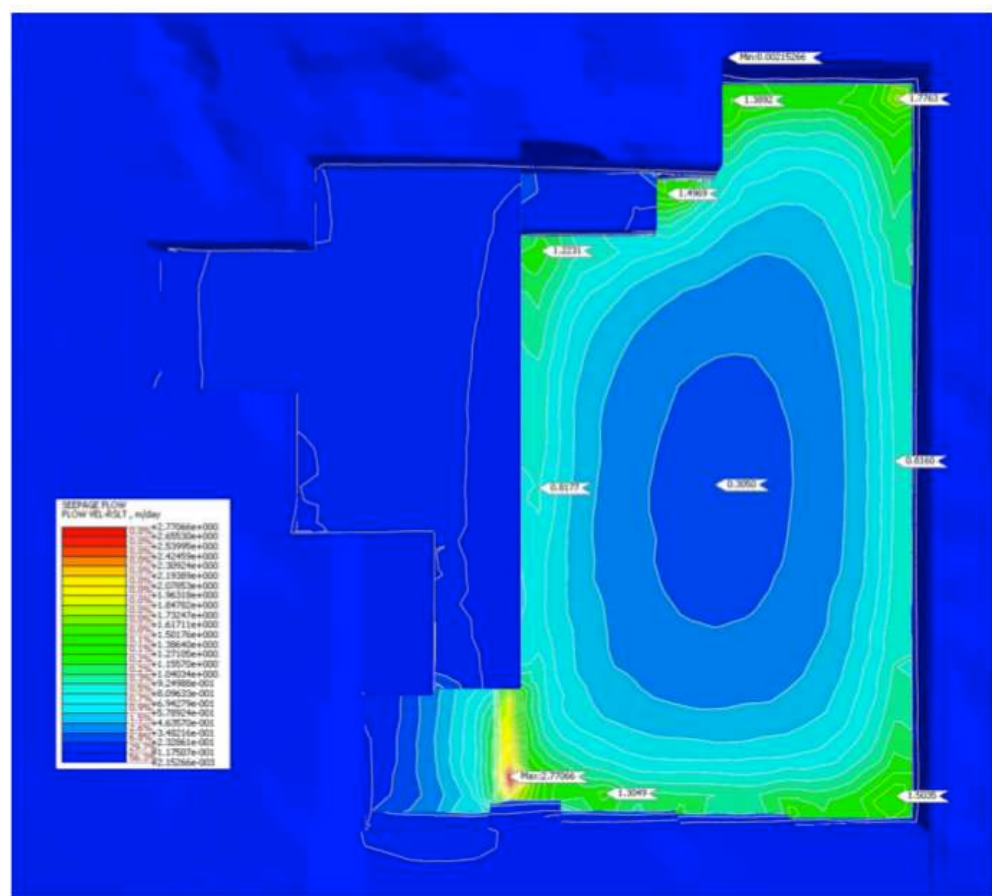


Рис.4.46. Карта изолиний уровней и скоростей движения подземных вод

Выводы по главе 4

1. Оценка уровня надежности системы геотехнических массивов по параметрами «абсолютная осадка» и «относительная разность осадок» на всех этапах жизненного цикла требует выполнения моделирования - серии детерминированных расчетов состояния системы в зависимости от варьируемых параметров.

2. Моделирование элементов системы геотехнических массивов программном комплексе Plaxis выполняется с использованием моделей: линейно-упругое тело для вертикального массива - разделительной стенки на стадии эксплуатации надземной части здания; модель изотропно упрочняющегося грунта (*Hardenening-Soil model*) для описания работы основания «структурный геомассив» при возрастающем до постоянного уровне внешнего давления (Строительство и эксплуатация надземной части здания); модель слабого грунта с учетом ползучести (*SSC-model*) для моделирования формирования «структурного геомассива» под существующими фундаментами (мгновенное приложение полной нагрузки), позволяет оценить развитие осадок во времени с выделением фазы набора прочности армирующих грунтобетонных элементов и фазы стабилизации осадок.

3. Определение и калибровка параметров модели грунта по результатам полевых испытаний являются безусловно необходимым этапом. Без этого численное моделирование будет создавать лишь видимость реального расчета. Следует не просто упоминать, что расчет выполнен в программе *Plaxis*, а указывать выбранную модель грунта, причину ее выбора и способ определение параметров данной модели.

4. Сопоставление величины вертикальных перемещений основания «структурный геомассив», рассчитанных по откалиброванной по результатам штамповых испытаний модели (*HS*) и измеренных в ходе строительства здания, показала их хорошую качественную сходимость и удовлетворительную количественную (невязка 24...26 %) сходимость. Превышения расчетных перемещений над фактически измеренными идет в запас прочности.

5. Моделирование системы грунтобетонных геотехнических массивов реального объекта строительства на основе полученных закономерностей позволяет определить экономически оправданные величины проектных параметров при обеспечении нормативного уровня эксплуатационной надежности системы на всех этапах ее жизненного цикла.

6. Результаты компьютерного моделирования системы являются контрольными параметрами, мониторинг которых в процессе строительства и эксплуатации подтверждает правильность выбранного конструктивного решения и неизменность основных исходных данных.

ГЛАВА 5. РЕКОМЕНДАЦИИ ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ И УСТРОЙСТВУ СИСТЕМЫ ГРУНТОБЕТОННЫХ ГЕОТЕХНИЧЕСКИХ МАССИВОВ

5.1 Устойчивость функционирования геотехнической системы

Как известно, устойчивость функционирования сложных геотехнических систем связана как с надежностью их отдельных элементов, так и с надежностью их взаимодействия в системе [21,37]. Причем надежность геотехнических систем должна закладываться, формироваться и изменяться в процессе их проектирования, строительства и эксплуатации. Рассматривая динамический процесс перехода начальных параметров качества сложной геотехнической системы (сооружение – грунты – элементы защиты) к предельным уровням в форме стационарного процесса и используя методы корреляционной теории стационарных процессов, прогноз надежности (устойчивости) сложной геотехнической системы может быть осуществлен путем решения задачи линейного прогнозирования (Рис.5.1).



Рис.5.1. Алгоритм оценки надежности сложной геотехнической системы

Пользуясь методами геомеханики, механики грунтов и механики разрушения, можно оценить способность развития повреждений (дефектов) заданных геометрических параметров при известных размерах грунтовой среды, конструкций сооружений различного назначения, свойствах грунтов и строительных материалов, из которых они состоят или выполнены, и напряженно – деформированного состояния области вблизи повреждения. Однако такой прогноз, может быть удовлетворен по точности только на сравнительно малом интервале времени.

Обеспечение устойчивости функционирования геотехнической системы, представим в виде следующего алгоритма (Рис.5.2).



Рис.5.2. Алгоритм обеспечению устойчивости функционирования системы объектов

Стандартный путь его реализации: «мониторинг» - «решение» - «мониторинг» представляет собой отработанную последовательность, которой в дальнейшем мы и будем придерживаться при разработке алгоритмов решения конкретных инженерных задач.

Обоснование технических решений управления ситуацией должно обеспечиваться проектными расчетами напряженно-деформированного состояния ограждающих конструкций и вмещающего массива грунтов, вместе с примыкающими к котловану зданиями и сооружениями, гидрогеологического режима и фильтрационного потока подземных вод.

Выбранная технология возведения подземного сооружения должна обеспечивать не превышение допустимых дополнительных деформаций эксплуатируемых зданий, попадающих в зону влияния нового строительства, с учетом их технического состояния.

5.2 Проектирование, выполнение и контроль качества изготовления структурного геотехнического массива

В зависимости от назначения геотехнического массива («структурный геомассив»; сплошной вертикальный массив; сплошной горизонтальный геомассив - противofильтрационная завеса; сплошной объемный геотехнический массив) рассчитываются его геометрические размеры и механические характеристики. В этой главе приводятся рекомендации по проектированию и строительству грунтобетонных геотехнических массивов, разработанные и опробованные в ходе выполнения научно-исследовательских и опытно-конструкторских работ.

Геометрические размеры и механические свойства жесткого грунтобетонного элемента определяются исходным материалом (грунт) и технологическими параметрами процесса (струйная цементация). Сложностью технологии струйной цементации грунтов является существенная зависимость геометрических и физико-механических характеристик грунтобетонных элементов от природы и состава грунта. На стадии проектирования необходимо оценить характеристики грунтобетонных элементов в наименее благоприятных инженерно-геологических элементах [186]. Объем укрепленного грунтового массива и физико-механические характеристики грунтобетона зависят от дисперсности грунтов, их химического состава, связности, степени водонасыщения. Количество выработок и их глубины следует увеличивать в разведываемой толще грунтов при невыдержанной мощности, неоднородности состава, неравномерной сжимаемости, резко отличающейся водопроницаемости.

В случае залегания в разведываемой толще сильно заторфованных грунтов и торфов глубина скважин должна назначаться с проходкой этих грунтов на всю их мощность и с заглублением в минеральные грунты с учетом необходимой заделки грунтобетонных элементов в несущих слоях.

В условиях высокой агрессивности грунтовых вод возможность устройства грунтобетонной конструкции должна быть подтверждена исследованиями в лабораторных и натурных условиях с применением специальных устойчивых к агрессии вяжущих.

При определении объема изыскательских работ на участке, где выполняются грунтобетонные геотехнические массивы, следует принимать во внимание задокументированный опыт выполнения подобных работ, осуществлявшихся при сравнимых условиях вблизи от участка предполагаемого строительства.

5.2.1 Физико-механические характеристики грунтобетона

В качестве основных параметров механических свойств грунтобетона следует устанавливать нормативные и расчетные значения прочностных, деформационных и других физико-механических характеристик, определяемых на основании данных инженерных изысканий участка строительства с учетом сопоставимого опыта.

При разработке проекта назначаются следующие прочностные и деформационные характеристики грунтобетонных элементов: прочность на одноосное сжатие R_{stb} и прочность на одноосное растяжение $R_{stb,t}$ (МПа); угол внутреннего трения φ_{stb} (град); удельное сцепление c_{stb} (КПа); модуль деформации E_{stb} (МПа).

Проектные значения физико-механических характеристик грунтобетона подтверждаются в ходе опытных работ по подбору технологических параметров струйной цементации грунта.

Прочность на одноосное сжатие и модуль деформации грунтобетона определяются по ГОСТ 24452-80 и ГОСТ 28570-90. Другие характеристики определяются как производные значения от прочности, по экспериментальным зависимостям (глава 2).

Прочность на одноосное растяжение :

$$R_{stb,t} = 0,4(R_{stb})^{0.3} \quad (5.1)$$

угол внутреннего трения:

$$\varphi_{stb} = \tan^{-1} \left(\frac{R_{stb} - R_{stb,t}}{2\sqrt{R_{stb} \cdot R_{stb,t}}} \right) \quad (5.2)$$

удельное сцепление грунтобетона:

$$c_{stb} = 0,5\sqrt{R_{stb} \cdot R_{stb,t}} \quad (5.3)$$

Нормативные и расчетные показатели сопротивлению сжатию грунтобетона, в связи с длительным набором прочности грунтобетона в массиве, следует определять в возрасте 28 суток.

Допускается определение класса по прочности грунтобетона с использованием переходного коэффициента k_t по зависимости при определении прочности грунтобетона в диапазоне 7...90 суток:

$$R_{stb}^t = k_t R_{28} \quad (5.4)$$

где: $k_t = 0,187 \ln \left(\frac{t}{2} \right) + 0,375 \quad (5.5)$

Величина модуля деформации грунтобетона E_{stb} должна назначаться на основании отбора и испытания керн при проведении опытных работ. До проведения указанных

испытаний при проведении численного моделирования при определении величины модуля деформации грунтобетона E_{stb} допустимо использовать формулу:

$$E_{stb} = 200 (R_{stb})^{2/3} \quad (5.6)$$

При использовании грунтобетона для устройства противofильтрационных завес назначается критический градиент напора при котором начинается фильтрация воды сквозь материал. Величина критического градиента для грунтобетона назначается в зависимости от нормативной прочности на сжатие R_{stb} по экспериментальной зависимости приведенной на Рис.5.3.

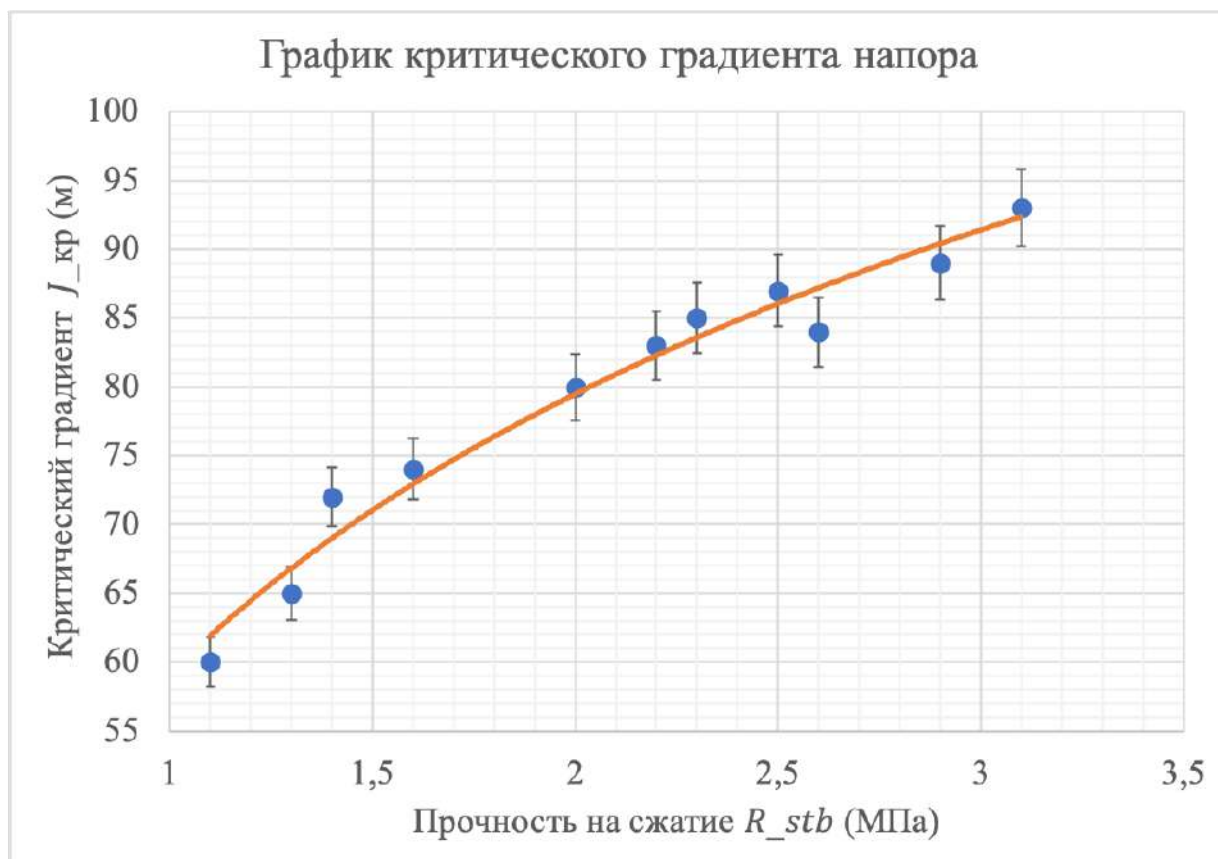


Рис.5.3. График зависимости критического градиента напора от прочности противofильтрационной завесы

5.2.2 Технологические параметры изготовления грунтобетонного элемента

Выбор разновидности технологии струйной цементации зависит от назначения конструкции, требуемой прочности или иных показателей грунтобетона, определенных проектом. Для уточнения технологических параметров, диаметра и прочности грунтобетона следует назначать опытные или опытно-производственные работы. Рекомендуемый диапазон параметров технологического процесса приведен в табл.5.1.

Таблица 5.1. Рекомендуемые параметры процесса струйной цементации грунта

Диапазон параметров для струйной цементации				
Параметр	Система струйной цементации			
		Jet 1	Jet 2	Jet 3
Давление закачивания				
Пр - предварительный размыв				
Вода	атм.	(Пр) 200–300	(Пр) 200–300	300–500
Цемент	атм.	300–600	300–600	40–60
Сжатый воздух	атм.	не используется	8–12	8–12
Скорость закачивания				
Вода	л/мин.	Пр	Пр	70–250
Цемент	л/мин.	60–250	100–350	150–300
Сжатый воздух	л/мин.	не используется	5–15.000	5–15.000
Скорость вращения буровой колонны				
	об./мин	10–30	10–30	10–30
Время подъема буровой колонны на каждой ступени (4 см)				
	сек	4–10	6–15	15–25
Диаметр колонны				
Гравий/песок	м	0,6–1,0	1,0–2,0	1,5–2,5
Глина	м	0,5–1,0	1,0–1,8	1,0–2,0
Соотношение воды и цемента, В:Ц				
0,5...1,2				
Расход цемента				
К объему переработанного грунта	кг/м ³	400–800	400–800	400–800
Прочность грунтобетона				
Гравий/песок	кг/см ²	100–300	75–250	75–200
Глина	кг/см ²	15–100	15–85	15–75

Исходными данные для расчета параметров технологического процесса струйной цементации грунта при изготовлении грунтобетонного элемента являются:

1. Диаметр грунтобетонного элемента d (м); Размеры поперечного сечения грунтобетонных элементов, в зависимости от вида применяемой технологии струйной цементации находятся в пределах 0,5...1,5 м. Для выполнения конструкции «структурный геомассив» применяются элементы диаметром 1,0...1,5 м; для устройства вертикальных геотехнических барьеров - диаметром 0,5...0,7 м.; для выполнения работ по усилению основания существующих фундаментов - 0,5...0,6 м.

Расчетный радиус грунтобетонного элемента определяется выражением:

$$R = C \cdot K^{0,5} \quad (5.7)$$

где: K - объемный модуль деформации исходного грунта (МПа); параметр C - постоянная для грунта и определяется в зависимости от параметра (τ_0) по выражению: $C = 1,497 \tau_0^{-0,113}$; параметр $\tau_0 = 2c \cos \varphi$.

Для достижения большего диаметра грунтобетонных элементов допускается выполнять предварительный размыв грунта водой под давлением. Предварительный размыв может выполняться одновременно с бурением, либо при обратном ходе до цементации грунта.

2. Расход цемента на 1 погонный метр закрепляемого грунта $m_{ц}$ (кг/м) и водоцементное отношение (В/Ц). Соотношение вода/цемент в инъекционном растворе - это параметр, влияющий на механические свойства грунтобетонного элемента и исходные характеристики массы грунт-раствор. Небольшое соотношение воды к цементу и, следовательно, высокий удельный вес раствора имеет большое значение при наличии фильтрационных течений, которые могли бы размывать новообразованный грунтобетонный элемент. Значение сопротивления на простое сжатие находится в прямой зависимости от соотношения воды к цементу. Рекомендуемое соотношение – 1,0.

3. Время воздействия на модифицируемый грунт. Время непрерывного действия струи зависит от скорости извлечения штанги и скорости ее вращения. Скорость извлечения, обычно с шагом 4 см, регулируется таймером буровой установки, который фиксирует время остановки форсунок на определенной глубине, и, следовательно, интенсивность струи на определенном уровне. Это влияет на диаметр грунтобетонного элемента, на его механические свойства, на время выполнения работы. Существует предельное значение времени остановки форсунок на определенной глубине, зависящее от типа грунта и используемой подачи и давления, меньше которого работа невозможна. Если скорость извлечения значительно снижена, струя, не обладая достаточной энергией для создания большего диаметра, выливается через зазор между штангой и стенкой скважины. Скорость вращения штанги должна регулироваться в соответствии со скоростью извлечения так, чтобы оптимизировать пробивную способность струи. Существует нижний предел скорости вращения, ниже которого появляется эффект отражения струи, снижающий ее эффективность.

4. Инъекционное давление (P) контролируется манометрами. От него зависит энергия струи и радиус ее действия. Предел достигаемого давления связан с мощностью используемых насосов и герметичностью линии. Рекомендуемое значение – 450 атм.

5. Количество (n) и площадь поперечного сечения (S , мм²) форсунок рабочего органа (монитора) определяет как давление, так и подачу, то есть объем раствора, выпускаемого в

грунт в единицу времени, и, следовательно, скорость обработки. Увеличение сечения форсунок делает максимально эффективным использование рабочих мощностей, между тем, использование большего количества форсунок, при равном общем напоре, снижает производительность. Рекомендуемое количество форсунок – 2, диаметр сечения форсунки – 2,5...3,0 мм.

Расчетные параметры технологического процесса.

Объем водоцементного раствора на погонный метр закрепленного грунта (м³):

$$V_{\text{смеси}} = m_{\text{ц}} / \left(\frac{1}{\rho_{\text{ц}}} + \frac{B/\text{Ц}}{\rho_{\text{в}}} \right) \quad (5.8)$$

где: $\rho_{\text{ц}} = 3,1 \text{ г/см}^3$ - плотность цемента; $\rho_{\text{в}} = \frac{1,0 \text{ г}}{\text{см}^3}$ - плотность воды;

Плотность водоцементного раствора (г/см³):

$$\rho_{\text{смеси}} = m_{\text{ц}} / \left(1 + \frac{B/\text{Ц}}{\rho_{\text{смеси}}} \right); \quad (5.9)$$

Высота столба водоцементного раствора, эквивалентного давлению, развиваемому нагнетательным насосом (м):

$$h = P / (\rho_{\text{смеси}} \cdot g) \quad (5.10)$$

Скорость истечения струи (м/сек):

$$v = \sqrt{2gh} \quad (5.11)$$

Расход раствора, определяемый площадью проходного сечения форсунок монитора (л/сек):

$$Q = 2v \cdot S \quad (5.12)$$

Время устройства одного погонного метра (25 шагов по 4,0 см) грунтобетонного элемента (мин) и одного шага (мин):

$$t = \frac{V_{\text{смеси}}}{Q}; t_{\text{шаг}} = 0,04t \quad (5.13)$$

Количество оборотов на шаг:

$$n = v_{\text{вр}} \cdot t_{\text{шаг}} \quad (5.14)$$

Пример расчета параметров для устройства грунтобетонного элемента диаметром 1,2 м по технологии Jet-2 с расходом цемента $m_{\text{ц}} = 800 \text{ кг}$ на один погонный метр, рабочим давлением нагнетания смеси - 450 атмосфер, монитором, оснащенным двумя рабочими форсунками диаметром 3,0 мм, шаг подъема штанги - 4,0 см, скорость вращения штанги $v_{\text{вр}} = 19 \text{ об/мин}$ приведен в табл. 5.2.

Таблица 5.2. Технологические параметры струйной цементации Jet-2

Расчетный параметр	Значение
Объем водоцементного раствора на погонный метр закрепленного грунта ($\text{м}^3/\text{литр}$)	1,058/1058
Плотность водоцементного раствора ($\text{г}/\text{см}^3$)	1,51
Скорость цементного потока ($\text{м}/\text{сек}$)	242
Расход цементного потока ($\text{л}/\text{сек}$)	3,41
Время проработки одного погонного метра (сек)	310
Время подъема штанги (сек/шаг)	12,4
Количество оборотов на шаг	4,0
Объем одного погонного метра грунтобетонного элемента (м^3)	1,13

5.2.3 Контроль качества работ по устройству жестких грунтобетонных элементов

При устройстве грунтобетонных геотехнических массивов особое внимание должно уделяться соответствию выполняемых жестких грунтобетонных элементов проектным параметрам [183,185]. Цель опытных работ: определение оптимальных параметров технологического процесса для обеспечения гарантированного диаметра элемента не менее проектного, во всех инженерно-геологических элементах и определение физико-механических характеристик получаемого при этом материала (грунтобетона).

Геометрические размеры элемента оцениваются прямыми измерениями при откопке или обуивании. Контроль сплошности элемента и качества грунтобетона выполняется выбуриванием керна (Рис.5.4).

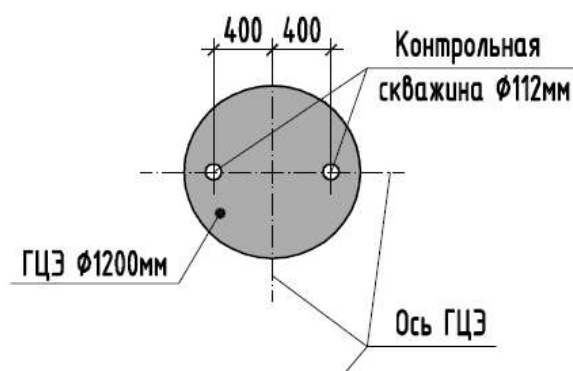


Рис.5.4. Схема отбора образцов из сечения грунтобетонного элемента

Дополнительным контрольным методом определения сплошности и длины грунтоцементного элемента является метод регистрации дифрагированной волны.

При распространении по телу грунтоцементного элемента упругой продольной волны, нижнее сечение элемента является источником дифрагированной волны, распространяющейся к поверхности земли. Измеряя время прохождения дифрагированной волны от низа грунтоцементного элемента до приемника на поверхности земли можно определить длину грунтоцементного элемента:

$$L = V_r t_r \quad (5.15)$$

где: V_r - скорость распространения упругих волн в грунте от нижнего сечения до поверхности земли, определяется на испытательной площадке, t_r - время распространения упругих волн в грунте от нижнего сечения до поверхности земли :

$$t_r = \frac{V_p t_0}{V_p + V_r} \quad (5.16)$$

где: V_p - скорость распространения упругих волн в грунтобетонном элементе; t_0 - суммарное время распространения упругих волн от верхнего сечения до земной поверхности.

Фиксирование прихода дифрагированной волны на поверхности выполняется с помощью размещенных в линию вертикально ориентированных сейсмодатчиков и записывающей сеймостанции с высокой частотой дискретизации (15кГц). Количество приемных датчиков 8...10 шт., расстояние между датчиками 2,0 м. Возбуждение упругой продольной волны выполняется механическим воздействием темпером (молотком) по горизонтальной поверхности оголовка грунтоцементного элемента в продольном направлении. Фиксируется интервал времени между начальным воздействием и приходом дифрагированной волны. Измерение выполняется с повторяемостью не менее 6 раз, без перемещения расстановки сеймоприемников. Точность определения длины грунтоцементного элемента составляет 0,1 м. Прохождение сейсмоакустического сигнала в грунте регистрируется на сейсмограмме (пример сейсмограммы приведен на рис.5.5).

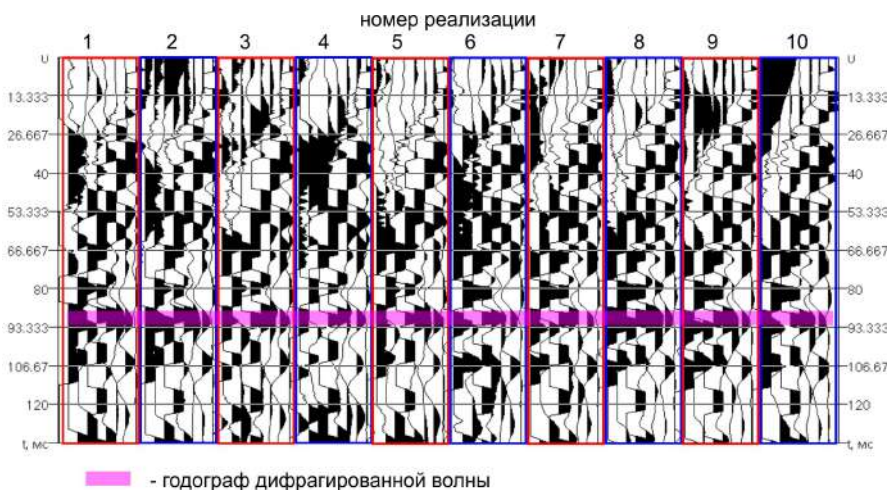


Рис.5.5. Пример сейсмограммы с регистрацией дифрагированной волны

5.2.4 Основание «структурный геомассив»

Структурный геотехнический массив в виде вертикально армированного жесткими грунтобетонными элементами грунтового основания является базовой конструкцией. Основное его назначение управляемое изменение деформационных свойств грунтового основания [258,287,293].

Для разработки проектной документации на устройство геомассивов, возводимых с использованием струйной технологии, установления необходимого количества и размеров армирующих элементов, целесообразного их размещения, деформируемости, обеспечения долговечности их эксплуатации, выбора конструктивных и технологических параметров струйной технологии с учетом требований экономичности, надежности и экологической безопасности принятого конструктивного решения необходимо иметь следующие исходные данные:

- отчет по инженерно-геологическим и гидрогеологическим изысканиям строительной площадки;
- генплан участка с контурами и отметками заложения существующих и возводимых зданий, сооружений и коммуникаций;
- конструкции и габариты фундаментов и подземных конструкций, примыкающих к возводимому объекту;
- назначение, уровень ответственности, габариты проектируемого сооружения или геомассива и нагрузки на них;
- характер и величины передаваемых нагрузок на основание до или в процессе возведения и при эксплуатации сооружения;
- результаты испытаний грунтобетонных элементов в грунтовых условиях строительной площадки или аналогичных ей при возведении других объектов;
- прочностные и деформационные характеристики грунтов с учетом влияния струйной технологии, представляемые исходя из результатов опытных работ на данной строительной площадке.

На первом этапе проектирования структурного геотехнического массива выполняется определение требуемых геометрических характеристик (глубина от поверхности кровли и мощность) модифицированной зоны грунтового основания и его требуемых деформационных характеристик. Определение этих параметров выполняется в ходе вариантного проектирования, где входными параметрами являются: исходные инженерно-геологические условия; конструктивная схема подземной части здания; уплотняющее давление под

фундаментной конструкцией. На первой стадии - параметром проектирования является абсолютная осадка фундаментной плиты, определяемая методом послойного суммирования.

Мощность и положение модифицированной зоны грунта определяется залеганием в активной зоне фундамента слоев слабых водонасыщенных грунтов (модуль деформации 5...7 МПа). Первоначально назначается максимальная мощность, затем выполняется ее пошаговое уменьшение.

На второй стадии параметром проектирования является относительная разность осадок основания в характерных точках, определяемая численным моделированием системы «основание - фундамент - здание» с подбором требуемого эффективного модуля деформации $E_{эф}$ модифицированной зоны грунта.

После определения требуемого диапазона изменения эффективного модуля деформации выполняется конструирование вертикального армирования модифицированной зоны. Для ускорения расчетов разработана номограмма (рис.5.6). Порядок определения конструктивных характеристик следующий:

1. Для исходных грунтовых условий определяют расчетный диаметр грунтоцементного элемента D , прочность на сжатие R_{stb} и модуль деформации грунтобетона E_{stb} .

2. Определяют отношение модулей деформации исходного грунта и грунтобетона:

$$\eta = \frac{E_{rp}^i}{E_{stb}} \quad (5.17)$$

3. В зависимости от величины требуемого эффективного модуля деформации $E_{эф}$ и параметра (η) по номограмме определяют требуемый процент армирования - $\alpha^{тр}$.

4. В зависимости от требуемого процента армирования $\alpha^{тр}$ и диаметра элемента D по номограмме определяют требуемое междуосевое расстояние $L_{тр}$.

5. Назначают проектное междуосевое расстояние $L_{пр} \leq L_{тр}$ и обратным ходом по номограмме определяют проектный эффективный модуль деформации.

Поверочный расчет - определение величины осадок численным моделированием с использованием проектного эффективного модуля деформации и назначенного размера модифицированной зоны и сравнение их с предельно допустимыми значениями для проектируемого здания или сооружения.

В случае положительного результата формируется общее конструктивное решение структурного геотехнического массива: положение в плане, глубина и мощность модифицированной зоны; схема расположения армирующих грунтобетонных элементов; мощность и физико-механические характеристики распределяющего слоя (гибкого ростверка).

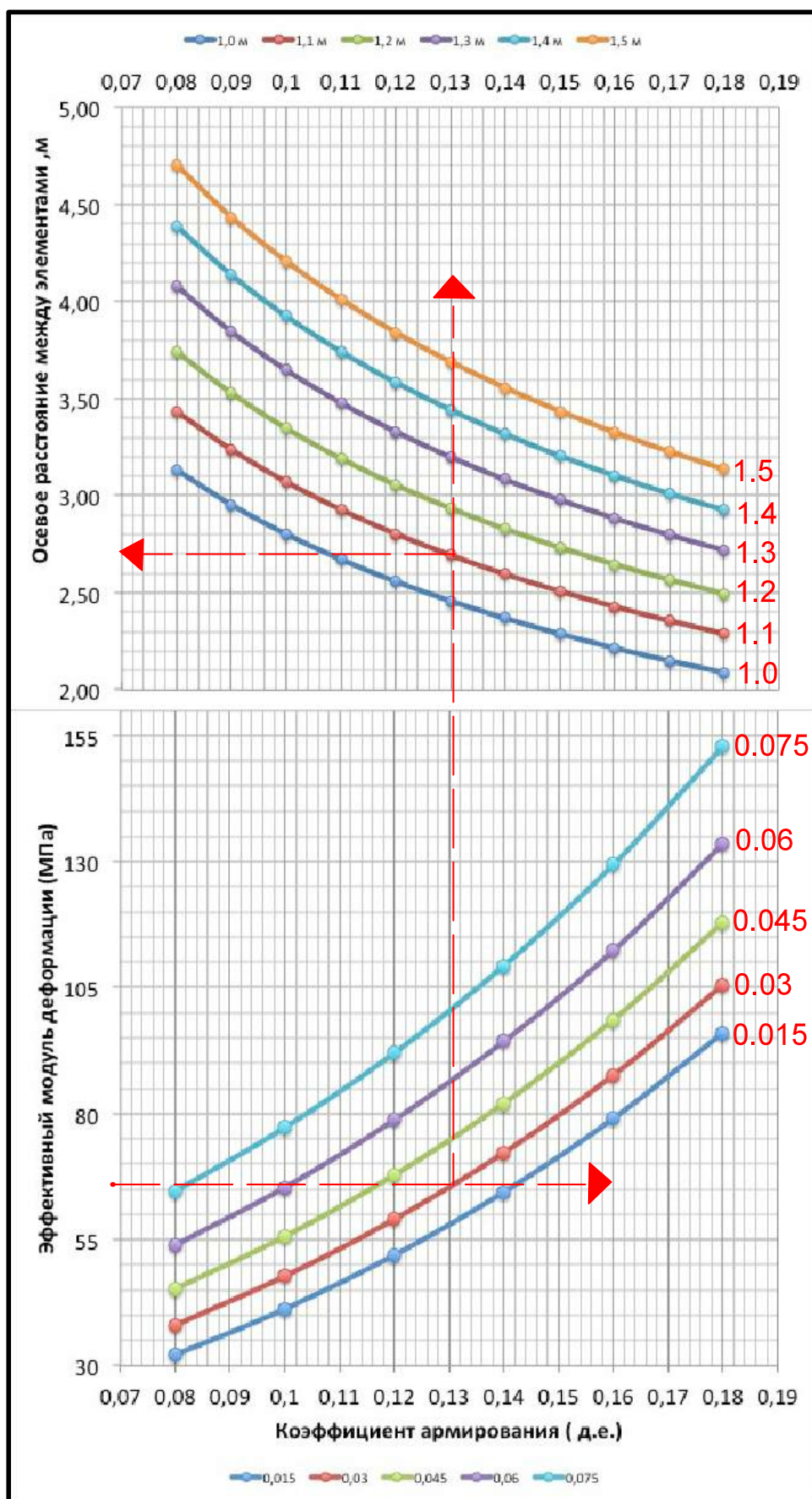


Рис.5.6. Номограмма определения конструктивных параметров «структурного геомассива»

Проект производства работ по устройству структурного геотехнического массива определяет:

- состав оборудования и технологические параметры выполнения грунтобетонных элементов в данном типе грунтовых условий;
- последовательность выполнения грунтобетонных элементов, изменение последовательности производства работ может повлечь за собой разрушение ранее изготовленных грунтобетонных элементов;
- допустимые отклонения геометрических размеров и физико-механических характеристик грунтобетонного элемента;
- мероприятия по утилизации отходов производства - грунтоцементной пульпы;
- мероприятия по контролю качества выполненных работ.

При выполнении работ по устройству структурного геотехнического массива с использованием технологии струйной цементации грунта струйной контролю качества подлежат:

- соответствие инженерных и гидрогеологических условий данным изысканий (контролируется в процессе бурения пилотной скважины);
- расположение в плане, глубина, наклон, диаметр скважин при бурении под струйную цементацию грунтов.
- допустимость отклонений выполненных размеров и их в плане и по глубине от проектных;
- наличие или отсутствие влияния работ на существующие строения исходя из результатов измерения осадок и смещений этих сооружений,
- допустимость уровней шума или вибрация в зоне производства работ.
- значения прочности стволов грунтобетонных элементов по данным их контрольных испытаний в составе усиливаемых фундаментов или в данных грунтовых условиях;
- соответствие параметров модификации слабых грунтов, с выполнением необходимых лабораторных и полевых исследований: контроль полученного эффективного модуля деформации грунтового основания выполняется проведением полевых штамповых испытаний статической нагрузкой.

Контроль корректности принятого проектного решения и качества его исполнения осуществляется в ходе геодезического мониторинга развития абсолютной величины и скорости развития вертикальных перемещений строящегося объекта и окружающей застройки и сравнения его с прогнозируемыми и предельными значениями.

5.2.5. Сплошной вертикальный геотехнический массив

Основное назначение сплошного вертикального геотехнического массива - разделительный экран заключается в ограничении дополнительных осадок окружающих зданий и сооружений при строительстве и эксплуатации подземных частей зданий и сооружений [176,184,235] и ограничении притока подземных вод к подземной части здания.

Конструктивно сплошные вертикальные геотехнические массивы (экраны) выполняются из одного или нескольких рядов секущих грунтобетонных элементов. Грунтобетонные элементы выполняются по технологии *Jet-1*, средний диаметр в пылевато-глинистых грунтах составляет 550...650 мм. Для обеспечения сплошности массива по всей его высоте и повышения жесткости грунтобетонные элементы размещаются на междуосевом расстоянии (S) равном 0,9 от их диаметра (D). (Рис.5.7.).

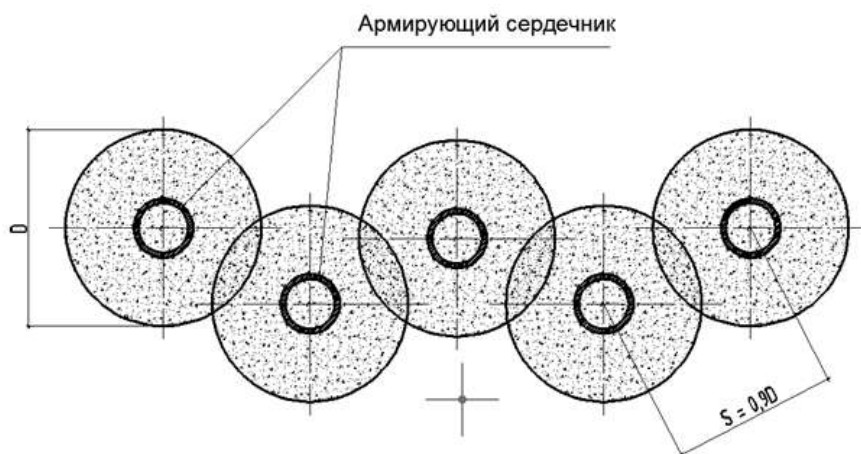


Рис.5.7. Конструктивная схема сплошного вертикального геотехнического массива

Сплошные вертикальные геотехнические массивы при выполнении геодезического мониторинга могут выполняться в непосредственной близости от существующих фундаментных конструкций. Основным критерием правильности конструктивного решения и качества исполнения сплошного вертикального геотехнического массива является условие :

$$s_{ad} \leq s_{ad,u} \quad (5.18)$$

где: s_{ad} - измеренная дополнительная осадка основания фундамента, вызываемая изменением нагрузки на основание и техногенными воздействиями (технология и последовательность производства работ;

$s_{ad,u}$ - предельное значение дополнительной осадки основания фундамента, устанавливаемое в зависимости от конструктивной схемы и технического состояния зданий окружающей застройки.

В зависимости от стадии строительства и эксплуатации здания вертикальный массив выполняет разные функции:

- при устройстве структурного геотехнического массива внутри замкнутого контура экрана ограничивает распространение цементирующего раствора и компенсирует технологические осадки основания;
- при экскавации котлована и устройстве подземной части здания является ограждающей конструкцией, воспринимающей давление грунта и подземной воды;
- на стадии строительства и эксплуатации здания выполняет роль разделительной конструкции, воспринимает горизонтальную составляющую давления на грунтовое основание и ограничивает дополнительные осадки окружающей застройки.

Работа вертикального грунтобетонного геотехнического массива в качестве ограждающей конструкции котлована исследовалась многими авторами, методы его моделирования и проектирования достаточно полно описаны в первой главе данной работы.

Наибольший интерес проектирование такого массива в качестве разделительной конструкции. Покажем рекомендуемый порядок проектирования:

Входными параметрами геотехнического расчета конструкции являются инженерно-геологические условия площадки строительства, геометрические характеристики подземной части здания и величина действующего давления под фундаментной плитой. Варьируемые параметры расчета - глубина и жесткость разделительной конструкции. Ограничивающий параметр проектирования - величина дополнительных осадок (абсолютных и относительных) окружающей застройки.

Внутренние усилия в вертикальном геотехническом массиве определяются статическим расчетом, выполняемым по схеме пластинки на двухпараметрическом упругом основании, нагруженной горизонтальной составляющей уплотняющего давления (глава 3).

Конструктивный расчет включает определение требуемых размеров сечения вертикальной разделительной пластины, требуемой прочности грунтобетона и необходимости армирования. Грунтобетонные элементы выполняются с центральным армированием по оси полыми стальными стержнями (трубой). Также возможно армирование стальными прокатными элементами (двутавр), железобетонными призматическими сваями, полимерными трубами и профилями (Рис.5.8).

Требуемые размеры поперечного сечения разделительного экрана определяются назначенной приведенной жесткостью пластинки.

Определение изгибной жесткости D_y пластинки начинается с расчета приведенной жесткости $(EI)_{прив}$ одиночного элемента.

Приведенный момент инерции сечения относительно нейтральной оси сечения сваи:

$$(EI)_{\text{прив}} = E_{stb}(I_{stb} + nI_s); n = E_s/E_{stb} \quad (5.19)$$

где: I_s, I_{stb} – моменты инерции арматуры и сжатой зоны грунтобетона относительно нейтральной оси; E_{stb} – модуль деформации грунтобетона; E_s – модуль деформации арматуры.

Затем полученное значение делится на период армирования S :

$$D_y^{\text{прив}} = \frac{(EI)_{\text{прив}}}{S} \quad (5.20)$$

где: S – период армирования по оси x .

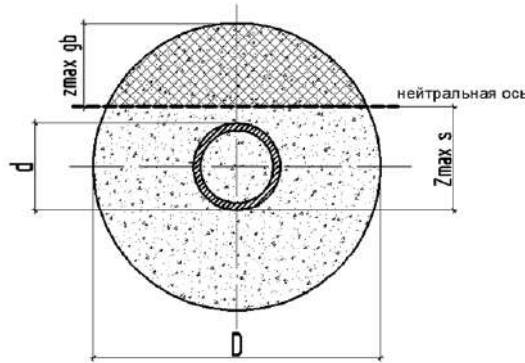


Рис.5.8. Конструктивная схема элемента вертикального грунтобетонного массива

Определив приведенную цилиндрическую жесткость $D_y^{\text{прив}}$, от действия в сечении изгибающего момента M , находим:

напряжения в грунтобетоне :

$$\sigma_{gb} = E_{stb} \frac{M \cdot z_{gb}^{\text{max}}}{D_y^{\text{прив}}} \leq R_{stb} \quad (5.21)$$

где: σ_{gb} – напряжение в грунтобетоне; E_{stb} – модуль упругости грунтобетона; $D_y^{\text{прив}}$ – приведенная изгибная жесткость сечения; z_{gb}^{max} – расстояние от нейтральной оси до границы сечения элемента; M – максимальный действующий момент; R_{stb} – прочность грунтобетона на сжатие;

и напряжение в армирующем стержне:

$$\sigma_s = E_s \frac{M \cdot z_s^{\text{max}}}{D_y^{\text{прив}}} \leq R_s \quad (5.22)$$

где: σ_s – напряжение в арматуре; E_s – модуль упругости арматуры; $D_y^{\text{прив}}$ – приведенная изгибная жесткость сечения; z_s^{max} – расстояние от оси арматуры до нейтральной оси; M – максимальный действующий момент; R_s – прочность арматуры на растяжение.

Контроль корректности конструктивного решения и качества выполнения сплошного вертикального геотехнического массива выполняется в ходе геодезического мониторинга дополнительных перемещений окружающей застройки.

5.2.6 Сплошной горизонтальный геотехнический массив

Основное назначение сплошного горизонтального геотехнического массива - противofильтрационная завеса для защиты подземного пространства от притока подземных вод. Сплошной горизонтальный геотехнический массив - противofильтрационная завеса (ПФЗ) формируется из секущих грунтобетонных элементов, располагающихся по шахматной сетке с ячейкой: $L = 1,75R$, где R – радиус грунтобетонного элемента. Максимальная глубина устройства завесы (H) зависит от вертикальности буровых скважин рассчитывается по выражению:

$$H = \frac{1}{2k_1\delta}(D - 1,1L) \quad (5.23)$$

где: D – расчетный диаметр грунтобетонного элемента; L – расстояние между элементами; $\delta = 0,01...0,05$ – среднее отклонение скважины от вертикали; $k_1 = 0,75$ – коэффициент вероятности отклонения обоих столбов (рис.5.9).

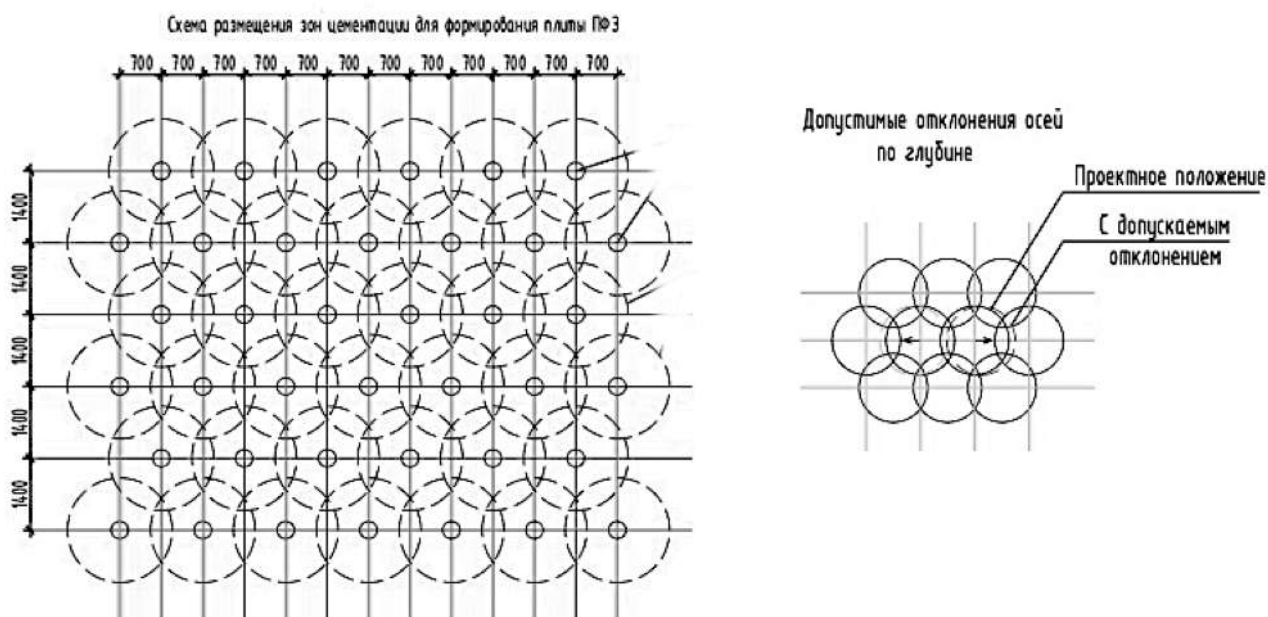


Рис.5.9. Конструктивная схема сплошного горизонтального геотехнического массива

Прочность материала завесы необходимая для обеспечения устойчивости против размыва и суффозии 1,5...3,0 МПа. Для временных противofильтрационных диафрагм и завес следует принимать величину коэффициента фильтрации (K_f) не менее 0,01 м/сут ($1,15 \times 10^{-7}$ м/с), для постоянных - 0,001 м/сут ($1,15 \times 10^{-8}$ м/с).

Толщина сплошного горизонтального массива - завесы (h) должна определяться из условия фильтрационной прочности материала по формуле:

$$h = \gamma_n \frac{\Delta H}{J_{кр}} \quad (5.24)$$

где: γ_n - коэффициент надежности для диафрагм и завес, принимаемый равным: 1,5 - временных; 2,0 - постоянных; ΔH - перепад уровней воды перед и за противофильтрационной завесой; $J_{кр}$ - критический градиент напора, при котором наступает разрушение материала диафрагмы и завесы.

Контроль конструктивного решения и технологических параметров устройства сплошного горизонтального геотехнического массива осуществляется гидроопробованием. Максимальное удельное водопоглощение должно составлять не более 5 люжон (л/(мин·м²)).

Сплошной объемный геотехнический массив также выполняется в качестве конструктивного мероприятия повышающего прочностные характеристики грунта при устройстве временных распорных конструкций и конструкций, снижающих активное давление грунта на ограждение (Рис.5.10). Параметрами проектирования в этом случае назначаются прочность массива на сжатие и его геометрические размеры.

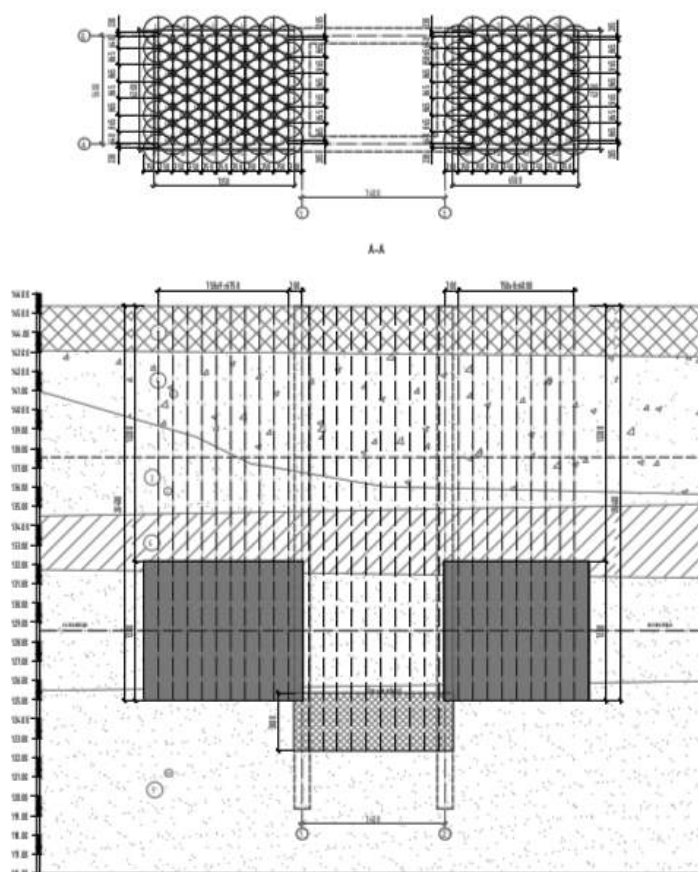


Рис.5.10. Конструктивная схема сплошного объемного геотехнического массива

Контроль качества при устройстве такой конструкции заключается в определении сплошности массива и прочностных характеристик грунтобетона.

5.3 Устройство структурного геотехнического массива под существующими фундаментными конструкциями

Структурный геотехнический массив может быть выполнен под существующими фундаментными конструкциями для решения следующих задач:

- стабилизация развития недопустимых осадок здания, возникающих в результате ухудшения механических характеристик грунтового основания, как на стадии строительства, так и на стадии эксплуатации;
- увеличение механических характеристик оснований, при увеличении величины действующих нагрузок в ходе реконструкции зданий;
- снижение величины дополнительных осадок существующих зданий, при выполнении в непосредственной близости от них нового строительства.

Для выполнения этих видов работ, как правило, используют технологию струйной цементации *Jet-1*, поскольку, как показывает опыт проведения таких работ использование технологии *Jet-2* может вызвать плохо контролируемый подъем здания.

При усилении фундаментов существующих зданий и сооружений производится бурение скважин рядом с фундаментами или сквозь них для образования под фундаментами грунтобетонных свайных элементов, с частичной и полной передачей на них нагрузки. Ориентация этих элементов может быть вертикальной или наклонной (Рис.5.11).

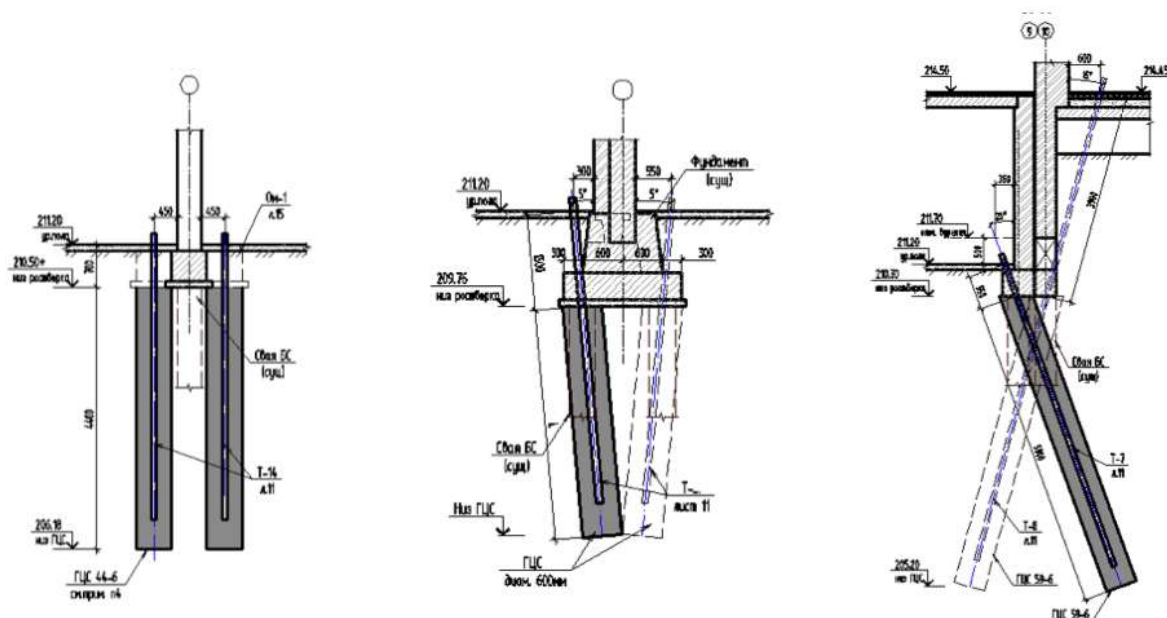


Рис.5.11. Конструкция усиления существующих фундаментов грунтобетонными элементами

Под руководством Д.Е. Разводовского [160] обобщен опыт применения технологии струйной цементации грунта под существующими фундаментными конструкциями и определены основные причины развития технологических осадок.

К ним относятся: осадки возникающие в процессе размыва грунта; осадки возникающие в процессе твердения грунтобетона; осадки возникающие в процессе усадки грунтобетона. Величина этих осадок составляет 5...10 мм.

Для компенсации технологических осадок существующих фундаментов, предусмотрена установка в грунтобетонный элемент сердечника - металлической трубы диаметром 73...86 мм которая погружается в элемент сразу же после ее изготовления (Рис.5.12), и опрессовка головы элемента на участке длиной 1,0 м ниже подошвы ростверка. Опресовка выполняется через перфорированную часть сердечника. Раствор для с водоцементным отношением В/Ц = 0,8. Ориентировочный расход цемента на опрессовку одной сваи – 100 кг. Опресовка оголовка выполняется на сроке 48...72 часа после изготовления грунтобетонного элемента.

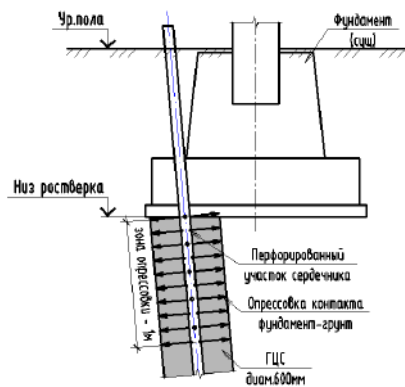


Рис.5.12. Конструктивная схема компенсации технологических осадок

Прогноз развития осадок структурного геомассива, формируемого при постоянном уровне действующего давления на основания выполняется с учетом развития деформаций ползучести грунтобетона:

$$\lambda(t)|_{t_{ст}}^t = \frac{(1 - 2\nu)}{\eta_0} \left[\frac{P_0}{b_0} - \frac{1}{\exp(b_0 t_{ст})} \left(\frac{b_0 t_{ст} + 1}{b_0^2} + \frac{P_0}{b_0} \right) \right] \quad (5.25)$$

где: P_{const} - постоянное давление на грунт; t - текущее время нагружения и деформации; η_0 - начальная величина коэффициента вязкости; b_0 - параметр, характеризующий изменение коэффициента вязкости.

Аппроксимирующая зависимость изменения вязкости грунтобетона $\eta(t)$ от времени(t), (мес.) в период набора прочности имеет вид:

$$\eta(t) = 1,0624e^{0,1728t} \quad (5.26)$$

При производстве работ по устройству геотехнического массива под существующими фундаментами решающее значение имеет последовательность устройства грунтобетонных элементов в пятне застройки здания и скорость производства работ по изготовлению элементов. Если прогноз поведения сооружения, выполненный на основании расчетных или

экспериментальных работ, затруднен, то предлагается применять подход, известный как «наблюдательный метод», который предполагает возможность корректировать проект в процессе строительства на основании результатов геотехнического мониторинга [17,161].

Технологические параметры проекта могут быть скорректированы по результатам ежедневного геодезического мониторинга вертикальных перемещений характерных точек здания. В ходе мониторинга определяется абсолютная величина осадок, скорость их развития и ускорение их развития (Рис.5.13).

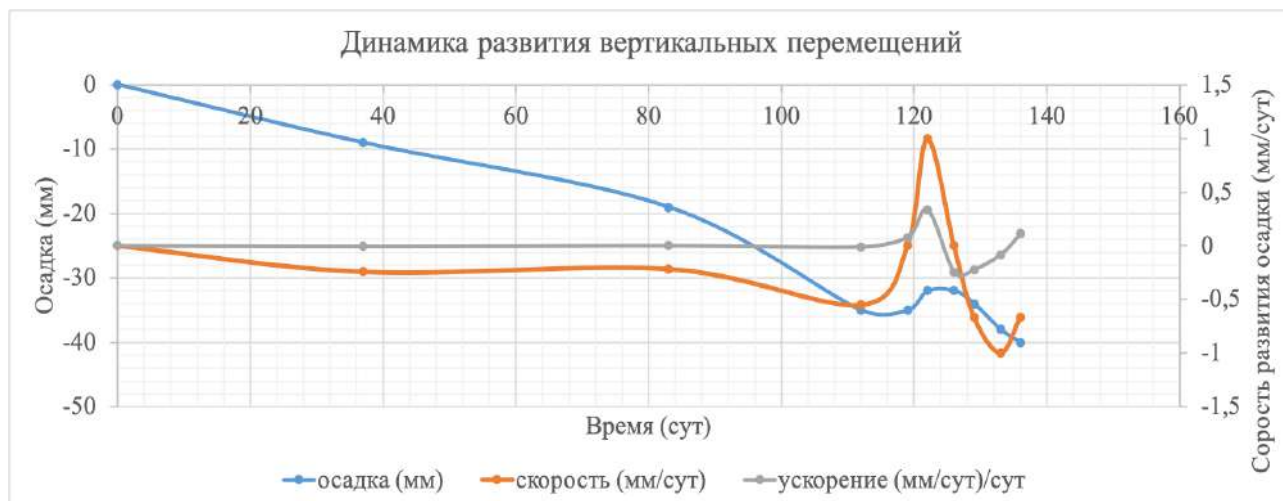


Рис.5.13. Мониторинг динамики вертикальных перемещений характерной точки здания в период производства работ

Для применения наблюдательного метода необходимо выполнение следующих требований до начала строительства: должен быть выполнен предварительный расчетный прогноз; установлены контролируемые критерии и характеристики и их допустимые пределы.

При проведении работ необходимо убедиться, что время реакции измерительных систем мониторинга и процедуры обработки и анализа результатов занимают достаточно мало времени по отношению к ожидаемой скорости развития ситуации на площадке для принятия своевременных действий, при этом должен быть разработан план мероприятий, которые следует применить в случае превышения контролируемыми характеристиками допустимых пределов [253] (Рис.5.14).



Рис.5.14. График результатов геодезического мониторинга при наблюдательном методе проектирования и устройства структурного геотехнического массива в основании существующей фундаментной плиты

5.4 Устройство структурного геотехнического массива для снижения сейсмического воздействия на грунтовое основание

Как известно, жесткое скальное основание уменьшает опасность сейсмических воздействий, а слабые водонасыщенные грунты ее повышают [5,9,10]. Наибольшее влияние для уточнения фоновой сейсмичности площадки строительства оказывает обводненность подстилающих пород (уровень подземных вод); согласованность залегания грунтовых слоев, изменчивость рельефа площадки.

При сейсмическом микрорайонировании площадки строительства нормальные амплитудные характеристики колебаний грунта, дополнительно корректируются с учетом местных инженерно-геологических условий [178]. Вводится поправочный коэффициент, модифицирующий расчетные значения амплитуд перемещений, скоростей и ускорений грунтовой толщи, определяющих сейсмическое воздействие на сооружение.

Микросейсморайонирование площадки строительства позволяет:

- выделить особую роль скоростей поперечных волн и сейсмической жесткости, как наиболее информативных характеристик сейсмических свойств грунтов;
- отказаться от обязательного использования поправки за уровень грунтовых вод с помощью сейсморазведки на поперечных волнах;
- использовать расчетные модели грунта, учитывающие как упругие, так и упругопластические свойства грунта при значительных динамических воздействиях [59,124].

Структурный геотехнический массив является одним из методов изменения сейсмической жесткости основания площадки строительства. Основное его назначение снижение сейсмического ускорения до уровня, когда при котором в массиве слабых водонасыщенных грунтов не развиваются процессы виброразжижения и виброползучести [227].

При эффективных частотах воздействия сейсмических колебаний на грунтовый массив $f = 7,5 \dots 12,5$ Гц и эффективной скорости распространения поперечной сейсмической волны в структурном геомассиве $V_s = 300 \dots 500$ м/с, средняя эффективная длина сейсмической волны составит $\lambda = 40,0$ м. Мощность слоя, оказывающего влияние на амплитуду колебаний свободной дневной поверхности составляет около $1/4$ длины волны сейсмических колебаний. В этом случае эффективная мощность структурного геомассива должна быть $H_{эф} = 10,0$ м.

Скорость прохождения поперечной волны в жестких грунтобетонных элементах значительно больше, чем в окружающем грунте, что в свою очередь приводит к тому, что на грунт расходуется меньшая часть энергии сейсмического процесса.

Проектирование структурного геотехнического массива в этом случае выполняется в следующей последовательности:

1. По результатам лабораторных опытов определяются предельные характеристики сейсмического воздействия на грунт ($a_{\text{сейс}}^i$), при котором происходит начало процессов виброползучести и виброразжижения. Методика проведения таких исследований приводится в работах А.З. Тер-Мартirosяна [193].

2. По данным микросейсморайонирования назначается базовая величина модуля ускорений сейсмических колебаний $a_{\text{сейс}}^0$. Требуемый коэффициент конструктивной защиты структурного геотехнического массива определяется выражением:

$$K_{\text{кон.защ.}}^{\text{тр}} = \frac{a_{\text{сейс}}^0}{a_{\text{сейс}}^i} \quad (5.27)$$

где: $K_{\text{кон.защ.}}$ – коэффициент конструктивной защиты, $a_{\text{сейс}}^0$ – исходная величина сейсмического ускорения; $a_{\text{сейс}}^i$ – предельная величина ускорения сейсмического воздействия, при котором начинается виброразжижение и виброползучесть грунта.

3. По зависимости С.В. Медведева [118] определяется требуемая эффективная жесткость структурного геотехнического массива:

$$R_{\text{тр}} = \frac{\bar{R}}{10^{0,598\Delta J_{\text{ж}}}} \quad (5.28)$$

где: $\bar{R} = 488 \text{ м/с} \cdot \text{т/м}^3$ – «средняя» сейсмическая жесткость, за «средний» грунт принимаем грунты, представленные суглинистыми отложениями, характеризующимися для верхней 10-метровой толщи следующими средними параметрами: плотность $\rho_c = 1,95 \text{ т/м}^3$; скорость распространения поперечных волн $V_s = 250 \text{ м/с}$;

$\Delta J_{\text{ж}}$ – изменение сейсмической бальности площадки строительства учитывающее изменение ее сейсмической жесткости, определяется выражением:

$$\Delta J_{\text{ж}} = \log_2 \left(\frac{1}{K_{\text{кон.защ.}}} \right) \quad (5.29)$$

Структурный геомассив позволяет снизить сейсмичность площадки строительство за счет повышения сейсмической жесткости на величину $\Delta J_{\text{ж}} = 0,4 \dots 0,5$ балла.

4. Определяется требуемая эффективная скорость прохождения поперечной сейсмической волны в структурном геомассиве:

$$V_{\text{сгм}}^{\text{тр}} = \frac{R_{\text{тр}}}{\rho_{\text{гм}}} \quad (5.30)$$

где: $\rho_{\text{гм}} = 2,0 \text{ т/м}^3$ – эффективная плотность структурного геомассива;

5. Для требуемой эффективной скорости $V_{\text{ГМ}}^{\text{эф}}$ по полученной экспериментальной зависимости определяется требуемый эффективный модуль деформации структурного геомассива $E_{\text{эф}}$:

$$E_{\text{эф}} = \frac{1}{k_1} * V_{\text{ГМ}}^2 \rho_{\text{ГМ}} (1 + \nu) \quad (5.31)$$

где: $\nu = 0,35$ - эффективный коэффициент Пуассона геомассива; $k_1 = 8,5$ - экспериментальный поправочный коэффициент

Для выполнения этих положений расчета и конструирования структурного геотехнического массива разработана номограмма (Рис.5.15).

Порядок выполнения расчета:

1. Назначается требуемый коэффициент конструктивной защиты $K_{\text{кон.защ.}}^{\text{тр}}$ вертикально армированного грунтового основания, исходя из условия недопущения развития процессов виброползучести и виброразжижения.

2. По данным сейсмического микрорайонирования назначается исходная скорость прохождения поперечной сейсмической волны (V_s), (м/с) в верхней 10 метровой зоне грунта.

3. По верхнему графику номограммы определяется требуемая эффективная скорость прохождения поперечной сейсмической волны $V_{\text{ГМ}}^{\text{тр}}$, (м/с) в вертикально армированной зоне грунта.

4. Назначается гарантированный диаметр D , (м) армирующего элемента, исходя из физико-механических характеристик исходного грунта и технологических параметров.

5. Определяется требуемое максимальное междуосевое расстояние $L_{\text{тр}}$, (м) между армирующими элементами.

6. Назначается проектное междуосевое расстояние между армирующими элементами, не превышающее максимального $L_{\text{пр}}$, (м).

7. Обратным путем выполняется расчет проектного коэффициента конструктивной защиты вертикально армированного основания $K_{\text{кон.защ.}}^{\text{пр}}$.

Контроль корректности конструктивного решения и качества выполнения работ по устройству структурного геотехнического массива для снижения сейсмического воздействия на грунтовое основание выполняется определением фактической величины прохождения поперечных волн. Полевое определения скорости поперечных волн в структурном геомассиве выполняется по методике сейсмического микрорайонирования.

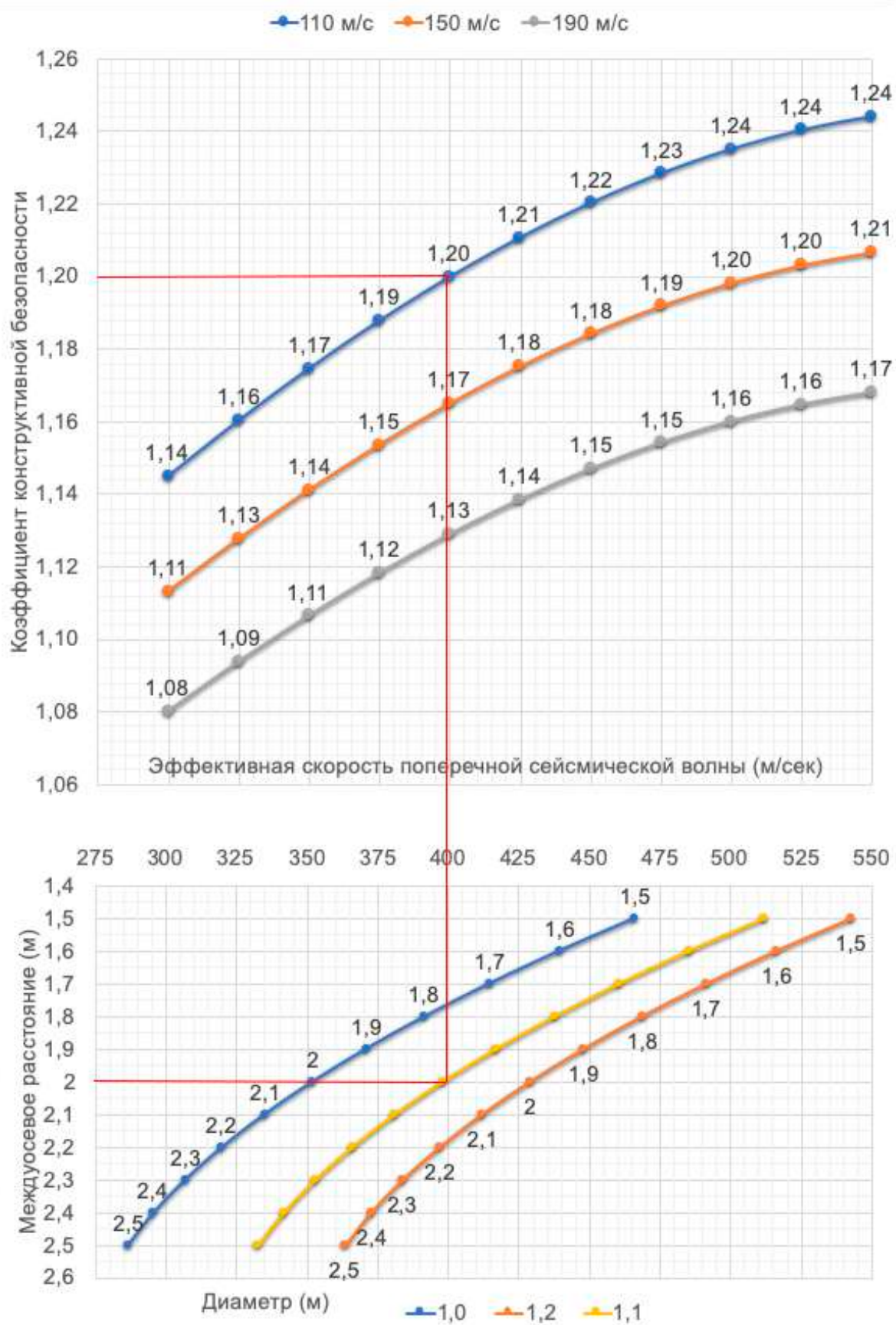


Рис.5.15. Номограмма определения конструктивных характеристик «структурного геомассива»

5.5 Контроль корректности принятого геотехнического решения

Основным методом контроля правильности принятого геотехнического решения является мониторинг за состоянием геотехнической ситуации, и в частности геодезические наблюдения за развитием осадок зданий и сооружений, их анализ и прогноз дальнейшего поведения. При проектировании высоконагруженных оснований зданий (уровень давления 400...500 КПа) недостаточно исследовать только начальный участок графика «осадка - нагрузка», необходимо описать весь процесс развития до величины осадок 100...150 мм. Анализ наблюдений за развитием осадок высотных зданий показал: чем больше скорость приложения нагрузки на основание, тем больше общая величина осадки; неучет режима нагружения приводит к количественным и качественным ошибкам при описании развития осадок. Оптимальной можно признать такую методику прогнозирования осадок, при которой режим нагружения моделировал бы строительную и эксплуатационную нагрузки.

Разработан метод перспективного прогноза осадок зданий, расположенных в системе геотехнических массивов, основанный на данных краткосрочных наблюдений за их развитием в процессе строительства или начального периода эксплуатации [97]. При оценке развития осадок от постоянного уровня действующих давлений предполагаем, что она обусловлена одновременным протеканием фильтрационной и вторичной консолидации грунтов. Зависимость развития осадок в этом случае представлены в виде суммы осадок протекающих в ходе фильтрационной консолидации по теории Терцаги-Герсеванова-Флорина и осадок ползучести, обусловленных развитием реологических процессов в скелете грунта, подчиняющихся теории линейной наследственной ползучести. Обобщенные параметры консолидации в обоих уравнениях являются общими по физическому смыслу, и следовательно, определенные по данным для развития осадки в строительный период могут быть использованы для прогнозирования ее развития после окончания строительства. По результатам такого прогноза оценивается правильность принятого проектного решения или необходимость проведения дополнительных мероприятий по повышению деформационных характеристик основания.

Получив в ходе геодезических наблюдений в строительный период (t_c) зависимость развития осадок $S(t)$ с ростом давления на основание $p(t)$, можно трансформировать ее в зависимость развития осадок $S'(t)$ при мгновенно приложенной постоянной величине действующего давления $p_{max} = const$ (рис.5.16). В этом случае зависимость можно исследовать стандартными методами, используемыми для постоянных по величине и мгновенно приложенных к основанию нагрузок.

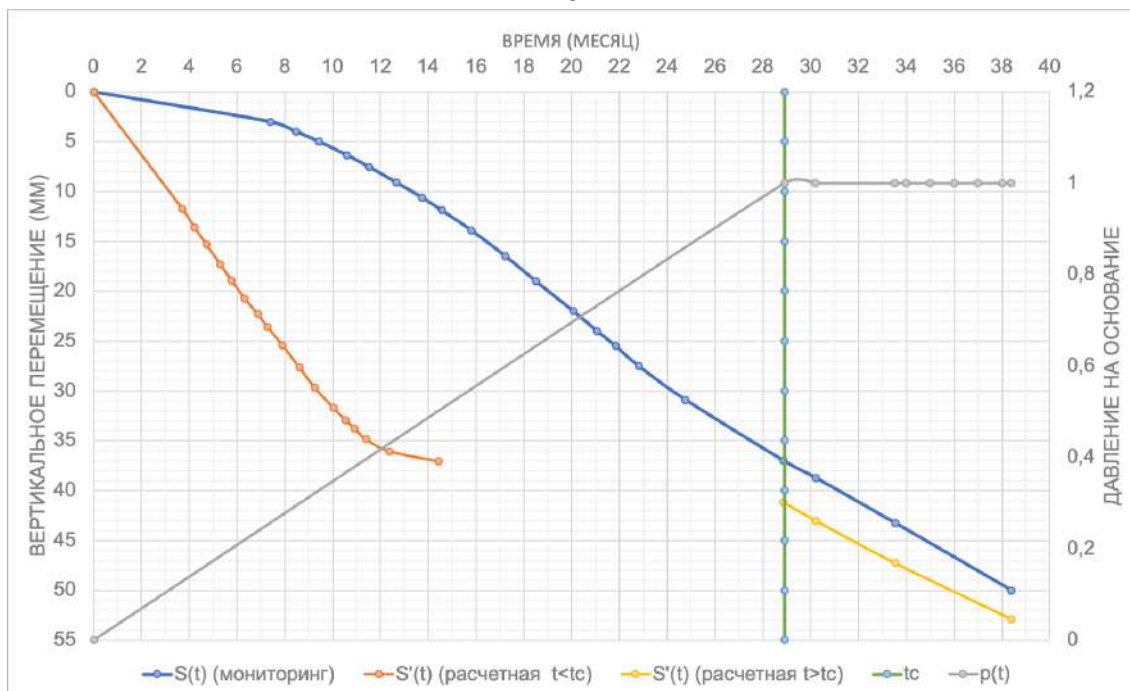


Рис.5.16. График развития осадки во времени при линейном возрастании нагрузки

Поскольку для зависимости s_t выполняется условие постоянства напряжений во времени, то ее можно аппроксимировать экспоненциальной функцией вида:

$$s(t) = s_{\phi}(1 - e^{-Nt}) \quad (5.32)$$

где: $s_{\phi}; N$ - обобщённые параметры.

Определение обобщенных параметров выполняется по следующей методике [4]. График зависимости $S'(t)$ перестраивается в координатах «скорость развития осадки ($\Delta S' / \Delta t$)» - «абсолютная величина осадки $S'(t)$ в момент времени t » (Рис.5.19)

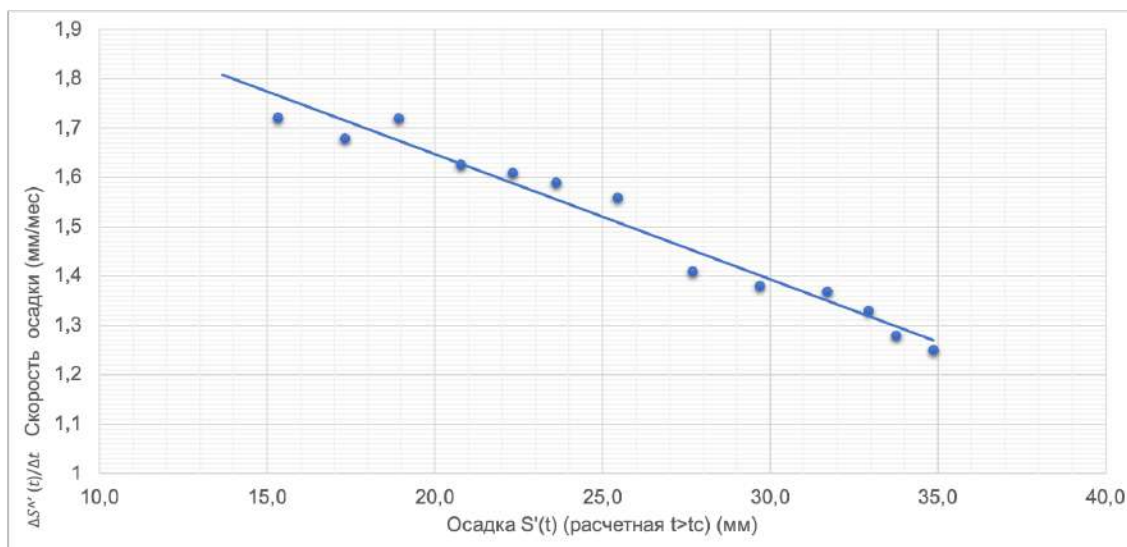


Рис.5.19. График зависимости скорости развития осадки от абсолютной величины осадки

Выполнив график зависимости по данным наблюдений за осадкой в строительный период можем определить значения обобщенных параметров консолидации. Параметр N численно равен тангенсу угла наклона графика к оси абсцисс, а параметр s_ϕ – отсекается графиком на оси абсцисс.

Развитие осадки во времени можно описать зависимостями, основанными на решении одномерной задачи фильтрационной консолидации Терцаги-Флорина:

при $t < t_c$

$$s(t) = s_\phi \left[\frac{t}{t_c} - \frac{8}{N\pi^2 t_c} (1 - e^{-Nt}) \right] \quad (5.33)$$

при $t > t_c$

$$s(t) = s_\phi \left[1 - \frac{8}{N\pi^2 t_c} (e^{-Nt_c} - 1)e^{-Nt} \right] \quad (5.34)$$

Обобщенные параметры консолидации в обоих уравнениях являются общими по физическому смыслу, и следовательно, определенные по данным для развития осадки в строительный период могут быть использованы для прогнозирования ее развития после окончания строительства.

Порядок выполнения прогноза осадки в период эксплуатации по данным геодезических наблюдений в строительный период:

1. График развития нагрузки на основание в строительный период аппроксимируется наклонной прямой, с угловым коэффициентом α , характеризующим рост воздействия на основание. По графику развития нагрузки определяется время (t_c) ее возрастания до проектного значения (p_{max}).

2. График протекания осадки во времени ($s(t)$) перестраивают в график осадок ($S'(t)$) при мгновенном приложении нагрузки (p_{max}).

3. На основании графика ($S'(t)$) строят график зависимости «скорость развития осадки ($\Delta S' / \Delta t$)» - «абсолютная величина осадки $S'(t)$ в момент времени t .

4. Определяют значение обобщённых параметров $s_\phi; N$

5. На основе найденных обобщенных параметров $s_\phi; N$ выполняется прогноз дальнейшего развития осадок во времени в эксплуатационный период времени $t > t_c$.

6. Величина спрогнозированной конечной стабилизированной осадки не должна превышать предельного нормативного значения.

Контроль корректности принятого геотехнического решения осуществляется в ходе геодезического мониторинга в эксплуатационный период, сравнением прогнозируемых и фактических осадок здания.

Выводы по главе 5

1. На основании анализа результатов проведенных экспериментальных опытно-конструкторских работ и теоретических исследований разработан алгоритм проектирования системы грунтобетонных геотехнических барьеров. Схема алгоритма построена по принципу «мониторинг» - «решение» - мониторинг.

2. Определены основные технологические параметры процесса струйной цементации грунта, позволяющие получить гарантированные проектные характеристики жесткого цилиндрического грунтобетонного элемента: геометрические размеры сечения и механические характеристики грунтобетона.

3. На основании полученных теоретических зависимостей разработаны инженерные методы проектирования конструкций: искусственное основание «структурный геотехнический массив», сплошной вертикальный геотехнический массив, сплошной горизонтальный геотехнический массив, позволяющие существенно сократить сроки сравнения вариантов при проектировании, при обеспечении необходимой степени надежности.

4. Предложен наблюдательный метод проектирования и устройства структурного геотехнического массива при стабилизации развития неравномерной осадки существующих фундаментов.

5. Разработан метод проектирования структурного геотехнического массива, выполняемого для снижения сейсмического воздействия на грунтовое основание.

4. Разработан метод прогноза развития осадок здания в период эксплуатации, основанный на геодезических наблюдениях вертикальных перемещений здания в строительный период.

6. Разработанные инженерные методы проектирования и мониторинга системы грунтобетонных геотехнических барьеров внедрены в практику строительства. Предложенный автором подход к проектированию системы грунтобетонных геотехнических барьеров вошел в Справочник геотехника и СП «Грунтоцементные конструкции».

ГЛАВА 6. ВНЕДРЕНИЕ РЕЗУЛЬТАТОВ ИССЛЕДОВАНИЙ СТРУКТУРНЫХ ГЕОТЕХНИЧЕСКИХ МАССИВОВ В ПРАКТИКУ ПРОЕКТИРОВАНИЯ И СТРОИТЕЛЬСТВА ГРАЖДАНСКИХ И ПРОМЫШЛЕННЫХ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

В настоящей главе приводится описание результатов внедрения научно-исследовательских и опытно-конструкторских работ, выполненных в рамках этой диссертационной работы, в проектную и строительную практику. Большая доля подземных частей описываемых объектов была спроектирована и построена сотрудниками компании «Нью Граунд» (г. Пермь). Работы выполнялись в городах Москва, Санкт-Петербург, Краснодар, Пермь, Тюмень, Тобольск, Нижний Новгород, Находка и др. (табл.6.1.).

Приведена краткая характеристика основных объектов, определены цели и задачи научно-технического сопровождения, изложены полученные результаты.

Таблица 6.1. Основные объекты, выполненные с внедрением результатов настоящей
диссертации

№	Объект	Исполнители	Заказчик
1.	Строительство искусственного острова в акватории р. Камы (Пермский край) для разработки месторождения «Сухаревское». (1-я очередь - 2012...2014 гг.; 2-я очередь - 2016...2018 гг.)	НПППД «Недра», «Нью Граунд», (Пермь)	ООО «ЛУКОЙЛ- ПЕРМЬ»
2.	Строительство стадиона и парковой зоны ФК «Краснодар», г. Краснодар (2012...2017 гг.)	НИИОСП им. Н.М. Герсегова, «Нью Граунд», (Пермь)	ООО «Инвестпроект», г. Краснодар
3.	Жилищно-деловой комплекс «Четыре сезона», г. Уфа, (2014...2017 гг.)	ЗАО «Горпроект» (Москва), «Нью Граунд», (Пермь)	Компания «Жилстройинвест», г. Уфа
4.	20 - этажные жилые здания в г. Краснодаре: ул. 70 лет Октября,1; ул. Гаражная, 156; ул. Дальняя, 4 Литер 5,8; ул. Морская,45; ул. Октябрьская,181 Литер 1...5; ул. Репина,3 Литер 1,3; ул. Стахановская,1 Литер,12 (2012...2018 гг.)	«Нью Граунд», (Пермь)	Компания «Нефтестрой- индустрия -Юг», г. Краснодар

5.	Стабилизация осадок основания фундаментной плиты административного здания. (2015 г.)	«Нью Граунд», (Пермь)	ПАО «ЛУКОЙЛ», г.Уфа
9.	Ансамбль «Тобольский Кремль». Выполнение работ по инженерной защите, укрепление стен Прямоного Взвоза, усиление фундаментов Софийско-Успенского кафедрального собора. (2008 г)	«Нью Граунд», (Пермь)	ООО «Тобольск стройреставрация»
6.	Станции «Боровское шоссе», «Рассказовка», Калининско-Солнцевской линии Московского метрополитена. Закрепление грунтов на входе и выходе проходческого щита. (2016...2018 гг.)	ООО «Мосинжпроект», «Нью Граунд», (Пермь)	Мосметрострой
7.	Четвертое транспортное кольцо, г. Москва Устройство ограждающей конструкции и укрепление основания трассы коллектора р. Нищенка. (2012 г.)	ООО «Мосинжпроект», «Нью Граунд», (Пермь)	
8.	Строительство комплекса жилых зданий по адресу: Санкт-Петербург, Загородный пр. ,19. (2013)	ООО «ПИ Геореконструкция» (СПб) «Нью Граунд», (Пермь)	
9	20 -этажные жилые здания в г. Перми: ул. Островского,62; ул. Красноармейская,41; ул. Уфимская,10 (2012...2016 гг.)	«Нью Граунд», (Пермь)	ОАО «Главснаб», г. Пермь
10	Реконструкция здания Арбитражного суда в г. Тюмень, ул. Немцова ,12 (2014 г).	«Нью Граунд», (Пермь)	Департамент строительства и архитектуры г. Тюмень
11	Строительство многоэтажного паркинга в г. Тюмень, ул. Орджоникидзе,63 (2011...2012 гг.)	«Нью Граунд», (Пермь)	ООО «ЦУМ»
12	Физкультурно-оздоровительный комплекс. Нижний Новгород, ул. Максима Горького,150. Устройство вертикального защитного барьера. Закрепление основания существующей фундаментной плиты. (2016...2017 гг.)	«Нью Граунд», (Пермь)	
13	Устройство фундаментов уникальных обрабатывающих станков ЗАО «ИскраАвиГаз», г. Пермь (2012 г.)	«Нью Граунд», (Пермь)	ЗАО «ИскраАвиГаз»
14	Стабилизация осадок фундаментов жилых домов в микрорайоне «Глумилино», г. Уфа (2017...2018 гг.)	«Нью Граунд», (Пермь)	
15	Реконструкция причала №28 порта Восточный, г. Находка (2018 г.)	«Нью Граунд», (Пермь)	ООО «Морстрой технологии»,СПб

6.1 Проектирование и строительство искусственного острова в акватории р. Камы [284,286]

Новым перспективным направлением продвижения разведки нефтяных месторождений является северная часть Пермского Края, район Верхнекамского месторождения калийно-магниевых солей. Но ее проведение связано с достаточно серьезными трудностями, поскольку приемлемые площадки находятся в пойменной части реки Камы и освоение их является весьма сложной инженерной задачей. Покажем опыт инженерной подготовки одной из таких площадок.

В административном отношении площадка расположена в Пермском крае на землях г. Березники в 5 км от южной границы г. Березники, поверхность участка ровная, абсолютные отметки поверхности изменяются в пределах от 106,69 до 107,94 м.

Для ее обустройства было необходимо построить искусственный остров из намывного песка с размерами в плане 250 на 220 метров с абсолютной отметкой поверхности 110,3 м; переходную дамбу длиной 727 м и шириной 15,0 метров и проложить около пяти километров технологической дороги (рис.6.1). Общая площадь технологической площадки составляет 54430 м². Выполнены земляные сооружения (насыпи из песка) общим объемом 504000 тн.

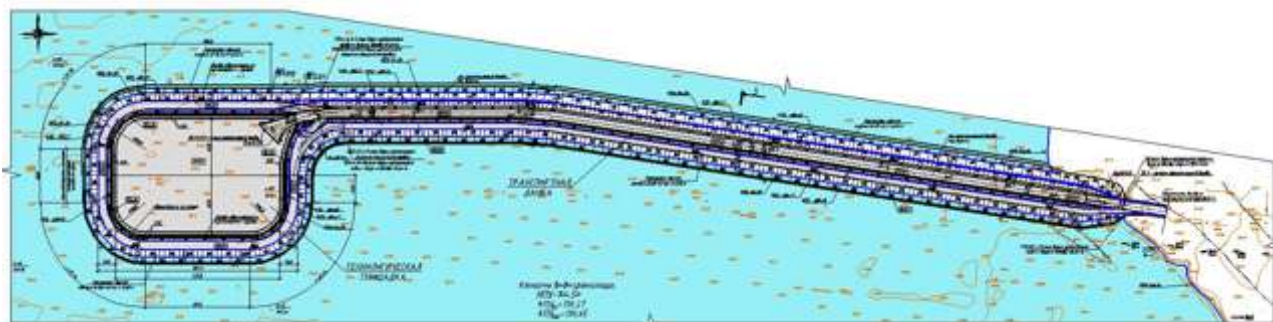


Рис.6.1. Схема искусственного острова (1-я очередь)

Инженерно – геологические условия площадки: в геоморфологическом отношении участок приурочен к затопляемой левобережной террасе р. Камы и расположен в акватории Камского водохранилища.

Инженерно-геологический разрез площадки (сверху вниз): ИГЭ 1в – ил супесчаный. Мощность от 0,50 до 0,70м. ИГЭ 1 – торф сильно-разложившийся, насыщенный водой. Мощность от 0,5 до 4,5 м. Модуль общих деформаций $E = 0,15$ МПа. ИГЭ 3 – глина мягкопластичная с примесью органических веществ. Мощность от 0 до 2,0 м. . Модуль общих деформаций $E = 10,0$ МПа. ИГЭ 5 – песок средней крупности. Вскрытая мощность от 7,0 до 9,3 м. В пределах площадки (в интервале отметок от 107,42 до 106,06м) развиты

специфические слабые грунты (торфы и илы) суммарной мощностью от 0,70 до 4,5 м. Подземные воды на период изысканий (февраль-март) вскрыты на глубине от 0,50 до 1,00м (абсолютные отметки от 106,38 до 106,67м). В периоды наивысших уровней Камского водохранилища, участок затапливается водами водохранилища. Обеспечение технологических требований по размещению бурового оборудования на площадке с такими геологическими характеристиками без выполнения мероприятий по искусственному упрочнению грунтов практически невозможно. Осадка слоя органо-минерального грунта в естественных условиях под слоем песчаной насыпи по расчету протекала бы в течение 35...45 лет и составила бы величину 35...50 см.

6.1.1 Варианты и оценка технологии устройства инженерного сооружения

Вариант №1. Выполнение выторфовки.

В мировой практике строительства в подобных условиях самым тривиальным решением устройства основания является замещение слабонесущих грунтов (выторфовка) на грунты с приемлемыми нормативными физико-механическими характеристиками. В случае реализации данного варианта производится замена ила и торфа песком.

До начала работ по выторфовке требуется выполнить мероприятия по защите транспортной дамбы и мостового перехода на период строительства, а именно устройство временного ограждения (в качестве шпунтового) из грунтоцементных свай. С целью обеспечения устойчивости существующей стены в грунте и ограждения дамбы на период разработки выемки необходимо устроить анкера в два яруса. Для этого используется специализированная буровая техника.

В силу того, что независимо от времени года и наружных температур слабый грунт (торф) остается в зоне положительных температур и практически не меняет своих физико-механических характеристик, выемка грунта потребует применения специализированной экскаваторной техники со значительно увеличенным вылетом стрелы, с промежуточной перегрузкой (для исключения неэффективной загрузки грузового транспорта).

Складирование больших объемов торфа связано с обеспечением высоких требований пожарной безопасности, поскольку в этом случае возможно самовозгорание торфа. Горение торфа происходит в анаэробной среде, трудно поддается тушению, вызывает выделение большого количества газообразных продуктов горения, что резко ухудшает экологическую обстановку площадки строительства.

Кроме того, выемка торфа не позволит сформировать откосы котлована с приемлемым углом наклона, что приведет к существенному увеличению объема земляных работ.

При НПУ (нормальный подпорный уровень) водохранилища выше 107,1 работы необходимо было выполнять на территории, заполненной водой. При максимальном НПУ с изменяемой отметкой дна применение спецплавсредств не представляется возможным.

Таким образом, продолжительность строительства с учётом возможности выполнения работ по выторфовке только в зимний период года с декабря по март составит ориентировочно 21 месяц. Далее, после выполнения выторфовки, производится возведение насыпи технологических площадок - отсыпка песка с послойным уплотнением.

Вариант №2. Закрепление органоминеральных и органических грунтов.

В целях повышения прочности оснований используется способ закрепления грунтов методом струйной цементации («jet-grouting») (Рис.6.2).

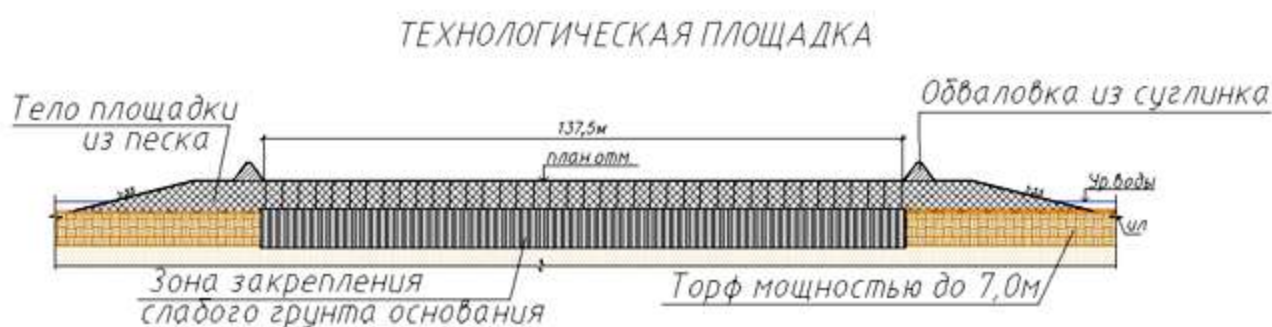


Рис.6.2. Схема закрепления основания острова

Данная технология позволяет создать искусственно улучшенное основание с проектируемыми физико-механическими характеристиками в виде «структурного геомассива», а именно слоя грунта, армированного жесткими грунтобетонными элементами.

Вариант с устройством искусственно улучшенного основания по сравнению с вариантом выполнения выторфовки имеет ряд технологических преимуществ:

- не имеет ограничений по сезонности и не приводит к значительным трудозатратам по вывозу и утилизации и замещению торфов, ила;
- позволяет контролировать качество выполнения работ на каждом этапе, одновременно с этим обеспечить требуемые свойства основания насыпи по характеристикам несущей способности и деформируемости;
- высота отсыпки насыпи песком в варианте закрепления грунтов в два и более раза меньше по сравнению с вариантом выторфовки, в связи с этим при выполнении выторфовки период консолидации насыпи и величина осадки будут значительно выше.

Экологическая безопасность применения технологии струйной цементации грунта в акватории реки Камы была подтверждена экологической экспертизой отобранных образцов

грунтобетона и отходов технологии (грунто-цементная пульпа). Грунтобетон не вызывает негативного воздействия на биосферу. Отходы производства (пульпа) отнесены к 6 классу (неопасные) и могут быть складированы на полигонах без дополнительных мероприятий.

Продолжительность выполнения работ по реализации данного варианта составляет 11 месяцев.

Вариант №3. Метод фильтрационной консолидации с пригрузением грунтов

В практике строительства (помимо указанных выше) существует метод устройства насыпи методом выдавливания слабонесущего грунта с консолидацией. При этом предполагается поэтапная отсыпка грунта с применением экскаваторов, бульдозеров, катков и автосамосвалов с технологическими перерывами для стабилизации осадок. Количество этапов в таком случае зависит от величины осадки, спрогнозировать которую не представляется возможным. Период консолидации в общей сложности достигает 10-15 лет с непрогнозируемыми осадками массива, что является недопустимым.

В связи с этим данный метод не приемлем, так как увеличивает объем песчаного грунта для устройства насыпи в несколько раз на величину сжатого торфа. Также данный метод не соответствует требованиям Заказчика, несет экологические риски.

Сравним предложенные варианты в табличной форме.

Таблица 6.2. Матрица сравнения вариантов согласно критериям

№ п/п	Критерий сравнения	Вариант №1. Выполнение выторфовки	Вариант №2. Закрепление органоминеральных и органических грунтов	Вариант №3. Метод фильтрационной консолидации с пригрузением грунтов
1	Возможность круглогодичной реализации работ	«-»	«+»	«-»
2	Продолжительность строительства	«-»	«+»	«-»
3	Экологическая безопасность	«-»	«+»	«-»
4	Стоимость	«-»	«+»	«-»
5	Технологичность	«-»	«+»	«-»

Таким образом, по совокупности рассматриваемых параметров, в том числе эксплуатационной надежности, технологической сложности, экономической эффективности выбран оптимальный вариант (Вариант № 2) с применением закрепления грунта по технологии струйной цементации. Также данный вариант является оптимальным и рациональным применительно к условиям строительства и требованиям Заказчика. Удельные

затраты на один квадратный метр устройства основания производственной площадки по Варианту №2 меньше, по сравнению с вариантом выторфовки (Вариант №1).

6.1.2 Реализация принятого решения

Армирование грунта (закрепление) выполнено по технологии струйной цементации грунтов «jet-grouting» по двухкомпонентной схеме «Jet-2».

Устройство элементов производилось в 2 этапа: 1) лидерное бурение буровой установкой типа RAPTOR TWS с предварительным размывом грунта в интервале закрепления с поверхности насыпной площадки – прямой ход; 2) подача цементного раствора и струи воздуха с одновременным подъемом бурового инструмента – обратный ход.

Состав раствора определяется исследовательским путем с целью достижения расчетных показателей в зависимости от индивидуальных геологических условий. Расход цемента в случае работы с торфами составляет 700 кг на кубический метр закрепленного грунта. При этом в грунте формируется колонна диаметром 1100...1200 мм, что подтверждается экспериментами на опытных участках (Рис.6.3). Характеристики закрепленного торфа: Прочность на одноосное сжатие $R_{сж} = 0,7$ МПа, модуль деформации $E = 70,0$ МПа.

Конструктивно закрепление выполняется в виде устройства геомассива, состоящего из грунта естественного сложения и армирующих элементов, расположенных по сетке шагом 1,8 х 1,8 м (Рис.6.4). В этом случае геомассив рассматривается как композитный конструкционный материал с приведенными деформационными характеристиками – модуль общих деформаций $E = 24,0$ МПа. Прогнозируемая осадка уплотнения основания под действием пригрузки песчаной насыпи в данном случае составляет 1,0...3,0 см.



Рис.6.3 Грунтобетонный армирующий элемент

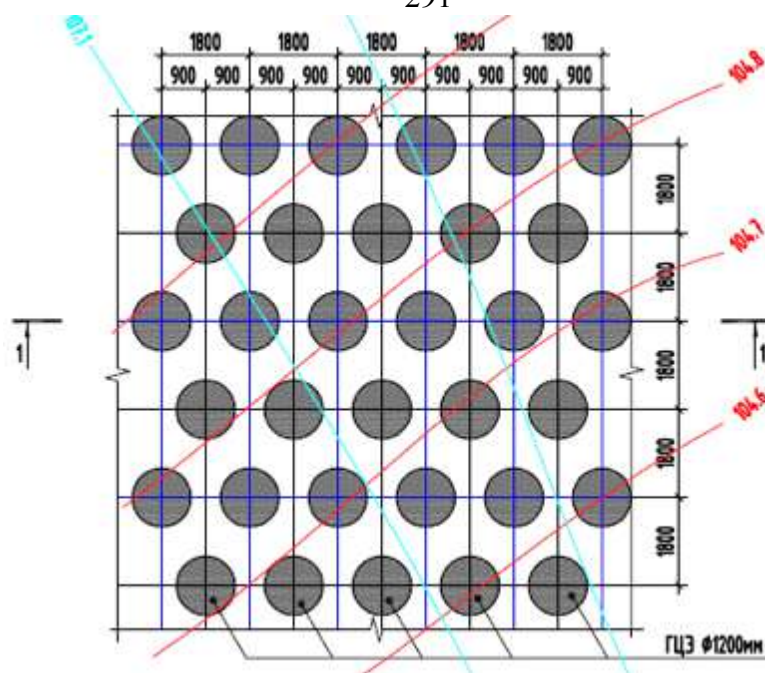


Рис.6.4. Схема размещения грунтобетонных армирующих элементов

Преимуществом принятого конструктивного решения является достаточная оперативность его реализации, поскольку основным потребным строительным материалом является только цемент, правда в значительных количествах – до 20 000 т, при этом пиковая поставка сутки составляла до 200 т. Общий объем закрепленного грунта (болота I и II типов) составил 109700 м³. Работы на площадке начались в феврале 2011 г, одновременно на площадке работало от трех до шести комплексов струйной цементации грунта, включающих буровую машину (TWS 1400 RAPTOR) и агрегаты подготовки (миксер TWM 20 и высокого давления TW 400/S). В период производства работ велся постоянный контроль качества закрепления грунтов. Сплошность массива контролировалась контрольным бурением с отбором кернов. Образцы закрепленного грунта испытывались независимой лабораторией Горного института Уральского отделения РАН по стандартной методике определения предела прочности и модуля деформации материала. По результатам испытаний прочность на сжатие образцов составляет $R_{сж} = 0,8...5,0$ МПа, модуль общих деформаций $E = 100..170$ МПа, что подтверждает проектные данные.

Применение конструкции «структурный геомассив», разработанной автором, позволило обеспечить требуемую эксплуатационную надежность технологической площадки (рис.6.5) , и получить экономический эффект за счет сокращения сроков ее строительства.

Технологическая эксплуатация площадки искусственного острова показала правильность принятого конструктивного решения, вертикальные перемещения основания находятся в расчетных пределах. В дальнейшем это конструктивное решение - «структурный геомассив» было использовано при расширении технологической площадки (Рис.6.6. вторая очередь строительства - 2018 г.)



Рис.6.5. Общий вид искусственного острова (1-я очередь, 2015 г.)



Рис.6.6. Вторая очередь искусственного острова (сентябрь 2018 г.)

6.2 Строительство комплекса зданий футбольного клуба «Краснодар» [101, 286]

Применение струйной цементации грунта позволяет выполнить армированное грунтовое основание с заданными физико-механическими характеристиками - «структурный геомассив», обеспечивающее высокую эксплуатационную надежность. Это выражается в снижении абсолютной величины вертикальных перемещений, равномерности их распределения по пятну нагружения основания. В этом случае также снижается сейсмическая балльность площадки строительства. При этом по сравнению с традиционными проектными решениями (применение буронабивных свай) сокращаются сроки проведения работ и снижается стоимость подготовки основания. Одним из таких примеров является строительство нового стадиона футбольного клуба «Краснодар».

Характеристика площадки.

Площадка расположенная в г. Краснодаре, в Прикубанском внутригородском округе, по ул. Восточно-Кругликовской. Рельеф участка строительства относительно ровный. Абсолютные отметки поверхности земли колеблются от 27,2 до 28,4 м.

В пределах изученной в ходе инженерно-геологических изысканий толщи грунтов (до глубины 40 м) было выделено 7 инженерно-геологических элементов: ИГЭ-1 суглинок твердый, просадочный ($E=12,4$ МПа); ИГЭ-2 суглинок полутвердый ($E=16,5$ МПа); ИГЭ-3 песок пылеватый, плотный ($E=28,0$ МПа); ИГЭ-4 глина полутвердая ($E=14,9$ МПа); ИГЭ-5 суглинок тугопластичный ($E=12,0$ МПа); ИГЭ-6 песок средней крупности, плотный ($E=34$ МПа); ИГЭ-7 песок гравелистый, плотный ($E=41,0$ МПа).

В соответствии с рекомендациями по применению карт ОСР-97 спортивные сооружения относятся к объектам повышенной ответственности, сейсмичность которых определяется по карте ОСР-97В. Следовательно фоновая сейсмичность для исследуемого объекта в дробных значениях определяется равной 7.85 балла при повторяемости таких сотрясений 1 раз в 1000 лет. Выделенные для отмеченных условий два очага сценарных землетрясений с магнитудами равными 6.5 и 5.5, приуроченных к наиболее опасным сейсмогенерирующим нарушениям, использовались для расчета акселерограмм сейсмических воздействий на площадке строительства по данным о сейсмогеологическом разрезе, полученным для исследуемого участка.

Анализ инженерно-геологических условий площадки и научно-техническому отчету по сейсмичности участка показал, что основной проблемой площадки является возможность вибразжирования и виброползучести слоя плотных пылеватых песков ИГЭ-3, а также высокая пористость слоя бурых глин ИГЭ-4 при воздействии землетрясения силой 8 баллов.

Расчет уточненной сейсмичности территории был выполнен методом сейсмических жесткостей [128]. В соответствии с анализом, за «средний» грунт приняты грунты, представленные суглинистыми отложениями, характеризующимися для верхней 10-метровой толщи следующими средними параметрами: плотность $\rho_c = 1,95 \text{ т/м}^3$; скорости распространения поперечных волн $V_s=250 \text{ м/с}$; сейсмическая жесткость $V_c\rho_c = 488 \text{ м/с}^* \text{ т/м}^3$

Расчеты приращений за счет акустической жесткости $\Delta J_{\text{ж}}$ по средним значениям сейсмических жесткостей ($V \cdot \rho$) для верхней 10-метровой толщи выполнены в соответствии с зависимостью С.В. Медведева:

$$\Delta J_{\text{ж}} = 1,67 \lg \left(\frac{V_c \rho_c}{V_{\text{и}} \rho_{\text{и}}} \right) \quad (6.1)$$

где: $V_c \rho_c$ – сейсмическая жесткость «среднего» грунта;

$V_{\text{и}} \rho_{\text{и}}$ – сейсмическая жесткость грунта в исследуемом пункте.

Таблица 6.3. Расчет уточненной сейсмичности

№ ИГЭ	Параметры элемента			Приращение $\Delta J_{\text{ж}}$	Сейсмичность	
	$V_s \text{ (м/с)}$	$\rho_c \text{ (т/м}^3\text{)}$	$V_s \rho_c$		Исходная	Расчетная
ИГЭ-2	219	1,98	434	0,08	8	8,08
ИГЭ-3	248	1,98	491	0,00	8	8,00
ИГЭ-4	221	1,98	418	0,12	8	8,12

Расчеты показали, что грунты в основании спортивной арены стадиона в целом соответствуют принятым сейсмическим характеристикам «среднего грунта» - полутвердые суглинки.

На этапе анализа документации по возведению стадиона были выявлены следующие основные особенности его конструктивной схемы: существенная неоднородность нагрузок, передаваемых на основание и то, что допустимая разница осадок между блоками стадиона должна составлять не более 2,5 см.

Таким образом, необходимость закрепления основания была обусловлена потенциальной возможностью виброразжижения и виброползучести слоя ИГЭ-3 и ИГЭ-4, а также обеспечением деформационных характеристик основания, отвечающих требованиям, предъявляемым к конструкциям стадиона по относительной разности осадок.

Рассматривались два варианта обеспечения эксплуатационной надежности основания фундаментной плиты в условиях сейсмических воздействий:

- устройство свайного основания из буронабивных элементов, длиной 15...20 метров;
- закрепление слоев ИГЭ-3 (водонасыщенные пески) и ИГЭ-4 (полутвердые глины) по технологии струйной цементации.

Вариант применения струйной цементации грунта оказался более предпочтительным. Устройством основания «структурный геомассив» по регулярной сетке по всему пятну фундаментной плиты достигается большая однородность и сейсмическая жесткость, чем в случае применения локальных (в местах расположения несущих элементов) железобетонных свайных элементов. Устройство регулярной сетки армирующих элементов с более высокой, по отношению к естественному грунту скоростью прохождения поперечной сейсмической волны (V_s) также приводит к тому, что в них рассеивается значительная часть энергии сейсмической волны, и ее воздействие на грунт, защищенный элементами, становится минимальным.

В основании плиты были выполнены вертикальные грунтоцементные армирующие элементы диаметром 1,3...1,5 м с шагом осей 2,5...2,8 м (Рис.6.7). Эффективный модуль деформации структурного геомассива определенный по предлагаемой зависимости составил - 80 МПа.

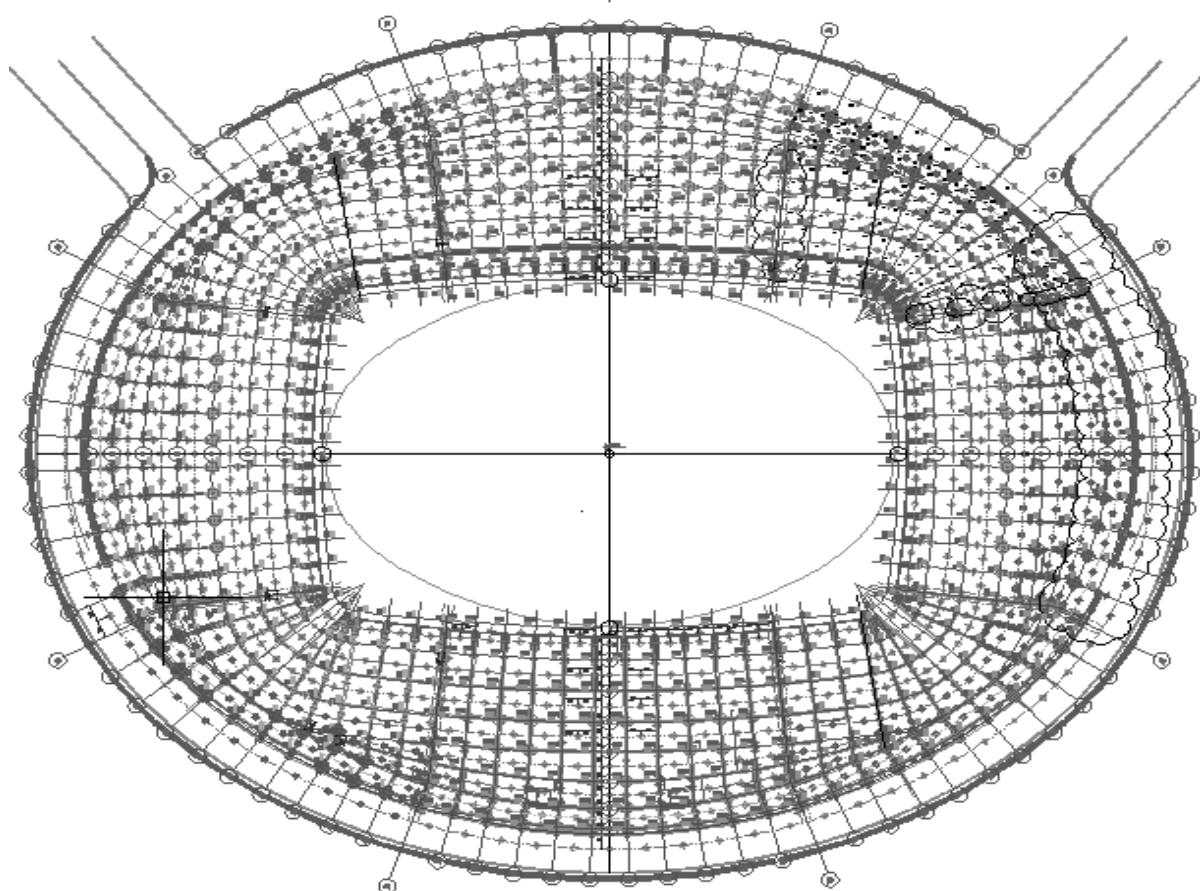


Рис.6.7. План размещения армирующих элементов в основании трибун стадиона

Был выполнен расчет прогнозируемой сейсмичности для конструкций стадиона, фундамент которых будет размещаться на грунтах закрепленной толщи представленной: ИГЭ-2* мощностью 4 м, ИГЭ-3* мощностью 3 м и ИГЭ-4* мощностью 3 м.

Проектные физико-механические характеристики грунтобетонных элементов приведены в табл.6.4. Скорость распространения поперечной волны в грунтобетоне определена в ходе опытов по определению длины элементов геофизическими методами (раздел 2.1.2) .

Таблица 6.4. Физико-механические характеристики грунтобетона

Материал ствола элемента	Удельный вес, γ_n , кН/м ³	Коэфф. пористости, e	Скорость попер. волны V_s , м/с	Прочность на одноосное сжатие, $R_{гб}$ МПа	Модуль деформации $E_{гб}$, МПа	Коэфф. Пуассона, ν
Грунтобетон	18,0	0,5	800,0	2,5	350	0,3

Зависимость скорости распространения сейсмической волны в «структурном геомассиве» от эффективного модуля деформации (2.33) получена нами в гл.2:

$$V_s = \left(\frac{k_1 E_{эф}}{\gamma (1 + \nu)} \right)^{0.5} \quad (6.2)$$

Проектные эффективные физико-механические характеристики «структурного геомассива» приведены в таб.6.4. Расчеты приращений сейсмической интенсивности за счет эффективной сейсмической жесткости $\Delta J_{ж}$ «структурного геомассива» приведен в табл. 6.6

Таблица 6.5. Проектные эффективные характеристики «структурного геомассива»

Номер ИГЭ закрепленного грунта	Плотность, ρ т/м ³	Коэффициент Пуассона, ν	Модуль деформации, $E_{гб}$, МПа	Скорость попер. волны V_s , м/с
ИГЭ-2*	1,86	0,35	77,0	430
ИГЭ-3*	1,82	0,35	88,0	460
ИГЭ-4*	1,86	0,35	75,0	424

Таблица 6.6. Расчет уточненной сейсмичности

№ ИГЭ	Параметры элемента			Приращение $\Delta J_{ж}$	Сейсмичность	
	V_s (м/с)	ρ (т/м ³)	$V_s \rho_c$		Исходная	Расчетная
ИГЭ-2*	430	1,98	851	-0,40	8	7,60
ИГЭ-3*	460	1,98	911	-0,45	8	7,55
ИГЭ-4*	424	1,98	839	-0,39	8	7,61

Устройство структурного геомассива снижает сейсмичность площадки в среднем на 0,4 балла. Поправочный коэффициент к величинам амплитуды перемещений, скоростей и ускорений расчетной грунтовой толщи учитывающий инженерно-геологические условия на площадке строительства определяется выражением:

$$K = 2^{\Delta J_{ж}} = 2^{-0.4} = 0,76 \quad (6.3)$$

При выполнении работ контролировались геометрические характеристики элементов (диаметр и длина) и механические характеристики грунтобетона. Всего было отобрано около 200 проб с различных глубин, выполнена статистическая обработка полученных результатов.

Таким образом, устройство грунтоцементных армирующих элементов значительно повышает эксплуатационную надежность основания за счет повышения его деформационных характеристик и активной защиты грунтов от воздействия сейсмических колебаний, и обеспечивает безопасную эксплуатацию спортивного сооружения на всех этапах его строительства и эксплуатации (Рис.6.8).



Рис.6.8. Этапы строительства комплекса зданий стадиона ФК «Краснодар»

6.3 Проектирование и строительство подземной части комплекса высотных жилых зданий «Четыре сезона», г. Уфа [91,103,286]

При возведении комплекса зданий «Четыре сезона» были выполнены моделирование геотехнической ситуации при устройстве системы вертикальных и горизонтальных геотехнических массивов на стадии проектирования и мониторинг поведения системы в процессе строительства. Комплекс состоит из делового центра и жилого здания: включает 18-ти и 31-но этажные башни «Идель-Тауэр», объединенные 3-11-ти этажным стилобатом и подземную парковку (Рис.6.9).



Рис.6.9. Жилой комплекс «Четыре сезона»

Характеристика площадки

В геоморфологическом отношении участок приурочен к верхней части правого коренного склона долины р. Белой. В геологическом строении площадки до глубины 60,0м принимают участие отложения четвертичного и пермского возрастов. В пределах площадки до глубины 30,0 м выделено четыре инженерно-геологических элемента (ИГЭ): ИГЭ №1 – глина полутвердая ($N_{23}-Q_1$).; Мощность – от 1,0...2,0м до 4,9...7,2м.; ИГЭ №2 – глина твердая и полутвердая с прослоями песчаников, известняков, мергеля (P_{1ss}); Мощность глины с учетом прослоев от 2,0 до 13,0м; ИГЭ №3 – песчаник выветрелый (P_{1ss}); Мощность песчаников от 0,5 до 8,3м; ИГЭ №4 – мергель выветрелый до глинистого состояния (P_{1ss}); Мощность мергеля от 1,2 до 4,1м.

Водоносный комплекс в породах уфимского яруса имеет сложное строение представляя собой комплекс отдельных маломощных линз, прослоев и пластов. Водовмещающие грунты - прослой песчаников. Воды – пластово-трещинно-порового типа, безнапорные. В процессе освоения территории возможно формирование техногенного водоносного горизонта в зоне заложения фундаментов и на глубине заложения подземных коммуникаций.

Для оценки влияния геотехнической ситуации на механическую безопасность здания, необходима оценка критических значений параметров безопасности основных несущих конструкций здания и степень их зависимости от характеристик основания. Эти параметры определяются конструктивным решением здания. Конструктивная схема зданий - каркасная в монолитном железобетонном исполнении. Фундаменты – монолитные железобетонные плиты толщиной 1000...2200 мм. Ядрами жесткости служат монолитные лестничные клетки и шахты лифтов. Пространственная жесткость здания обеспечивается совместной работой продольных и поперечных стен с дисками перекрытий. Секции разделены между собой деформационными осадочными швами.

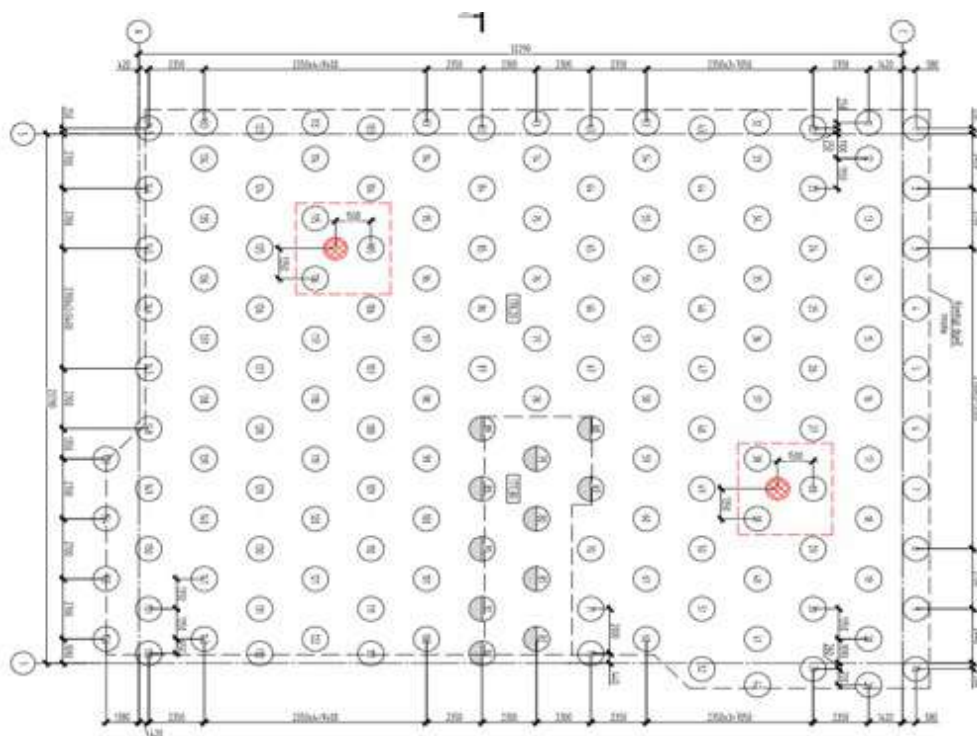
Критическими параметрами проектирования подземной части являются: вертикальное перемещение (осадка) – 300 мм, максимальный крен высотной части – 0,002; относительная разность осадок – 0,003.

Подземная часть комплекса, включающая в себя автомобильную парковку имеет глубину 9,0...11,7 м от поверхности грунта. Для ее нормальной эксплуатации и минимизации влияния на прилегающую территорию и окружающую застройку по периметру подземной части критическими параметрами проектирования являются: для внутреннего пространства - обеспечение коэффициента устойчивости вертикальных поверхностей подземной части не ниже 1,2, горизонтальное перемещение не более 50 мм; для внешнего пространства – дополнительная осадка зданий окружающей застройки не более 30 мм, относительная разность осадок не более 0,0010.

Выделим основные этапы оценки геотехнической ситуации.

Этап 1. Обеспечение механической безопасности зданий во внутреннем пространстве системы: обоснование мощности и требуемых характеристик армированного основания высотной части с целью обеспечения допустимых деформаций; оценка влияния высотной башни на деформации соседних секций.

Проведенные предварительные расчеты при проектном нагружении показали недопустимый крен здания 31-но этажной башни при возведении фундамента на естественном грунте. Поэтому для обеспечения выполнения проектных параметров по осадкам и кренам фундаментов было выполнено моделирование устройства в основании «структурного



Необходимые значения параметров проектирования, для обеспечения коэффициента надежности системы не менее $K_n = 1,2$ были достигнуты при мощности «структурного геомассива» $H = 15$ метров и эффективном модуле общих деформаций – $E = 70,0$ МПа. Сравнительные результаты показаны в таблице 6.7.

Параметры	Значения абс./ K _н	
	на естествен. основании	«геомассив»
Максимальный крен высотной секции комплекса [0,002]	0,00259/0,77	0,0015/1,33
Максимальное значение относительной разности осадок фундамента ($\Delta s/L$) [0,003]	0,00319/0,94	0,00113/2,65
Средняя осадка фундамента ($\bar{s}$) [300 мм]	357 мм/0,84	180 мм/1,22

В результате использования струйной цементации, в рыхлых грунтах (глины, пески) создаются однородные по составу цилиндрические грунтоцементные столбы-элементы диаметром 1100 мм. В скальных и полускальных грунтах (песчаники, мергели), в зависимости

от степени выветрелости, закрепленные массивы диаметром 1100 мм представляют собой сцементированные обломки или сцементированные по трещинам исходные породы. Проектные физико-механические характеристики грунтобетона приведены в табл.6.8.

Для обеспечения требуемых приведенных характеристик закрепленного основания, диаметр элементов принят – 1000 мм.

Размещение грунтоцементных элементов в плане принято по сетке в шахматном порядке, исходя из физико-механических характеристик ствола элементов размеров, диаметра элементов и требуемых характеристик основания.

Таблица 6.8. Физико-механические характеристики грунтобетона

Исходный грунт	Характеристики				
	Удельный вес, $\gamma_{гц}$, т/м ³	Прочность на одноосное сжатие, $R_{гц}$, МПа	Сцепление $C_{гц}$, кПа	Угол внутреннего трения, $\varphi_{гц}$, град	Модуль деформации $E_{гц}$, МПа
Глина	1,8	2,5	65,0	35,0	350

Эффективные физико-механические характеристики армированного грунта вычислены как средневзвешенные с учетом физико-механических свойств, размеров грунтоцементных элементов и размеров природного вмещающего грунта приведены в таблице 6.9.

Таблица 6.9. Эффективные характеристики закрепленного геомассива

Наименование	Удельный вес, $\gamma_{гц}$, т/м ³	Модуль деформации, $E_{гц}$, МПа
ИГЭ-2*	1,97	72,0
ИГЭ-3*	1,98	74,0

Для распределения напряжений под фундаментной плитой и исключения передачи горизонтальных нагрузок на грунтоцементные элементы, по верху закрепленного грунта устраивается уплотненная промежуточная подушка из щебня толщиной 300 мм с модулем деформации не ниже 30 МПа.

Расчетный эффективный модуль деформации «структурного геомассива» полученный по зависимости составляет $E_{эф} = 75$ МПа. Опытный эффективный модуль деформации «структурного геомассива» полученный по результатам штамповых испытаний находится в диапазоне: 95,2...105,9 МПа.

Этап 2. Обеспечение механической безопасности зданий во внутреннем пространстве системы: оценка общей устойчивости и горизонтальных перемещений вертикальных поверхностей подземной части; Обеспечение механической безопасности внешнего пространства системы: минимизация влияния на прилегающую территорию и окружающую застройку.

По периметру подземной части устраиваем вертикальный геотехнический массив. В конструкцию геотехнического массива входят вертикальные ограждающие элементы (экран) и грунтовые анкера, фиксирующие его положение в пространстве (Рис.6.11).

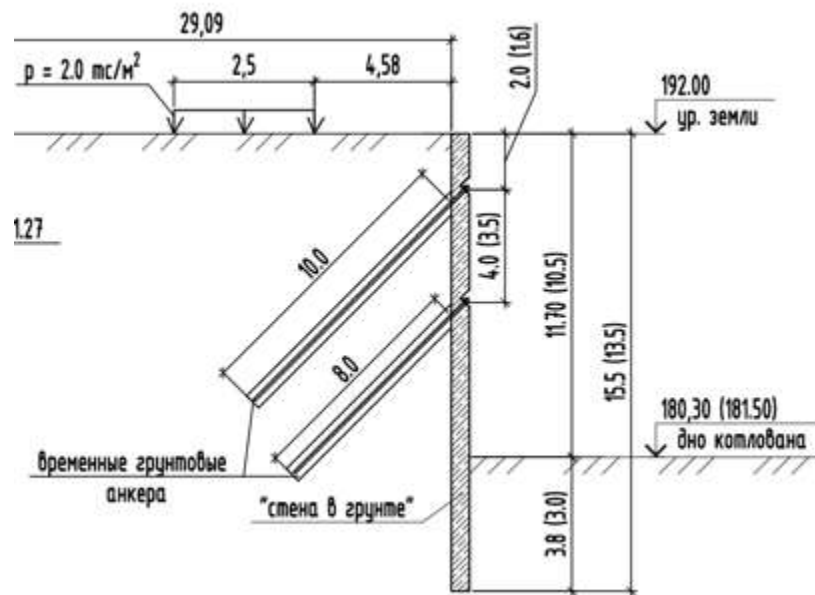


Рис.6.11. Конструктивная схема вертикального геотехнического массива

При решении задачи о напряженно-деформированном состоянии геотехнического массива полагаем, что грунтобетон не сопротивляется растяжению. В этом случае основным параметром конструирования экрана является период его вертикального армирования и сечение армирующей конструкции. Расчетная схема сплошного вертикального массива приведена на рис.6.12.

Моделирование напряженно-деформированного состояния ограждения котлована, окружающего грунтового массива и основания сооружений окружающей застройки учтено следующими расчетными фазами (стадиями):

1. Моделирование природного напряженного состояния грунтового массива путем решения задачи компрессии основания от собственного веса грунта; моделирование строительства существующих зданий и сооружений; фаза стабилизации осадок.

2. Устройство вертикального геотехнического массива, экскавация котлована, аварийная ситуация с выводом из строя одного из анкеров.

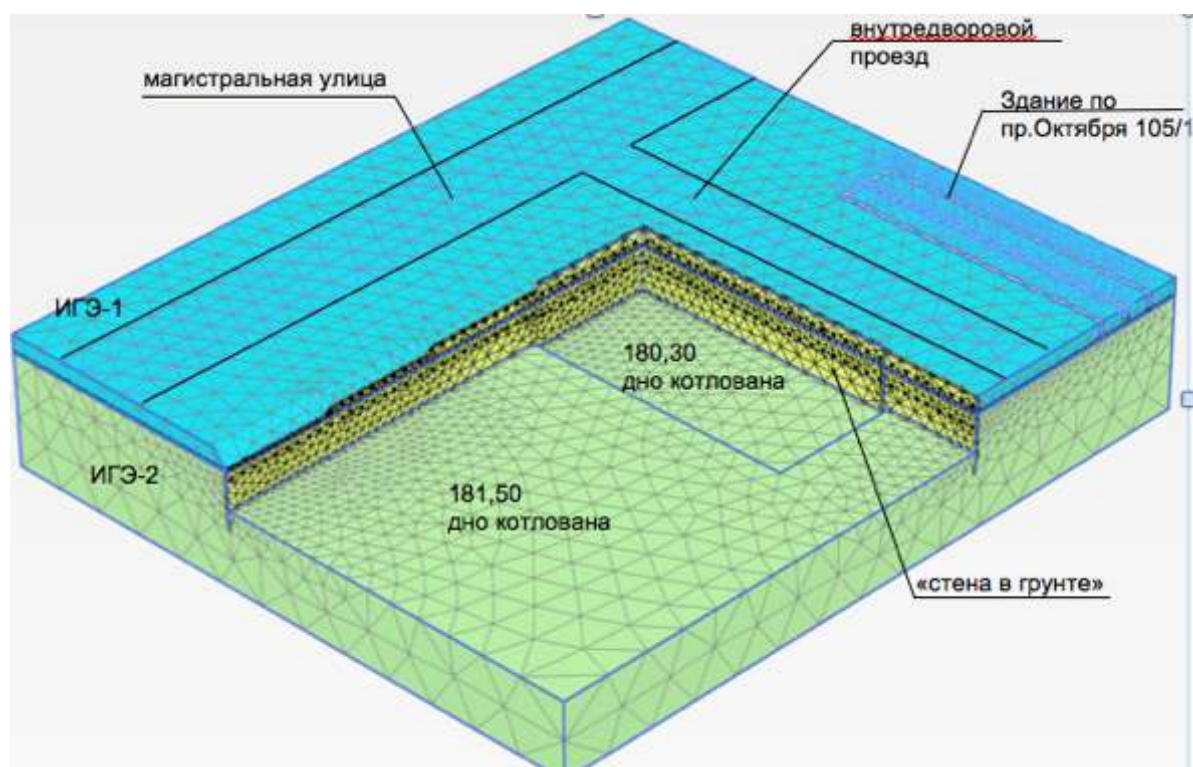


Рис.6.12. Расчетная схема вертикального геотехнического массива

Необходимые значения параметров проектирования, для обеспечения коэффициента надежности системы не менее $K_n = 1,2$ были достигнуты при гибкости экрана равной $\lambda = 40$. Изополя распределения горизонтальных и вертикальных перемещений показаны на рис.6.13,6.14. Сравнительные результаты показаны в таблице 6.10.

Таблица 6.10 – Параметры проектирования вертикального геотехнического массива

Параметры	Значения абс./ K_n
Максимальное горизонтальное перемещение экрана (мм)	40,5/1,23
Коэффициент устойчивости вертикальной поверхности	2,145 / 1,78
Максимальное дополнительная осадка существующих зданий (мм)	9,2/3,26
Максимальная относительная разность осадок существующих зданий	0,00082/1,22

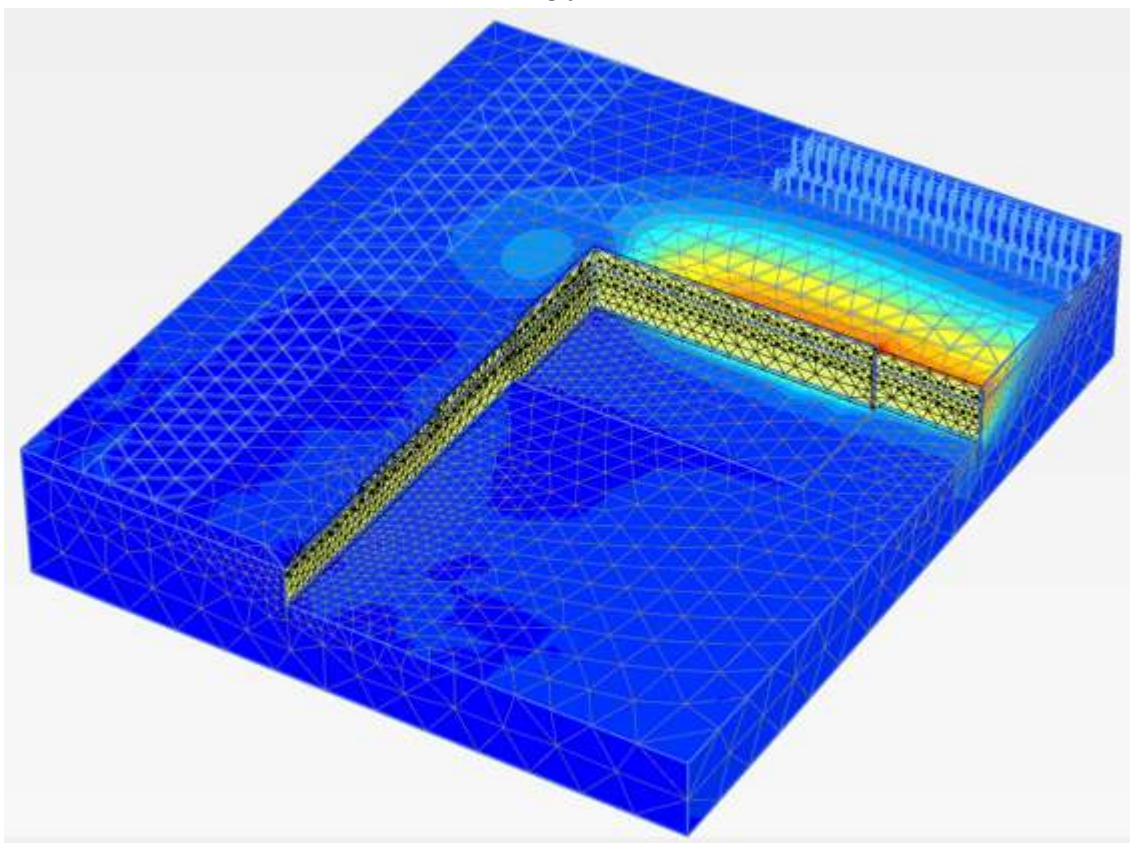


Рис. 6.13. Изополя горизонтальных перемещений вертикального геотехнического массива

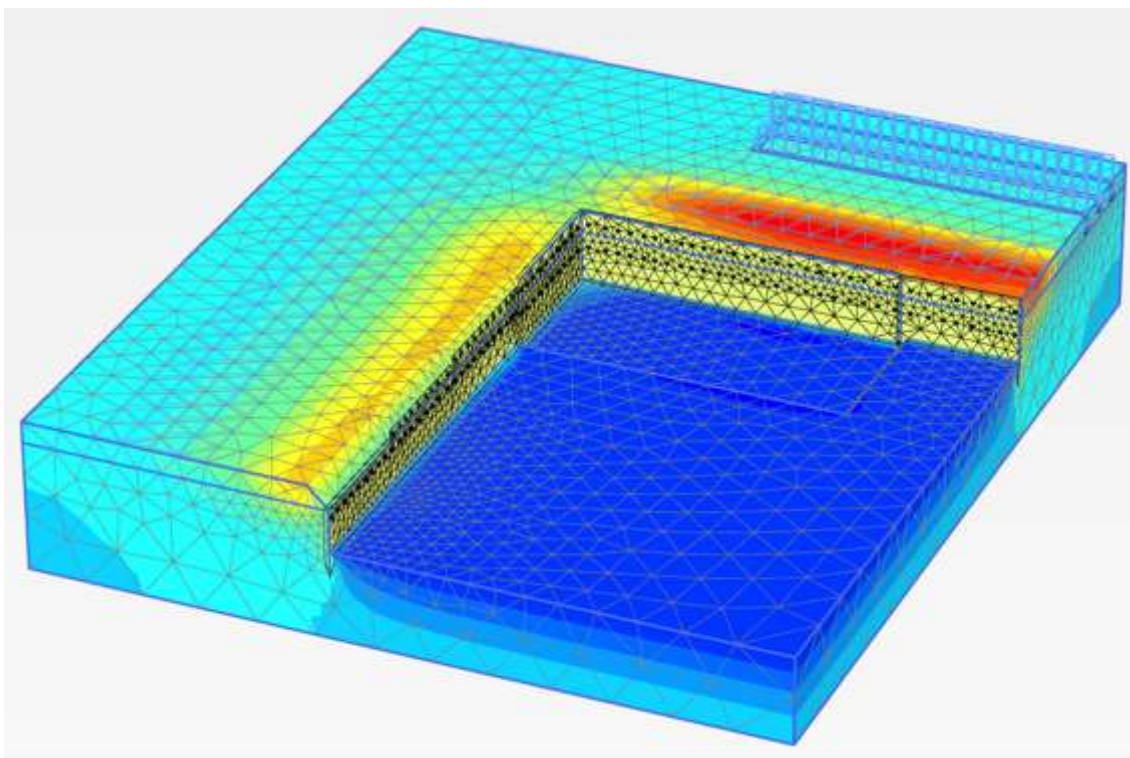


Рис. 6.14. Изополя вертикальных перемещений вертикального геотехнического массива

Этап 3. Обеспечение механической безопасности внешнего пространства системы: сохранение гидрогеологической ситуации во внешнем пространстве системы.

Моделирование развития данной ситуации было выполнено с целью: количественной оценки барражного эффекта, который возникает при строительстве системы геотехнических массивов, являющейся непроницаемым подземным контуром; оценки влияния «барражного эффекта» на окружающую застройку.

Питание подземных вод происходит за счет инфильтрации атмосферных осадков, частичной разгрузки из вышележащего водоносного горизонта и утечек из водонесущих коммуникаций. По результатам опытно - фильтрационных работ, коэффициент фильтрации для песчаников составил 2,2...18,8 м/сутки, для глин с прослоями песчаников 1,8 м/сутки, для глин аргиллитоподобных 0,04...0,11 м/сутки, удельное водопоглощение 0,03...0,09 л/мин $\times$ м². Согласно ГОСТ 25100-2011, таб.Б.7 песчаники являются породами от водопроницаемых до сильноводопроницаемыми, глины - от водонепроницаемых до водопроницаемых.

При выполнении расчетов принято: размеры расчетной зоны: в плане 240,0 x 270,0 м, по глубине 60,0 м; размеры водонепроницаемого контура (подземной части): в плане 134,0 x 116,0 м вытянуты в широтном направлении с запада на восток; по глубине до 15 метров; направление движения потока подземных вод – на запад; движение подземных вод установившееся.

Расчетная схема (рис.6.15): Движение напорно-безнапорных подземных вод в слоистой толще, представленной слабопроницаемой глиной с водопроницаемыми слоями песчаника мощностью от 2,5 до 5,0 м. Коэффициент фильтрации глин – 0,11 м/сут, песчаника – 18,8 м/сут. Уровень подземных вод и пьезометрический уровень - на абсолютных отметках 183,0 м и 182,5 м.

При создании КЭ схемы грунтовое основание описывалось с использованием упруго-пластической модели упрочняющегося грунта (*Hardening soil*); напоры грунтовых вод, давления в поровой воде и внешние давления воды созданы с помощью задания уровня воды; моделирование геотехнического массива выполнено конечным элементом «*Plates*», фундаменты соседних зданий заданы отдельными объемными элементами (кластерами). Численное моделирование изменения гидрогеологических условий площадки с учетом строительства подземной части объекта выполнено следующими расчетными фазами: моделирование геотехнической обстановки, задание уровня грунтовых вод; формирование окружающей застройки; стабилизация осадок существующих зданий; устройство геотехнического массива.

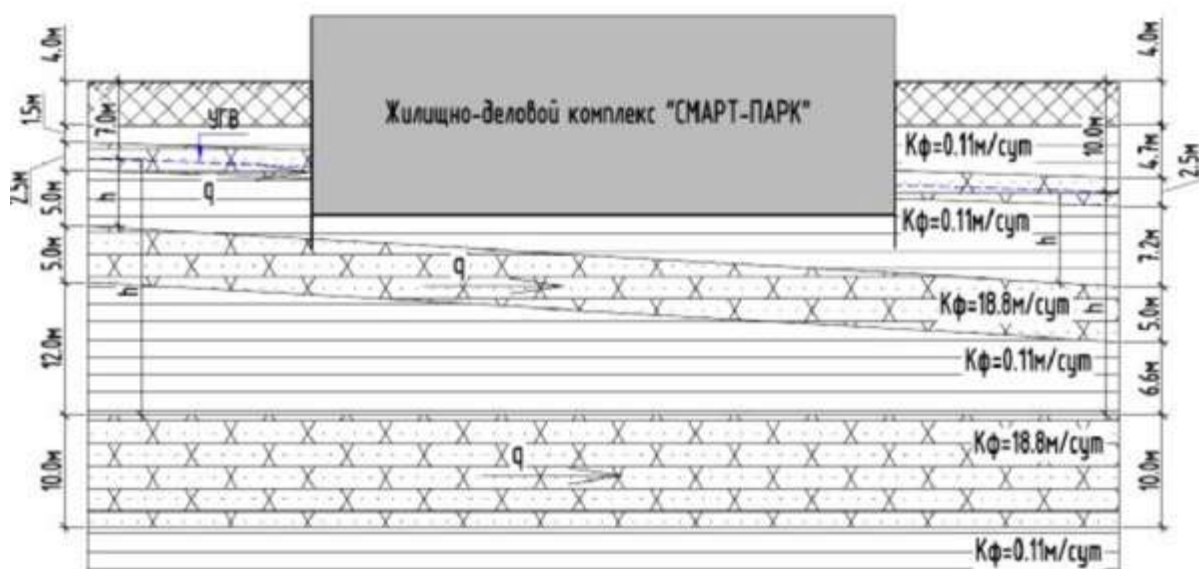


Рис.6.15. Расчетная схема гидрогеологической ситуации.

Результаты моделирования изменения уровня подземных вод приведены на рис. 6.16, 6.17 и в таблице 6.11.

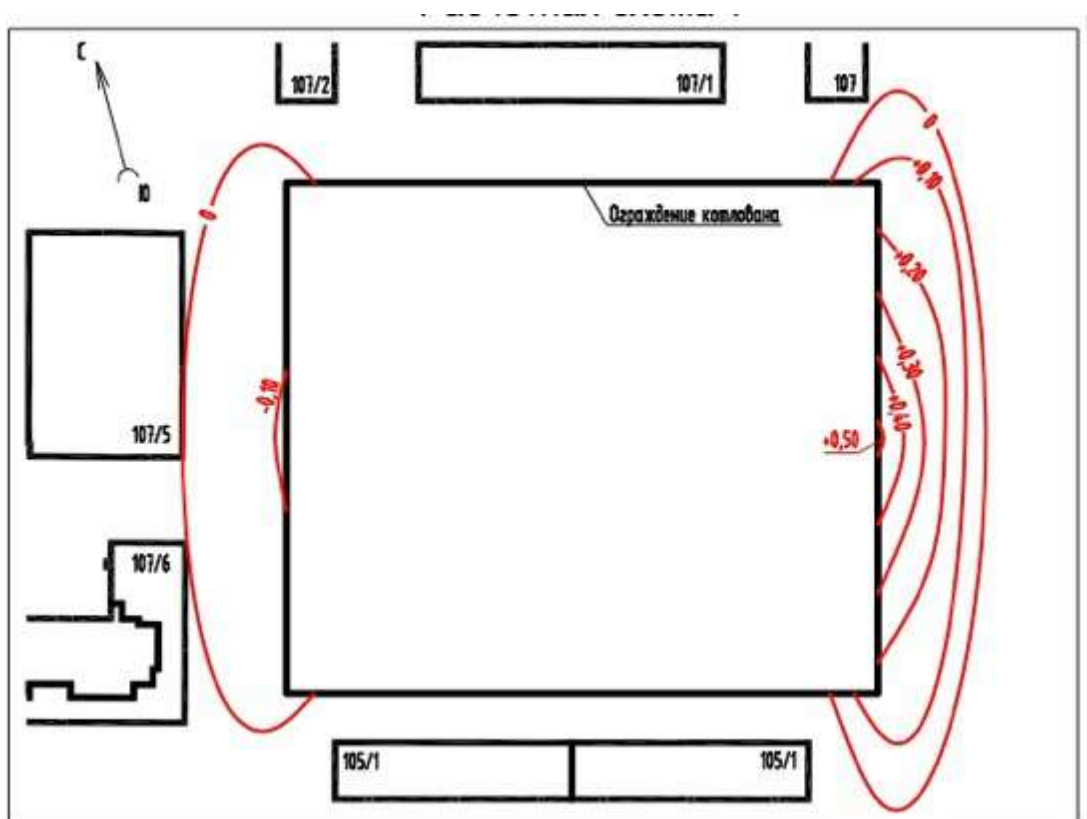


Рис.6.16. Схема изолиний изменения уровня подземных вод после устройства системы геотехнических массивов

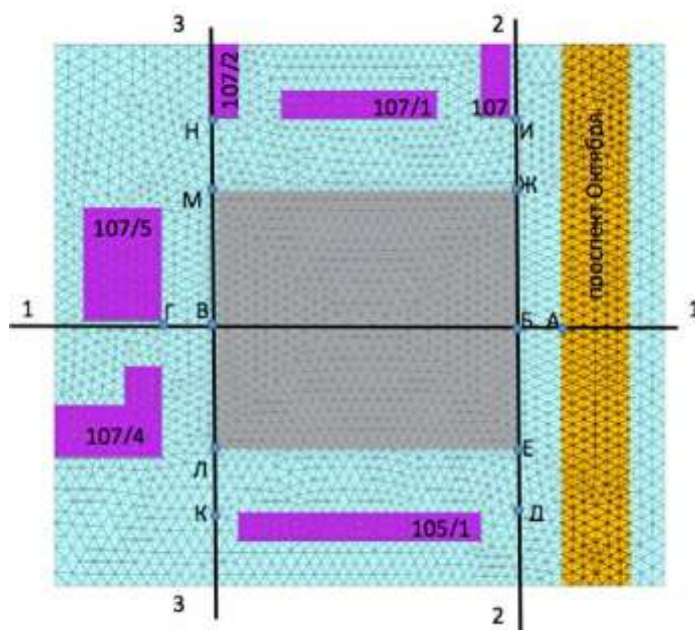


Рис. 6.17. Схема контрольных точек положения уровня подземных вод

Таблица 6.11. Изменение положения контролируемых точек уровня подземных вод до и после строительства подземной части объекта

Сечение	Точка	Положение уровня подземных вод (от поверхности земли), м		Подъем (+) снижение (-) уровня
		до строительства подземной части	после строительства подземной части	
1-1	А	-7,500	-7,428	+0,072
	Б	-7,772	-7,246	+0,526
	В	-9,202	-9,307	-0,105
	Г	-9,448	-9,448	0,000
2-2	Д	-7,772	-7,728	+0,044
	Е	-7,772	-7,617	+0,155
	Б	-7,772	-7,246	+0,526
	Ж	-7,772	-7,645	+0,127
	И	-7,772	-7,758	+0,014
3-3	К	-9,202	-9,202	0,000
	Л	-9,202	-9,273	-0,071
	В	-9,202	-9,307	-0,105
	М	-9,202	-9,276	-0,074
	Н	-9,202	-9,199	+0,003

В результате анализа гидрогеологической ситуации, проектных решений по устройству системы геотехнических массивов и выполненных гидрогеологических расчетов установлено следующее: Строительство замкнутой системы геотехнических массивов, с размерами в плане 134,0х116,0 м и глубиной до 15,0 м, окажет влияние только на гидрогеологический режим верхней части водоносного комплекса пород уфимского яруса.

При различной схематизации гидрогеологического разреза (напорно-безнапорное движение подземных вод в слоистом пласте с различными коэффициентами фильтрации слоев и безнапорное движение подземных вод в однородных породах с усредненным коэффициентом фильтрации), прогнозируемая величина подъема уровня на восточной границе подземной части комплекса в результате проявления барражного эффекта, составит от 0,2 до 0,5 м. Повышение уровня распространится в зоне шириной не более 25,0 м в восточном направлении. К западу от подземной части комплекса произойдет понижение уровней на 0,1...0,2 м в зоне шириной до 23,0 м.

В связи с незначительным подъемом (0,01...0,3 м) и снижением (0,01...0,1м) уровней подземных вод по сравнению с глубиной их залегания под подошвой фундаментов зданий окружающей застройки и подземных коммуникаций, барражный эффект не приведет с практической точки зрения к изменению гидрогеологических условий и следовательно не окажет влияния на окружающую застройку, как с точки зрения подтопления подземных частей зданий, так и в части изменения физико-механических характеристик грунтов в основании фундаментов. Развитие дополнительных осадков в этом случае также не возникает.

Компьютерное моделирование всех этапов развития геотехнической ситуации показало, что применение системы вертикальных и горизонтальных геотехнических массивов, выполняемых по технологии струйной цементации грунта обеспечивает требуемый уровень надежности и механической безопасности, как во внутреннем пространстве системы, так и в пределах зоны ее воздействия на окружающую застройку.

Достоверность моделирования подтвердили данные мониторинга за вертикальными и горизонтальными перемещениями вновь возводимых зданий и существующих зданий окружающей застройки. Мониторинг выполнялся в период строительства комплекса (рис.6.18, 6.19), сопоставлялись данные возрастания нагрузки на фундаментную плиту с динамикой развития абсолютных вертикальных перемещений, максимальных относительных разностей осадков по пятну застройки и крена фундаментной плиты. Результаты мониторинга приведены на рис.6.20 - 6.22.

Сравнение расчетных и фактических значений абсолютных и относительных осадков строящихся зданий и окружающей застройки показали корректность принятого проектного решения и методов его разработки.



Рис.6.18. Устройство подземной части комплекса



Рис. 6.19. Возведение подземной части комплекса

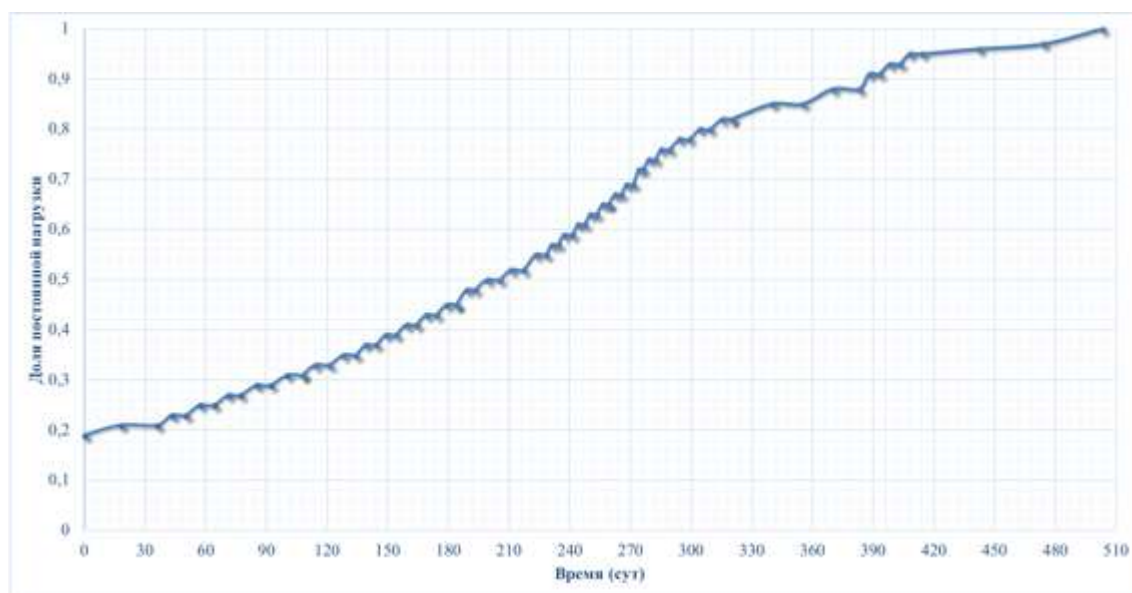


Рис.6.20. График нагружения фундаментной плиты во времени

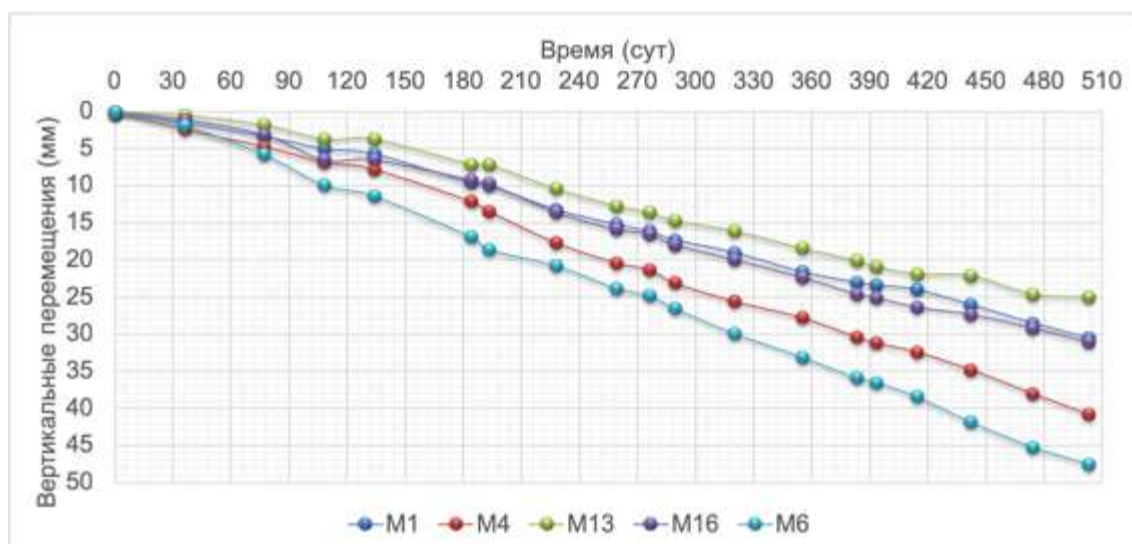


Рис.6.21. График развития осадок фундаментной плиты

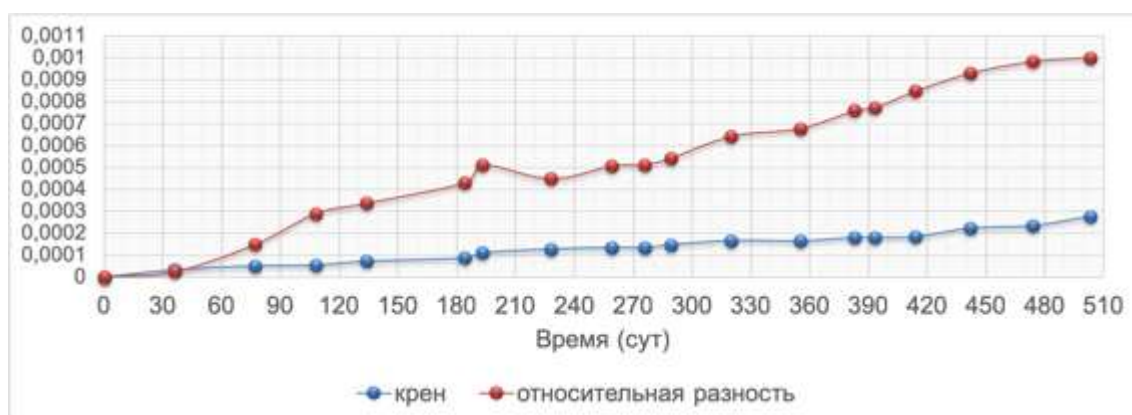


Рис.6.22. График развития относительной разности осадков и кренов фундаментной плиты

6.4 Проектирование и строительство подземных частей высотных жилых зданий в г. Краснодаре [97,106,285]

Основным методом контроля правильности принятого геотехнического решения является мониторинг за состоянием геотехнической ситуации, и в частности геодезические наблюдения за развитием осадок зданий и сооружений, их анализ и прогноз дальнейшего поведения. По результатам такого прогноза оценивается правильность принятого проектного решения или необходимость проведения дополнительных мероприятий по повышению деформационных характеристик основания. Покажем возможность такого метода на примере проектирования и строительства высотного жилого здания г. Краснодаре.

Характеристика объекта исследований

Для проведения натурных наблюдений был выбран строящийся объект - многоэтажный жилой дом, расположенный в г. Краснодаре. Здание – 20-ти этажное, состоящее из четырех секций. Фундамент – монолитная железобетонная плита толщиной 1,2 м, разделенная деформационными швами, среднее давление по подошве фундаментной плиты – 420 КПа.

В геоморфологическом отношении площадка строительства расположена на поверхности II надпойменной террасы р. Кубани. В геологическом отношении район работ сложен глинами, суглинками, супесями и песками четвертичного возраста II надпойменной террасы р. Кубани. До глубины 2,0-3,0 м грунты просадочные, с глубины 11-13 м с органическими остатками, заиленные, заторфованные.

На площадке выделены инженерно-геологические элементы со следующими деформационными характеристиками:

ИГЭ-2 - суглинок, залегающий на глубине от 2,9-3,8 до 7,7-10,2 м, тугопластичный. Модуль деформации $E = 11,4$ МПа.

ИГЭ-3 – песок, залегающий на глубине от 7,7-10,2 до 11,0-12,7 м, средней крупности, водонасыщенный, неоднородный, средней плотности. Модуль деформации $E = 23,6$ МПа.

ИГЭ-4 - глина, залегающая на глубине от 11,0-12,7 до 11,9-13,5 м, тугопластичная, заторфованная, заиленная. Модуль деформации $E = 8,1$ МПа.

ИГЭ-5 - глина, залегающая на глубине от 11,9-13,5 до 15,5-16,9 м, тугопластичная. Модуль деформации $E = 9,1$ МПа.

ИГЭ-6 – песок, залегающий на глубине от 15,5-16,9 до 25,0 м, средней крупности, водонасыщенный, неоднородный, плотный. Модуль деформации $E = 34,5$ МПа.

Устройство искусственно улучшенного основания

На стадии проектирования было выполнено моделирование здания. Расчеты показали, что при конструктивных решениях фундамента: фундаментной плиты на естественном основании, давление под ней превышает величину первого критического напряжения, что приводит к развитию неравномерных деформаций и недопустимых кренов.

Армирование грунтов основания предусмотрено путем создания в природном грунте жестких грунтоцементных элементов с созданием искусственно улучшенного основания – «структурного геомассива» с эффективным модулем деформации $E_{\text{гм}}$ не менее 40 МПа.

«Структурный геомассив» представляет собой природный грунт, вертикально армированный грунтоцементными элементами диаметром 1,2 м выполняемыми в основании фундаментной плиты по сетке 2,6 x 2,6 м (рис.6.23).

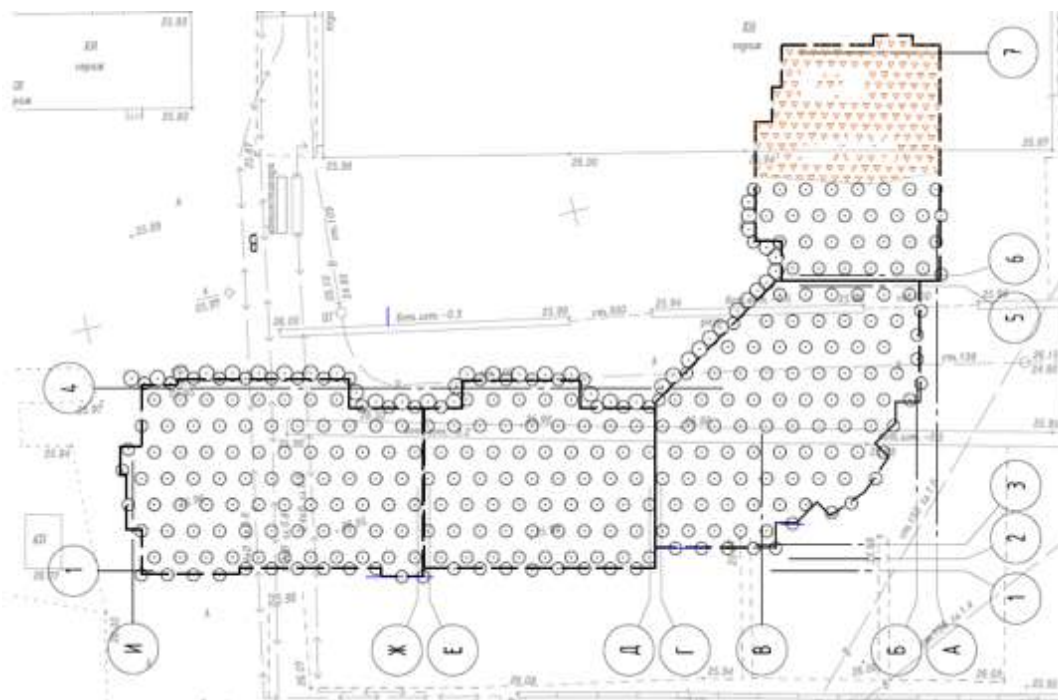


Рис.6.23. Схема расположения вертикальных грунтобетонных армирующих элементов

После выполнения работ по устройству грунтобетонных элементов был проведен контроль их фактического диаметра - 1,28...1,34 м - при этих размерах расчетный эффективный модуль деформации «структурного геомассива» составил $E_{\text{эф}} = 44,5 \dots 45,0$ МПа.

После устройства распределительного щебеночного слоя на его поверхности были выполнены три штамповых испытания статической нагрузкой, график приведен на рис.6.24. Штамповой модуль деформации основания составляет $E_{\text{шт}} = 48,0 \dots 51,0$ МПа.

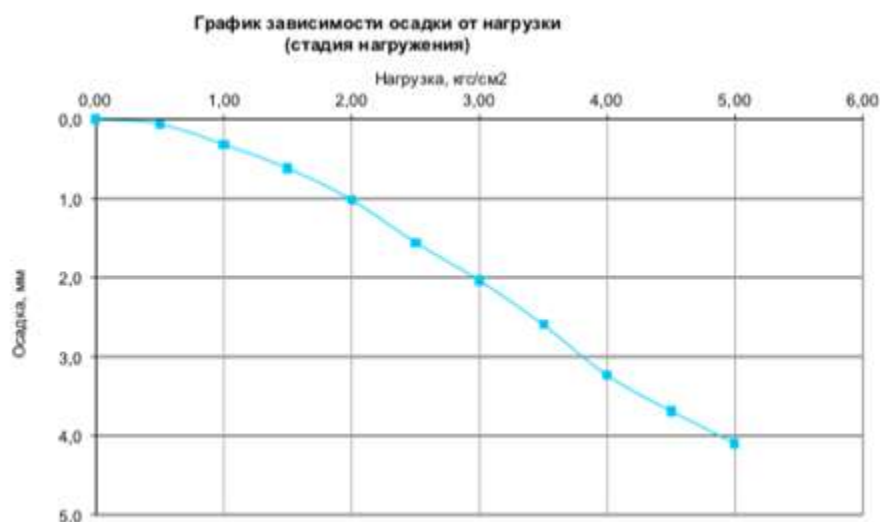


Рис.6.24. График штамповых испытаний основания - «структурный геомассив»

Мониторинг вертикальных перемещений

При устройстве фундаментной плиты были заложены деформационные геодезические марки, схема размещения приведена на рис.6.25

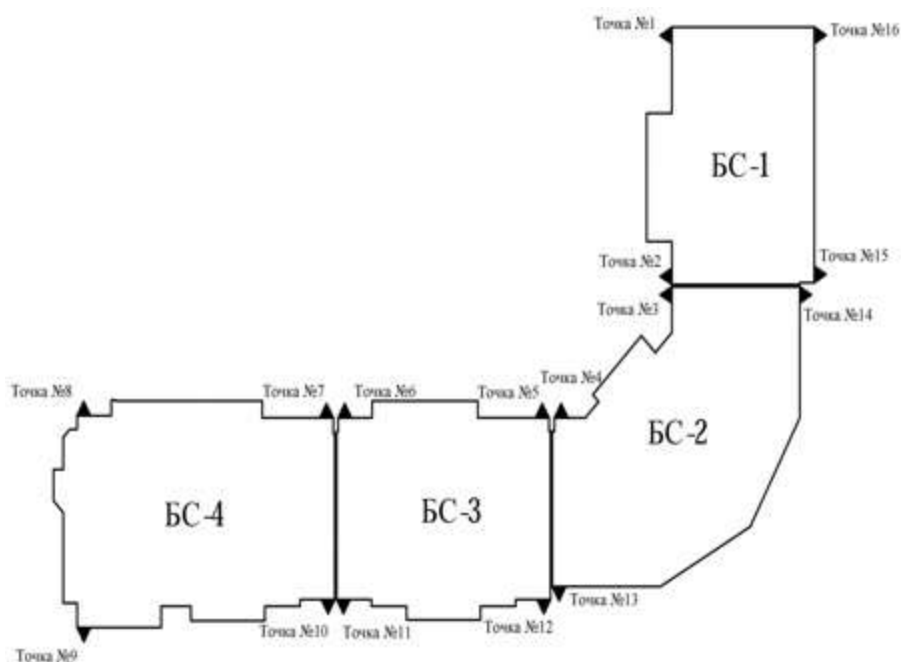


Рис.6.25. Схема расположения геодезических марок

Вертикальные перемещения определялись путем высокоточного геометрического нивелирования II -го класса точности, с помощью цифрового нивелира Dini 03 №708419 и с использованием инварной штрих-кодовой рейки. Точность проводимых измерений – 0,2 мм. В соответствии с указаниями Руководства измерения проводились одним горизонтом в прямом и обратном направлениях способом совмещения. При данном методе измерений обеспечивается необходимая точность получения осадок наблюдаемых объектов.

Всего было выполнено 20 циклов наблюдений: 17 циклов - в процессе строительства здания с периодичностью 35...40 дней (рис.6.26) и 3 контрольных цикла после окончания основных строительно-монтажных работ (Рис.6.27) с периодичностью 4,5 месяца. В момент выполнения наблюдений фиксировался этап строительства здания с целью определения давления под фундаментной плитой.



Рис.6.26. Этап строительства здания. Февраль 2017 г



Рис.6.27. Этап строительства здания. Ноябрь 2017 г

Покажем реализацию метода контроля проектного решения и качества выполненных работ по результатам наблюдений за секцией №2 (угловая), приведенных на рис. 6.28.

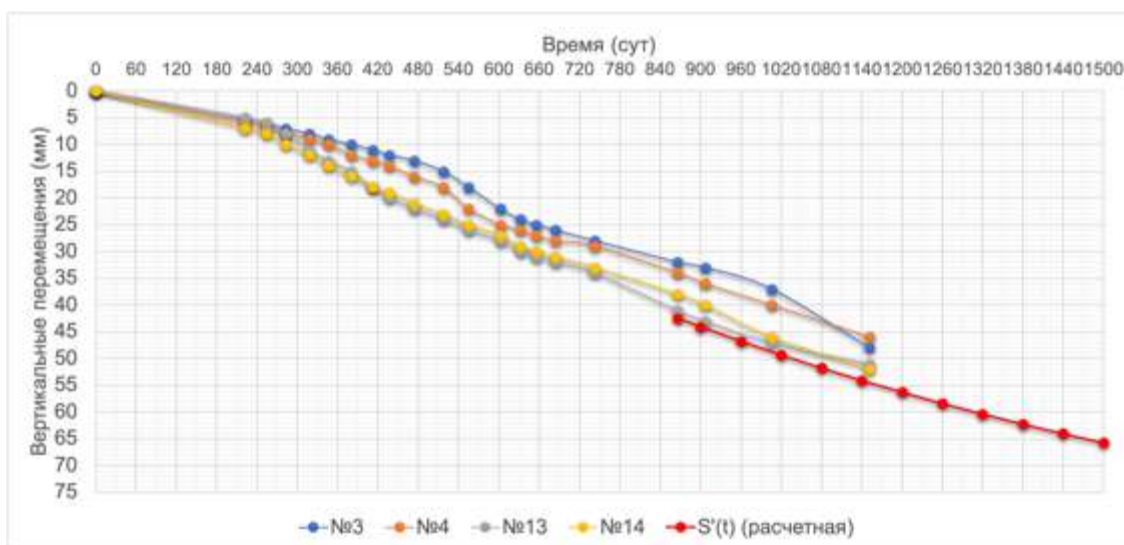


Рис.6.28. График вертикальных перемещений фундаментной плиты секции №2 в строительный период и прогноз их дальнейшего развития

Контроль развития геотехнической ситуации был выполнен по методу предложенному в главе 5. По результатам анализа данных наблюдений была построена осредненная зависимость $S(t)$ развития осадки во времени с ростом давления под фундаментной плитой. График полученной зависимости приведен на рис.6.29. На этом же рисунке приведена зависимость изменения во времени давления под фундаментной плитой $p(t)$ за срок 28,9 м.

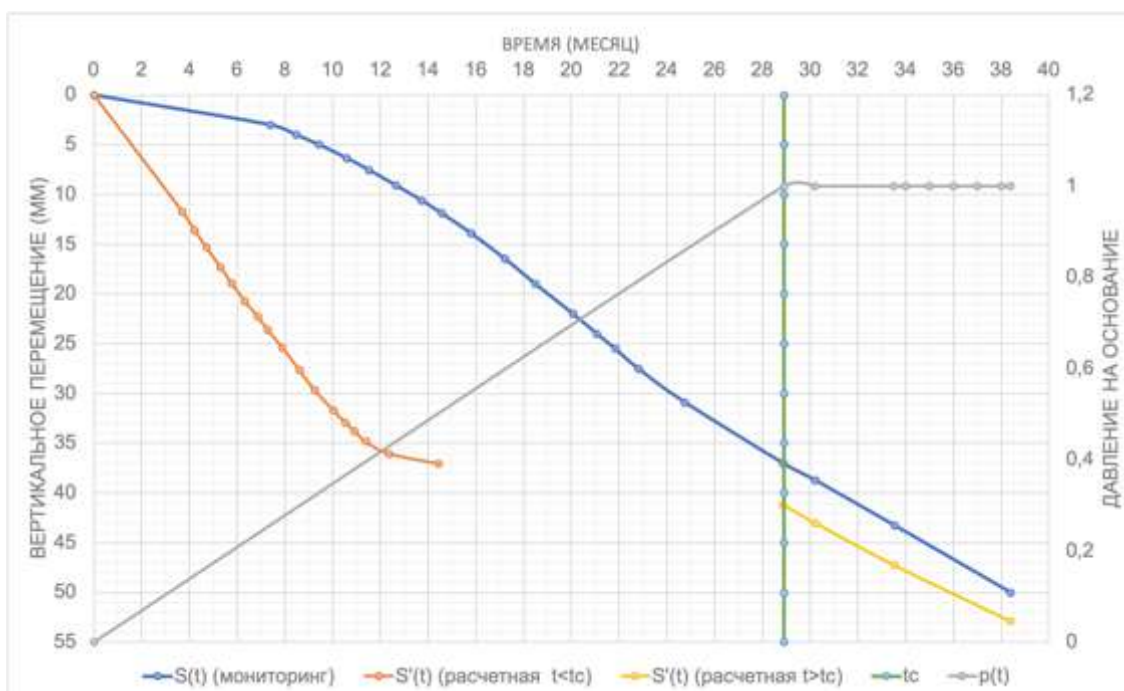


Рис.6.29. Осреднённая зависимость развития во времени фактических осадок секции №2 и теоретическая зависимость развития осадок при мгновенном приложении нагрузки

Зависимость $S(t)$ была пересчитана в зависимость $S'(t)$ (развитие осадки во времени при мгновенном приложении на основание давления 420 Кпа), по которой в свою очередь были определена скорость развития осадки в зависимости от ее абсолютной величины. График этой зависимости приведен на рис. 6.30.

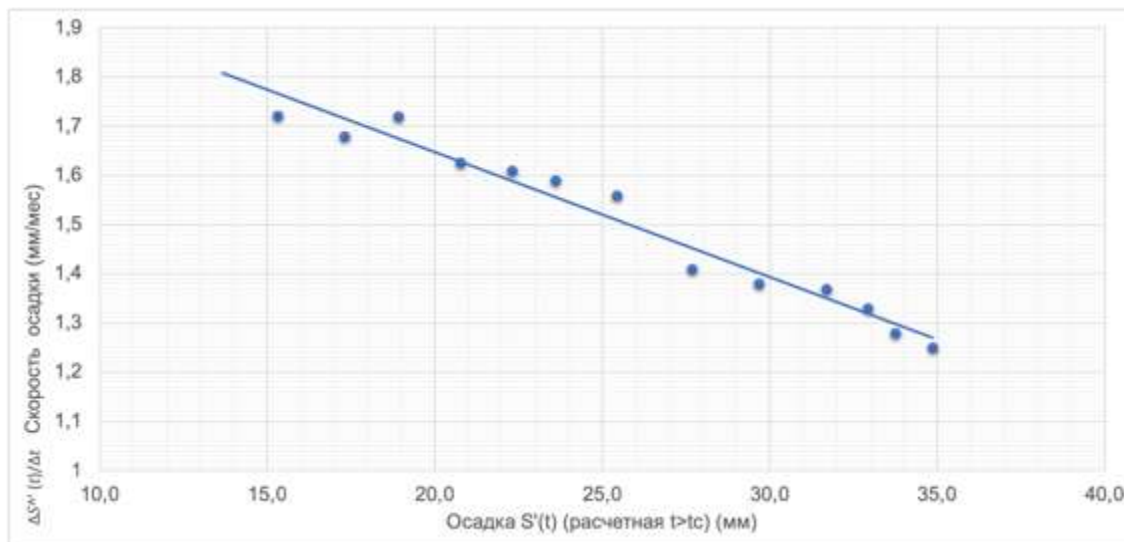


Рис.6.30. График зависимости скорости развития осадки от абсолютной величины осадки

По графику 6.30 были определены обобщенные характеристики зависимости развития осадки во времени после достижения полной величины давления под фундаментной плитой: $S_\phi = 95,2$ мм, $N = 0,0254$. Выражения для определения расчетной осадки $S'(t)$ при $t > t_c = 28,9$ месяцев в этом случае будет иметь вид:

$$S(t) = S_\phi \left[1 - \frac{8}{N t_c \pi^2} (e^{N t_c} - 1) e^{-N t} \right] = 95,2 [1 - 1,19 e^{-0,0254 t}]$$

Расчетное время стабилизации осадки составит 188 месяцев или 15,7 лет.

По этой зависимости был построен график расчетной осадки на период с 29 по 50 месяц, приведен на рис.6.28 (красная линия). Как хорошо видно на рисунке, расчетная зависимость развития осадки во времени располагается ниже всех фактических зависимостей. Фактическая стабилизация осадки происходит более интенсивно, конструктивное решение и выполнение массива корректные, дополнительных мероприятий выполнять не требуется.

Рассчитанный по результатам геодезических наблюдений в строительный период эффективный модуль деформации «структурного геомассива» находится в диапазоне 66,0...68,0 МПа.

Корректность предлагаемой методики контроля правильности инженерного решения и качества его исполнения были проверены и подтверждены на 8 аналогичных объектах - двадцати этажных жилых зданиях, построенных в сходных инженерно геологических условиях в г. Краснодаре.

6.5 Устройство «структурного геомассива» под фундаментной плитой строящегося здания, г. Уфа [98]

В геотехническом строительстве достаточно часто встречаются ситуации, когда в ходе строительства и эксплуатации зданий и сооружений изменяются (ухудшаются) физико-механические характеристики грунтов основания. В этом случае требуется выполнение грамотного прогноза развития геотехнической ситуации и принятие мер по предотвращению развития негативных последствий. Опыт действий в такой ситуации приведен в данной разделе.

Геотехническая ситуация. Строительство здания начато в октябре 2012 г. Фундаменты выполнены в зимний период без требуемых мер по защите основания от промораживания. В результате по данным исследований (январь 2013г.) установлен факт промораживания основания фундаментной плиты в осях 13-19 на 0,86 м и подъем поверхности подготовки на 14 см вследствие морозного пучения. Анализ физико-механических свойств показал, что после оттаивания суглинки тугопластичной консистенции в основании фундаментной плиты приобретают свойства грунтов текучепластичной консистенции. Несущая способность промороженных суглинков становится практически «нулевой». Влажность грунтов увеличилась в 1,7 раза, показатель текучести – в 3,6 раза, плотность уменьшилась в 1,07 раза.

По результатам строительного мониторинга, который велся на объекте с начала строительства, отклонение верха фундаментных плит от проектного положения составили: Блок Б. Вертикальные перемещений в пределах от «плюс» 77 до «минус» 120 мм (абсолютная величина осадки находится в допустимых пределах, но близка к предельным значениям), относительная разность осадок ($\Delta s/L$) на отдельных участках составила 0,0035, что больше предельно допустимой ($\Delta s/L$) пр = 0,003. Блок В. Фундамент имеет четко выраженный диагональный крен в сторону примыкающей секции Б. Абсолютная осадка от 166 до 225 мм, относительная разность осадок ($\Delta s/L$) - от 0,032 до 0,0046, что больше предельно допустимых значений. Блок А. Максимальная осадка фундамента 75 мм, минимальная 8 мм. Относительная разность осадок ($\Delta s/L$) по длинным сторонам здания изменяется в пределах 0,00375...0,0046, превышает предельно допустимое значение.

Осадка плит происходила под собственным весом, без дополнительного нагружения.

Геотехнический прогноз. Компьютерное моделирование развития ситуации было проведено в программном комплексе PLAXIS. При моделировании развития ситуации были рассмотрены следующие задачи: 1. Определение деформаций фундаментов с учетом грунта природного сложения (проектное состояние)

2. Определение деформаций фундаментов блоков А, Б, В с учетом грунта промороженного грунта в основании секций Б, В (текущее состояние модуль деформации оттаивающего слабого грунта $E = 0,25 \text{ МПа}$).

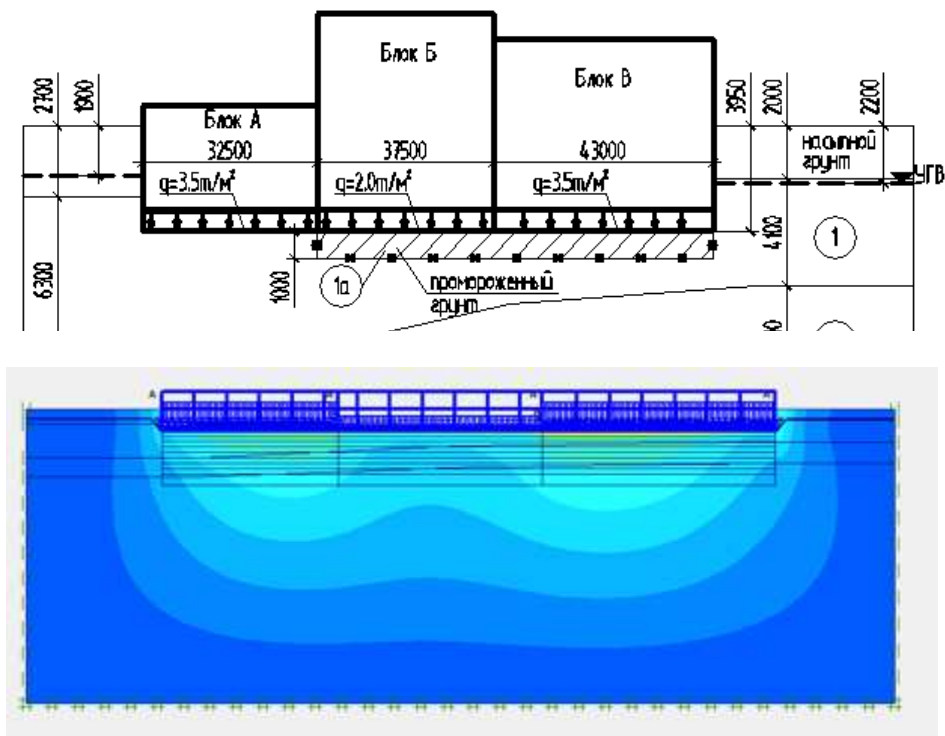


Рис.6.31. Расчетная схема и изолинии вертикальных перемещений (2)

3. Вариантная проработка мероприятий по усилению основания и стабилизации осадок.

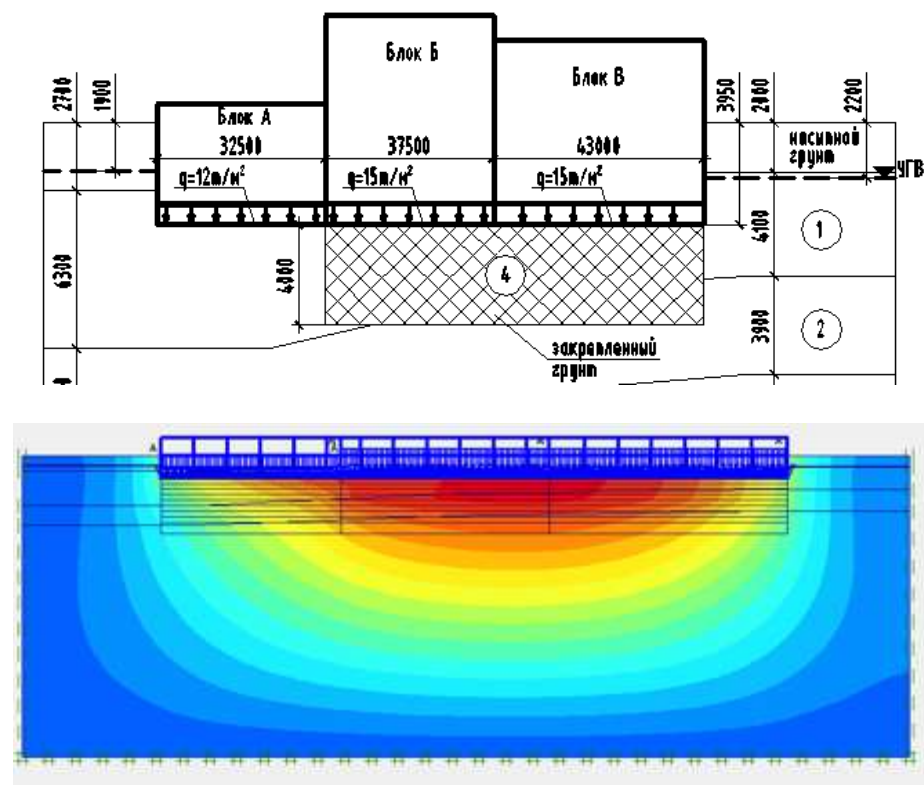


Рис.6.32 Расчетная схема и изолинии вертикальных перемещений (3)

При проработке вариантов стабилизации оснований рассматривалась возможность улучшения деформационных свойств грунтов основания блоков Б, В на глубину 1...4 метра от подошвы фундаментной плиты и последовательность строительства блоков во времени. Результаты геотехнического моделирования приведены в таблице 6.12.

Таблица 6.12. Результаты моделирования геотехнической ситуации

Расчет	Блок А		Блок Б		Блок В		Последовательность строительства
	Средняя осадка, $\hat{s}_u$, см	Относит. разность осадок $(\Delta s/L)_u$	Средняя осадка, $\hat{s}_u$, см	Относит. разность осадок $(\Delta s/L)_u$	Средняя осадка, $\hat{s}_u$, см	Относит. разность осадок $(\Delta s/L)_u$	
Таблица осадок фундаментов без закрепления							
Расчет 1 Строительство по проекту	10,7	0,0028	16,8	0,001	14,2	0,0029	Устройство фундаментов 3х блоков Одновременное строительство блоков А, Б, В (1-7 этажи)
Расчет 2 Строительство по факту (данное состояние) с учетом промерзшего грунта на 0,9м	5,5 (3,9-6,5)	0,0013	8,7 (7,6-10,3)	0,001	11,4 (5,9-14,5)	0,0043	Устройство фундаментов 3х блоков Строительство блоков А, В (1 - 3 этажи), блока Б (1 этаж)
Таблица дополнительных осадок фундаментов после закрепления							
Расчет 3. Вариант 1 Закрепление основания блока Б, В на глубину Н=1,0м	14,3	0,0042	23,3	0,001	18,6	0,0042	Закрепление основания блока Б на 1м Закрепление основания блока В на 1м Строительство блока Б (до 3 этажа) Одновременное строительство блоков А, Б, В (4 - 7 этажи)
Расчет 3. Вариант 2 Закрепление основания блока Б на глубину Н=4,0м, блока В на глубину Н=1,0м	13,7	0,0041	20,9	0,001	17,6	0,0042	Закрепление основания блока Б на 4м Закрепление основания блока В на 1м Строительство блока Б (до 3 этажа) Одновременное строительство блоков А, Б, В (4 - 7 этажи)
Расчет 3. Вариант 3 Закрепление основания блока Б на глубину Н=3,0м, блока В на глубину Н=3,0м	10,4	0,0027	14,9	0,001	12,2	0,0032	Закрепление основания блока Б на 3м Закрепление основания блока В на 3м Строительство блока Б (до 3 этажа) Одновременное строительство блоков А, Б, В (4 - 7 этажи)
Расчет 3. Вариант 4 Закрепление основания блока Б на глубину Н=4,0м, блока В на глубину Н=4,0м	10,2	0,0027	13,4	0,001	10,6	0,0026	Закрепление основания блока Б на 4м Закрепление основания блока В на 4м Строительство блока Б (до 3 этажа) Одновременное строительство блоков А, Б, В (4 - 7 этажи)
Примечание: В скобках даны максимальные и минимальные значения осадок							

В качестве наиболее благоприятного сценария рассматривается четвертый вариант усиления основания фундаментной плиты.

Техническое решение. Для обеспечения механической безопасности строительства и эксплуатации здания, по результатам геотехнического моделирования было принято решение о закреплении грунтов в основании строящегося здания на глубину 4 метра и достижение проектного модуля деформации закрепленного грунта - 30 МПа.

Требуемая величина деформационной характеристики искусственно улучшенного основания достигается при устройстве армирования по методу «геомассива». Выполнение армирующих элементов производится по технологии струйной цементации грунта. Геомассив рассматривается как приведенное однородное основание со следующими эффективными характеристиками: модуль деформации ($E_{гм}$) - 30 МПа; расчетное сопротивление ($R_{гм}$) - 0,2 МПа.

Усиление грунтов предусмотрено через сеть технологических скважин, которые располагаются по сетке 1,7 x 1,7 м (рис.6.33). Радиус зоны закрепления грунта вокруг скважины в текучих суглинках составляет 0,35.. 0,6 м, в тугопластичных суглинках - 0,3 м.

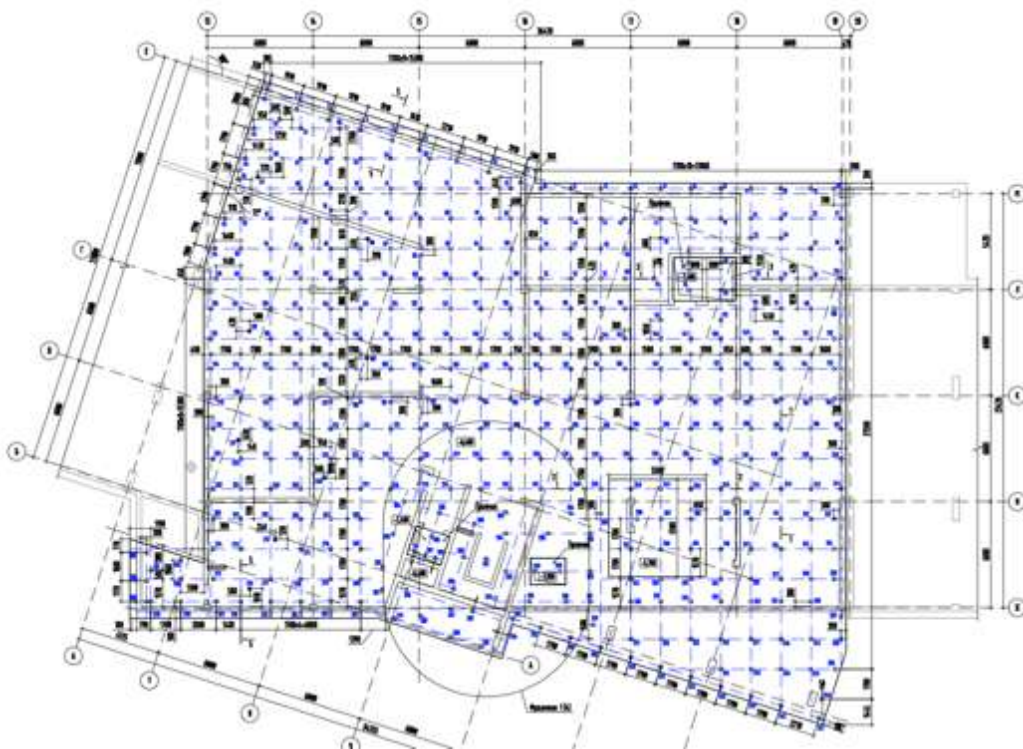


Рис. 6.33. Схема закрепления грунтов в основании блока Б

В местах устройства армоэлементов в существующей фундаментной плите устраиваются сквозные технологические отверстия диаметром 240 мм (Рис.6.34). Бурение выполнялось алмазными коронками станком HILTI DD-200. Общий объем бурения – 898 п.м. Сваи выполняются буровой установкой Veretta T-43 по схеме «Jet-1», с расходом цемента 350...450 кг на один погонный метр (Рис.6.35). Расчетный диаметр элемента – 600 мм.

Принятые в проекте характеристики закрепленного грунта (грунтобетона):

Материал	Характеристики			
	Удельный вес γ_n , т/м ³	Прочность на сжатие, R_b , МПа	Модуль деформации E , МПа	Коэффициент Пуассона, ν
Грунтобетон (исходный грунт – суглинок)	1,7...1,8	2,0	300,0	0,2



Рис.6.34. Проходка технологического отверстия



Рис.6.35. Выполнение грунтобетонной сваи

Мониторинг развития геотехнической ситуации. Для наблюдения за вертикальными деформациями строящегося здания был организован геодезический мониторинг. На конструкциях здания были закреплены геодезические марки. Места размещения показаны на рис.6.36 и периодически выполнялось высокоточное нивелирование для определения их пространственного положения. Результаты мониторинга приведены на графиках (рис.6.37).

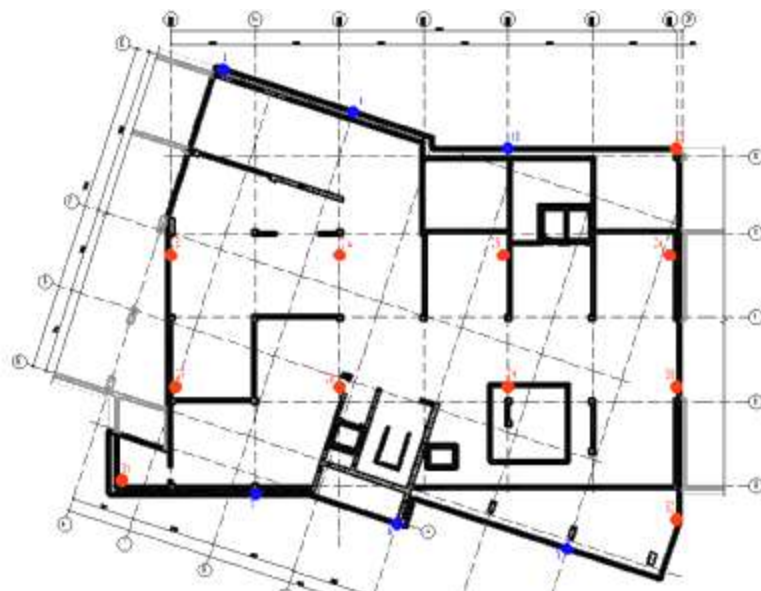


Рис.6.36. Блок Б. Схема мест установки геодезических марок

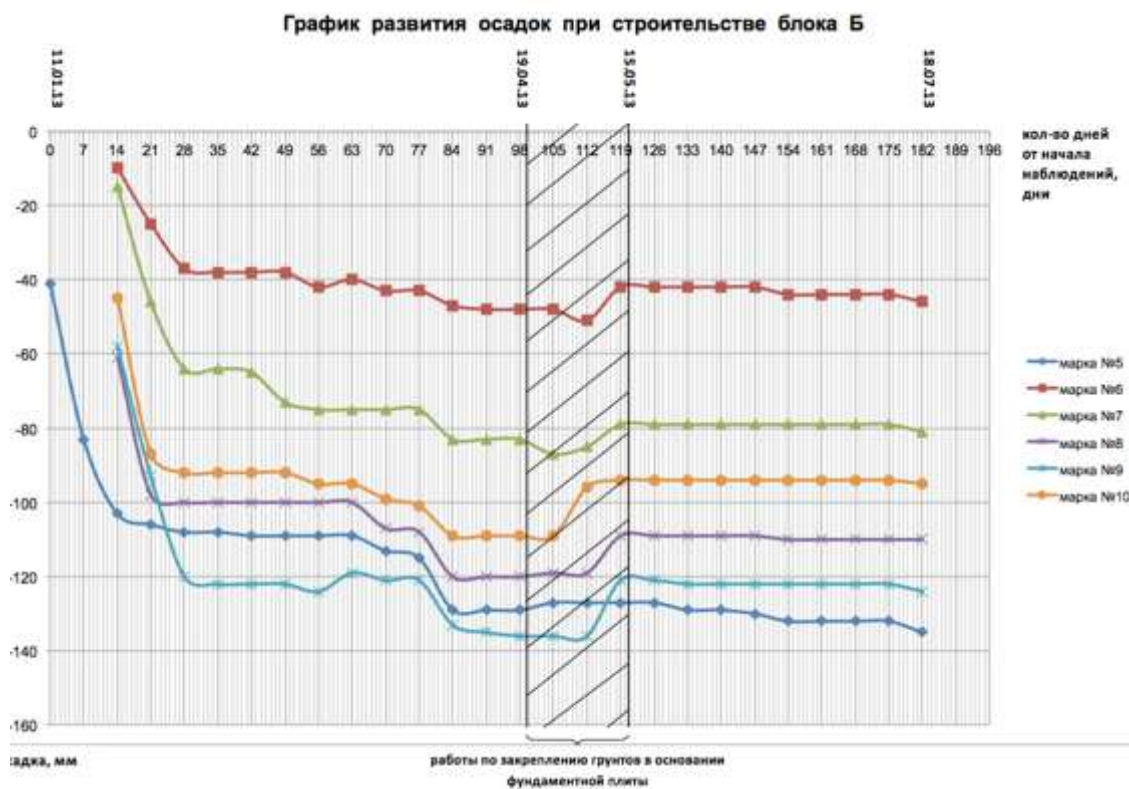


Рис.6.37. Блок Б. Графики развития осадки во времени

Анализ результатов геодезического мониторинга показал, что в начальный период наблюдения происходил значительный и неравномерный рост осадок за счет оттаивания грунта и его «выжимания» из под подошвы фундамента, затем в период производства работ прогнозируемый подъем фундаментной плиты и в дальнейшем стабилизация осадок и их проектный рост в ходе строительства здания. Результаты мониторинга однозначно подтверждают обоснованность принятого решения об усилении грунтов основания для обеспечения геотехнической безопасности здания.

Компьютерное моделирование геотехнической ситуации позволило рассмотреть различные сценарии ее развития – от полностью негативного до благоприятного и определить при этом требуемые деформационные характеристики основания. Предлагаемый метод устройства «геомассива» при помощи армирования основания жесткими элементами по назначенной геометрической сетке позволяет получить на практике необходимую величину эффективного модуля деформации. Методы полевого контроля получаемых характеристик основания разработаны и опробованы на ряде аналогичных объектов. Но наиболее показательным методом контроля является геодезический мониторинг подтверждающий правильность принятых инженерных решений и качество выполненных работ по стабилизации основания.

6.6 Работы по устройству геотехнических массивов при строительстве Калининско-Солнцевской линии метрополитена в г. Москве [102]

Технология струйной цементации или струйная геотехнология, позволяет получать практически любой формы и размеров грунтоцементный массив, который обладает достаточно высокими прочностными, деформационными характеристиками, более чем на порядок превышающими характеристики грунта.

Применение этой технологии покажем на примере проведения специальных работ при строительстве Калининско-Солнцевской линии метро в Москве.

Строительство перегонных тоннелей между ст. Парк Победы до ст. Раменки проходит в створе ул. Минская.

Площадка строительства расположена на ул. Минская под железнодорожным путепроводом на 5 км линии Москва—Брянск Московской железной дороги. Путепровод выполнен из железобетонных балок и имеет четыре пролета, ширина путепровода составляет 48 м. Устои путепровода выполнены из сборно-монолитного железобетона на фундаментной плите. Промежуточные опоры столбчатые с ригелем на фундаментной плите. Под двумя

центральными пролетными строениями размещены шесть полос Минской улицы по три в каждую сторону (рис.6.38).



Рис.6.38. Общий вид площадки строительства

Щитовая проходка осуществляется в сложных геологических условиях водонасыщенных неустойчивых грунтов с применением оборудования фирмы «Herrenknecht».

В основании путепровода залегают следующие ИГЭ: насыпные грунты — песчано-супесчаные с щебнем кирпича и строительным мусором; пески мелкие и пылеватые, маловлажные и водонасыщенные, мощностью от 2,7 до 7,0 м; пески средней крупности и крупные, прослоями гравелистые, водонасыщенные, мощностью от 0,5 до 5 м; суглинки полутвердой, тугопластичной и мягкопластичной консистенции, мощностью от 2,7 до 4,4 м; глина твердой, полутвердой и тугопластичной консистенции, мощностью до 22 м, с прослоем песков мелких и пылеватых, водонасыщенных, мощностью 1,5м.

Принципиальная схема для сооружения тоннеля основана на технологии, предусматривающей для щитовой проходки в сложных инженерно-геологических условиях водонасыщенных неустойчивых грунтов систему активного пригруза. Применение такой системы обеспечивает стабилизацию неустойчивых грунтов и предупреждает аварийные провалы земной поверхности путем уравнивания грунтового и гидростатического давления в процессе разработки забоя.

Филиалом ОАО «ЦНИИС» НИЦ ТМ» был выпущен проект по укреплению грунтов при щитовой проходке тоннелей метро под ж/д путепроводом. Защитные мероприятия по

укреплению грунтов должны обеспечить сохранность и эксплуатационную надежность существующего железнодорожного путепровода, безопасность движения поездов во время щитовой проходки тоннелей метро под путепроводом через ул. Минская, а также сохранности инженерных коммуникаций.

Для обеспечения сохранности железнодорожного путепровода через ул. Минскую в процессе щитовой проходки перегонных тоннелей КСЛ были выполнены следующие мероприятия: подготовительные работы (установка кондукторов в зоне фактического расположения инженерных коммуникаций); устройство грунтоцементных свай диаметром $D = 800$ мм в основании фундаментов методом струйной цементации (рис. 6.39).

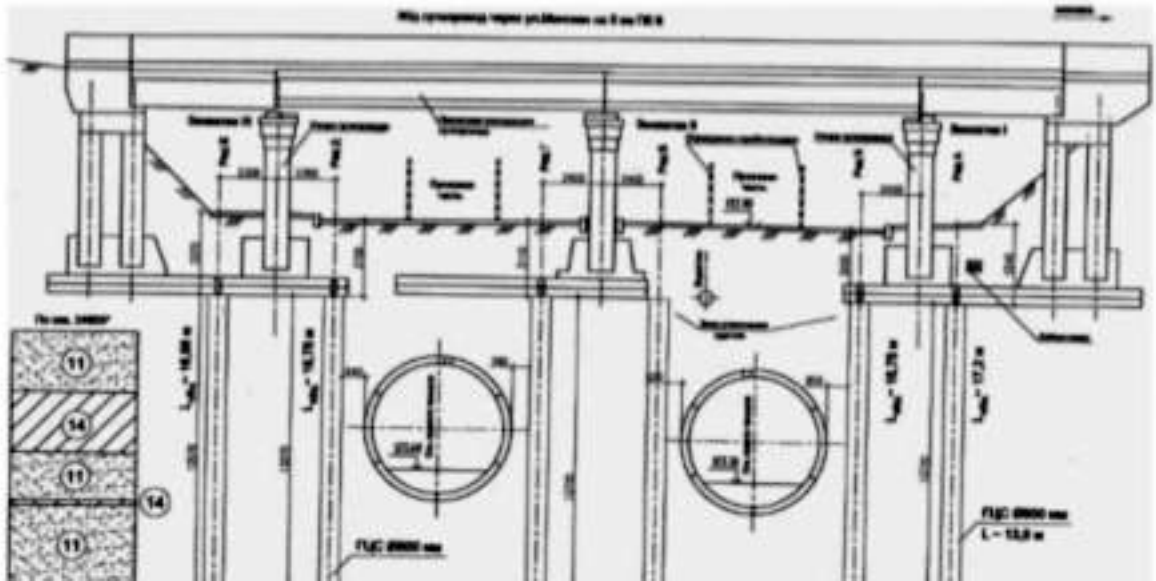


Рис.6.39. Устройство дополнительных грунтобетонных свай

В связи с ограничением по высоте при производстве работ по устройству грунтобетонных конструкций были использованы малогабаритные буровые установки типа Beretta T43 и Drill 830.

Работы велись захватками по каждой оси, из трех полос в каждом направлении перекрывалась только одна полоса. Работы производились без остановки движения скоростных поездов в аэропорт Внуково. Проведенные защитные мероприятия по усилению фундаментов существующего путепровода с применением технологии струйной цементации грунта позволили выполнить безаварийную щитовую проходку тоннеля под путепроводом, что подтвердило правильность принятых проектных решений. Данная технология также может быть использована при устройстве искусственно улучшенных оснований при устройстве транспортных сооружений.

Технология струйной цементации грунта была в дальнейшем использована при строительстве ограждений подземных частей станций и притоннельных сооружений

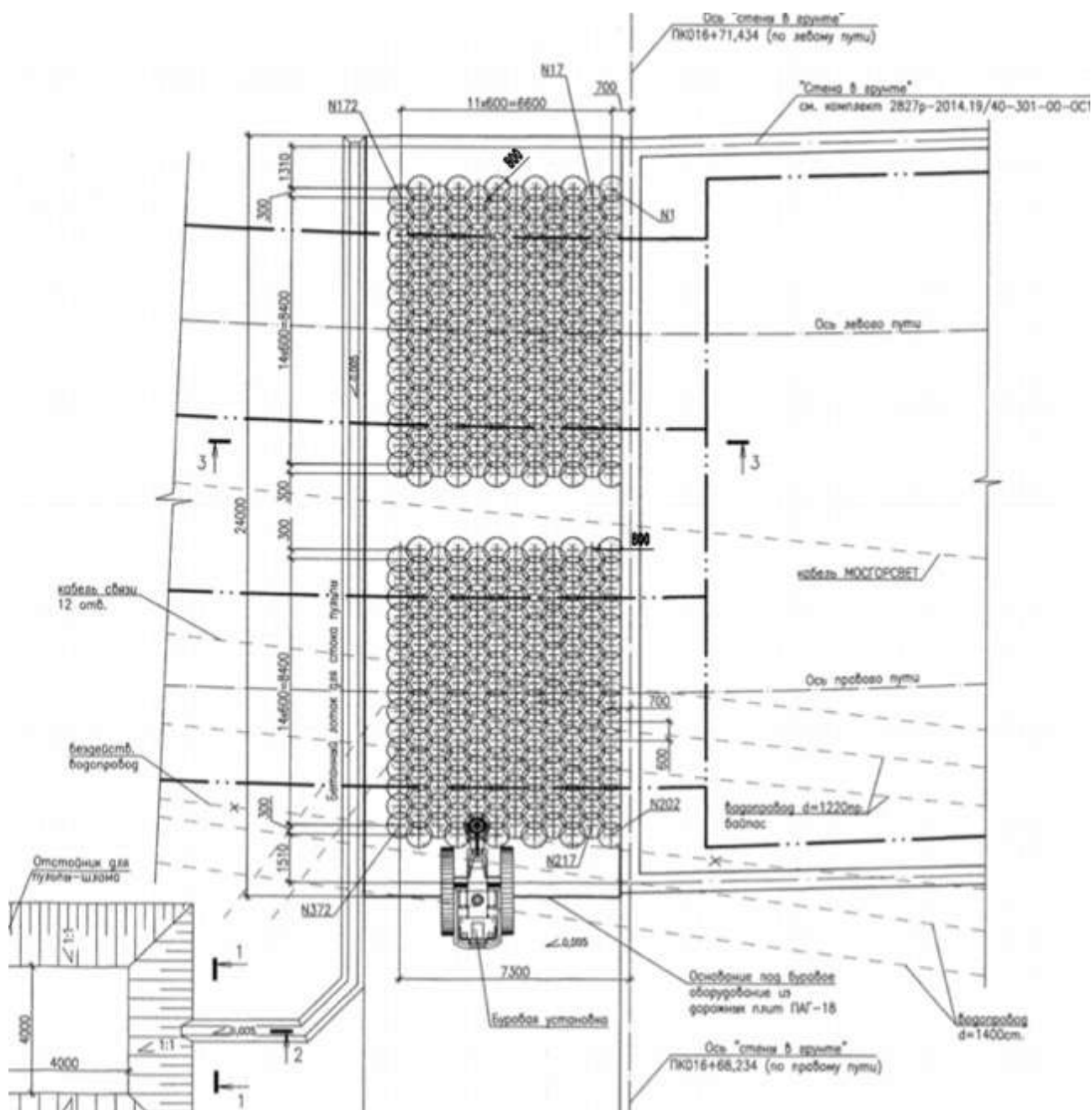


Рис.6.40. Работы по устройству геотехнического массива в зоне старта и финиша трассы проходческого щита

Массив выполнялся с поверхности грунта на глубину 13,5 м (Рис.6.41).

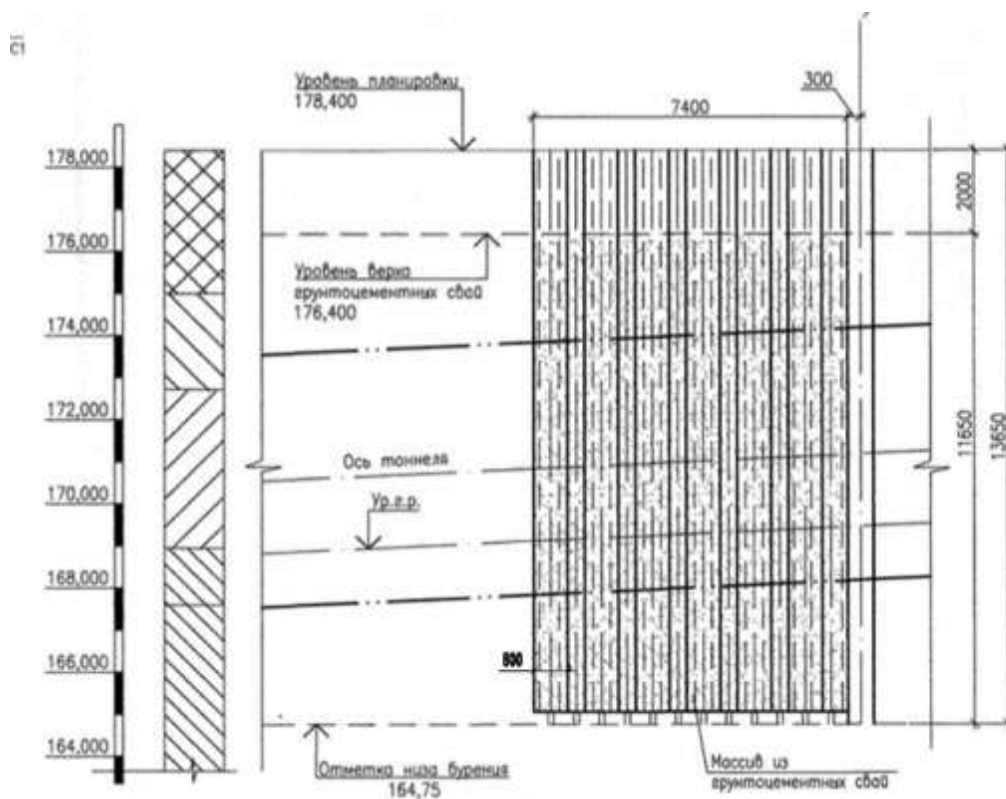


Рис.6.41. Конструкция сплошного геотехнического массива



Рис.6.42. Общий вид площадки при выполнении структурного геотехнического массива

Устройство таких сооружений при строительстве позволило обеспечить механическую безопасность производства работ (обеспечение устойчивости грунтового массива при воздействии на него динамических нагрузок).

6.7 Выполнение геотехнического массива при реконструкции причалов типа «Болверк» [96]

При устройстве структурного геотехнического массива для реконструкции сооружения типа «болверк» происходит изменение характера работы сооружения в случае достижения значительного повышения физико-механических свойств грунта. В этом случае изменяется расчетная схема сооружения. (Рис.6.43). Эффективные характеристики закрепленного массива грунта составляют при этом: угол внутреннего трения $\varphi = 40$ градусов, удельное сцепление $c = 30$ КПа, модуль общих деформаций $E = 50$ МПа.

Повышенные характеристики грунта гарантируют минимальную передачу усилий или их полное отсутствие на данные несущие элементы.

Основным преимуществом данного метода является значительное или полное изменение напряженно-деформированного состояния (разгрузка таких основных несущих элементов, как лицевая стенка и анкерные элементы).

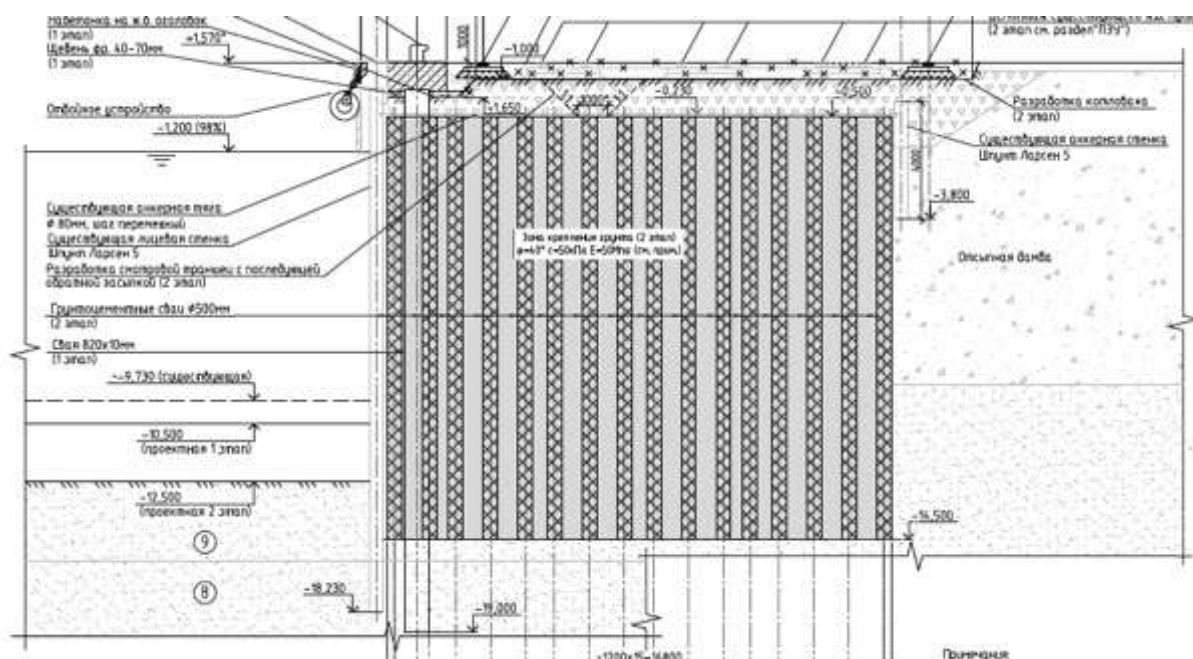


Рис.6.43. Конструктивная схема реконструкции причала типа «болверк» при устройстве за ним структурного геотехнического массива

По результатам испытаний и мониторинга принимается решение о достаточности принятых технических решений, в противном случае - производится дополнительное крепление грунтов с последующими повторными испытаниями. Результатом опытных работ

является утвержденная схема крепления грунтов причала. Количество и шаг грунтоцементных свай уточняется по результатам испытаний на опытном участке.

По данной схеме выполнены работы по реконструкции причалов в морском порту Восточный г. Находка (Рис.6.44), причала нефтеналивного терминала в г. Приморске.



Рис.6.44. Реконструкция причала в порту Восточный, г. Находка

Выводы по главе 6

Потребность в сооружении подземных объектов самого разного назначения и задачи инновационного развития подземной инфраструктуры требуют эффективного сотрудничества ученых и производственных специалистов, представляющих различные направления геотехнике и градостроительстве, что неизбежно способствуют сближению и взаимообогащению специалистов различных направлений и различных производственных организаций.

Безаварийная эксплуатация зданий и сооружений, построенных и реконструированных в сложных инженерно-геологических условиях различных городов Российской Федерации показала, показала корректность и достоверность разработанных методов проектирования и устройства вертикальных и горизонтальных грунтобетонных геотехнических массивов, а также методов их контроля.

Результаты научно-исследовательских и опытно-конструкторских работ, проведенные при разработке диссертации, вошли в главу №7 «Проектирование и устройство искусственных оснований» Справочника геотехника «Основания, фундаменты и подземные сооружения» (2016 г.) и в СП 291.1325800.2017 «Конструкции грунтоцементные армированные. Правила проектирования».

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Итоги экспериментально теоретических исследований:

1. На основе выполненного комплекса экспериментальных и теоретических исследований обосновано использование технологии струйной цементации грунта в слабых водонасыщенных грунтах для устройства структурных геотехнических массивов с формированием жестких армирующих элементов с задаваемыми геометрическими размерами и физико-механическими характеристиками грунто-цементного композита - «грунтобетона»:

- экспериментально и теоретически определена зависимость радиуса армирующего элемента и физико-механических характеристик грунтобетона от назначаемых технологических параметров струйной цементации грунта;

- статистической обработкой данных более 800 испытаний образцов грунтобетона, выбуренного из опытных армозаделов, получены основные физико-механические характеристики материала: прочность на сжатие, модуль деформации и корреляционные зависимости между ними;

- на основе впервые полученных экспериментальных данных предложена реологическая модель грунтобетона, описывающая с использованием теории наследственного старения развитие процессов ползучести при различных «возрастах» нагружения.

2. Разработаны теоретические основы преобразования механических свойств слабых водонасыщенных грунтов при выполнении вертикального армирования жесткими грунтобетонными элементами и устройстве промежуточного гибкого ростверка:

- предложена конструкция основания - «структурный геотехнический массив», построены физическая и расчетная модели силового сопротивления, для проектирования его оптимальной конструкции;

- на основе представления геомассива как твердого тела со структурой, получены зависимости влияния толщины и механических характеристик гибкого ростверка на распределение давлений между армирующими элементами и окружающим грунтом;

- решена задача определения эффективных деформационных характеристик геомассива как композитного трансверсального изотропного среды, экспериментально подтверждена зависимость интегрального модуля деформации от процента армирования;

- поставлена и решена задача определения скорости развития и относительной деформации ползучести геомассива в зависимости от изменения вязкости грунтобетона в процессе набора им прочности;

- на основе численного моделирования получены зависимости определяющие эффективную скорость распространения поперечной сейсмической волны и снижение величины ускорения сейсмических колебаний в центре площадки по отношению к исходному состоянию, в зависимости от конструктивных характеристик геомассива.

4. Выполнена калибровка полученных теоретических решений по данным штамповых испытаний геомассива статическими нагрузками и обоснованы условия применения модели (*Hardening-Soil*) для прогнозирования интегральных механических характеристик «структурного геотехнического массива». Сравнение НДС структурного геотехнического массива, полученного в ходе компьютерного моделирования по предложенным теоретическим зависимостям и опытных данных геодезических наблюдений за развитием осадок строящихся зданий показали их хорошее качественное и количественное совпадение (превышение расчетных осадок над опытными составляет 15...25%).

В целом результаты экспериментально-теоретических исследований позволяют получить решение научной проблемы, имеющей важное хозяйственное значение - создание теории расчета и конструирования искусственного основания с заданными физико-механическими характеристиками – «структурный геотехнический массив».

Рекомендации по внедрению результатов исследования:

Разработанный алгоритм и методика расчета рекомендуются для проектирования конструкций искусственного основания - «структурный геотехнический массив» с задаваемыми физико-механическими характеристиками, которые обеспечивают :

1. Повышение модуля деформации основания с 5...10 МПа, до 60...80 МПа при новом строительстве.
2. Стабилизацию неравномерных осадок нагруженных фундаментных конструкций, развивающихся при развитии непроектных ситуаций (ухудшении физико-механических характеристик грунтового основания в ходе строительства и эксплуатации и др.)
3. Снижение сейсмического воздействия на грунтовое основание.

Разработанная методика вошли в федеральный нормативный документ - Свод правил СП 291.1325800.2017 «Конструкции грунтоцементные армированные. Правила проектирования», утверждены приказом Минстроя России №785/пр. от 15 мая 2017 г.

Результаты исследовательских и опытно-конструкторских работ по проектированию и устройству структурного геотехнического массива, выполняемые на протяжении 15 лет,

внедрены в практику строительства в Москве, Перми, Краснодаре, Уфе, Тюмени и других городах Российской Федерации. Экономический эффект при устройстве структурного геотехнического массива составляет более 800 миллионов рублей, что подтверждается актами внедрения.

Перспективы дальнейшей разработки темы исследований.

Дальнейшие исследования в области расчета и конструирования оснований «структурный геотехнический массив» должны быть направлены на решение следующих задач:

В области расчетов: совершенствование как аналитических, так и численных методов расчета вертикальных перемещений искусственного основания, в том числе с учетом ползучести грунтобетонных армирующих элементов; определение требуемой глубины развития искусственного основания, с учетом мощности и глубины залегания слоев грунта с низкими деформационными характеристиками; накопление базы данных и развитие аналитического метода определения эффективной скорости распространения поперечной сейсмической волны при различных конструктивных размерах армирования массива слабых грунтов.

В области конструирования: совершенствование конструкции технологии выполнения работ по устройству грунтобетонных армирующих элементов, применяемых для стабилизации неравномерных осадок существующих зданий и сооружений, для обеспечения их механической безопасности.

В процессе строительства: определение последовательности и темпа выполнения (на основе наблюдательного метода проектирования) при производстве работ по устройству структурного геотехнического массива в основании существующих зданий и сооружений, обеспечивающих минимальное дополнительное воздействие на изменение напряженно-деформированного состояния основных несущих конструкций.

В области мониторинга: оценка влияние устройства основания «структурный геотехнический массив» в пределах существующей застройки на развитие дополнительных осадок зданий и сооружений и изменение гидрогеологических условий.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Абелев, М.Ю. Аварии фундаментов сооружений / М.Ю. Абелев. – М.: Изд. МИСИ им. В.В. Куйбышева, 1975. – 56 с.
2. Абелев, М.Ю. Геотехнические исследования площадок строительства, сложенных слабыми водонасыщенными глинистыми грунтами / М.Ю. Абелев, К.М. Абелев // Геотехника. – 2010. – №6. – С. 30-33.
3. Абелев, М.Ю. Деформации сооружений в сложных инженерно-геологических условиях / М.Ю. Абелев. – М.: Стройиздат, 1982. – 49 с.
4. Абелев, М.Ю. Строительство промышленных и гражданских сооружений на слабых водонасыщенных грунтах / М.Ю. Абелев. – М.: Стройиздат, 1983. – 248 с.
5. Абовский, Н.П. Системный подход к сейсмоизоляции зданий при сложных грунтовых условиях / Н.П. Абовский, В.И. Палагушкин, М.В. Лапеев // Жилищное строительство. – 2010. – №7. – С.43-46.
6. Адамович, А. Н. Закрепление грунтов и противодиффузионная завеса / А. Н. Адамович. – М. : Энергия, 1980. – 320 с.
7. Адлер, Ю.П. Планирование эксперимента при поиске оптимальных условий / Ю.П. Адлер, Е.В. Маркова, Ю.В. Грановский. – М.: Изд. Наука, 1976. – 278 с.
8. Александровский, С.В. Расчет бетонных и железобетонных конструкций на изменение температуры и влажности с учетом ползучести / С.В. Александровский. – М. Стройиздат, 1973. – 432 с.
9. Алешин, А.С. Апология метода сейсмических жесткостей / А.С. Алешин // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. – 2016. – С.13-21.
10. Алешин, А.С. Сейсмическое микрорайонирование особо ответственных объектов / А.С. Алешин. – М.: Светоч плюс, 2010. – 304 с.
11. Антонов, В. М. Экспериментальные исследования армированных оснований: монография / В. М. Антонов. – Тамбов: Изд-во ГОУ ВПО ТГТУ, 2011. – 80 с.
12. Аптуков В.Н., Расширение цилиндрической полости в сжимаемой упругопластической среде / В.Н. Аптуков, А.Р. Хасанов // Вестник Пермского национального исследовательского политехнического университета. Механика. – 2017. – №1. – С. 5-23.
13. Апшиз, Е.С. Моделирование процесса ползучести георешеток при длительных временах нагружения / Е.С. Апшиз, Ю.В. Суворова, С.И. Алексеева, [и др.] // Заводская лаборатория. Диагностика материалов. – 2006. – №1. – С.49-54.

14. Арутюнян, Н.Х. Некоторые вопросы теории ползучести / Н.Х. Арутюнян. – Л.:Гостехиздат,1952. – 323 с.
15. Астраханов, Б.Н. Тенденции развития технологии устройства ограждения котлованов в условиях плотной городской застройки / Б.Н. Астраханов // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 2002. – №4. – С.4-8.
16. Бакулин, В.Н. Методы оптимального проектирования слоисто-неоднородных структур с заданным комплексом свойств при воздействии упругих волн / В.Н. Бакулин, Е.Л. Гусев, Е.В. Ярилова // Математическое моделирование. – 2009. – Т. 21, № 11. – С.113-117.
17. Баранов, А.К. Пример применения наблюдательного метода при проектировании мероприятий / А.К. Баранов, И.Г. Анисимов, Н.Н. Фокин // Вестник НИЦ «Строительство». – 2017. – №2(13). – С.6-15
18. Бартоломей, А.А. Оценка надежности системы «основание-фундамент-здание» / А.А. Бартоломей, О.А. Маковецкий // Сбор. науч. тр. VIII Всероссийского съезда по теоретической и прикладной механике. – Екатеринбург: Уро РАН, 2001 г. –С.77.
19. Бартоломей, А.А. Прогноз осадок свайных фундаментов / А.А. Бартоломей, И.М. Омельчак, Б.С. Юшков – М.: Стройиздат, 1994. – 384 с.
20. Бартоломей, А.А. Экспериментальные и теоретические основы прогноза осадок ленточных свайных фундаментов и их практические приложения: диссертация на соискание ученой степени доктора технических наук: 05.23.02/ Бартоломей Анатолий Александрович; МИСИ – Москва,1977. – 352 с.
21. Безопасность и надежность технических систем / Л.Н. Александровская, И.З. Аронов, В.И. Круглов [и др.]: Учебное пособие. – М.: Логос, 2017. – 376 с.
22. Белостоцкий, А.М. О вопросах автоматизации систем мониторинга для оценки текущего состояния строительных конструкций зданий и сооружений / А.М. Белостоцкий, П.А. Акимов // International Journal for Computational Civil and Structural Engineering. –2016. – № 12. – С. 26-34.
23. Бирбаер, А.Н. Оценка надежности свайных фундаментов при сейсмических воздействиях / А.Н. Бирбаер, С.Г. Шульман // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1986. – №1. – С.15-18.
24. Бобырь, Г.А. Оптимизация параметров упрочненных массивов в основаниях, сложенных структурно-неустойчивыми грунтами: диссертация на соискание ученой степени кандидата технических наук: 05.23.02 / Бобырь Галина Александровна; НИИОСП – Москва, 2002. – 145 с.

25. Богов, С.Г. Исследование прочностных свойств грунтов, закреплённых цементными растворами по струйной технологии. Некоторый опыт строительства на слабых грунтах. / С.Г. Богов «Реконструкция городов и геотехническое строительство». - М., 2000 г. – №2. – URL : <http://georec.narod.ru/mag/2000n3/15/15.htm> (дата обращения 15.09.2015).

26. Богомолов, В. А. Метод высоконапорной инъекции связных грунтов при устройстве и усилении оснований и фундаментов : диссертация на соискание ученой степени кандидата технических наук : 05.23.02 / Богомолов Владимир Александрович. – Пермский государственный технический университет – Екатеринбург, 2002. – 120 с.

27. Бойко, М.Д. Техническая эксплуатация зданий и сооружений/ М.Д. Бойко. – Кн. вторая. – М., Военное изд. Мин. обороны СССР, 1969. – 346 с.

28. Болотин, В.В Механика многослойных конструкций/ В.В. Болотин, Ю.Н. Новичков. – М.: Машиностроение, 1980. – 375 с.

29. Большаков, А.А. Прямоугольная пластина, упруго опертая по контуру / А.А. Большаков // Интернет-вестник ВолгГАСУ. Сер.: Политематическая. – 2011. – Вып. 4(19). – 6 с.

30. Бреннеке, Л. Основания и фундаменты/ Л. Бреннеке, Э. Ломейер. – Гостстройиздат, 1933. – 372 с.

31. Бреховских, Л.М. Введение в механику сплошных сред (в приложении к теории волн)/ Л.М. Бреховских, В.В. Гончаров – М.: Наука. 1982. – 335 с.

32. Бройд, И.И. Струйная геотехнология/ И.И. Бройд. – М.: Издательство АСВ, 2004. – 448 с.

33. Бугров, А.К. Расчет надежности по осадке упругопластического основания методом статистических испытаний/ А.К. Бугров, В.Г. Шилин //Основания, фундаменты и механика грунтов. – 2000. – № 3. – С. 4-9.

34. Будин, А.Я. Тонкие подпорные стенки/ А.Я. Будин. – Л.: Стройиздат, 1974 г. – 192 с.

35. Виноградов, В. В. Размеры армогрунтовой стены / В. В. Виноградов // Путь и путевое хозяйство. – 1990. – № 3. – С. 37–38.

36. Вялов, С.С. Реологические основы механики грунтов/ С.С. Вялов. – М.: Высшая школа, 1978. – 447 с.

37. Габибов, Ф.Г. К вопросу о прогнозировании устойчивости сложных геотехнических систем / Ф.Г. Габибов, А.Т. Ахмаров, Р.А. Мамедли, Н.М. Халафов // Известия ТулГУ. Науки о Земле. – 2013. – Вып.1. – С.137-143.

38. Гарагаш, Б.А. Аварии и повреждения системы «здание-основание» и регулирование надежности ее элементов/ Б.А. Гарагаш. – Волгоград: Изд. ВолГУ, 2000. – 384 с.
39. Гольдштейн, М.Н. Механические свойства грунтов: (Напряженно-деформативные и прочностные характеристики) /М.Н. Гольдштейн. – М.: Стройиздат, 1979. – 304 с.
40. ГОСТ 20276-2012. Грунты. Методы полевого определения характеристик прочности и деформируемости. – Москва:Стандартинформ,2013. – 49 с.
41. ГОСТ Р 54257-2010. Надежность строительных конструкций и оснований. Основные положения и требования. – Москва:Стандартинформ,2011. – 22 с.
42. Готман, А.Л. Исследование работы свай, изготовленных методом струйной цементации в глинистых грунтах / А.Л. Готман, М.Н. Хурматуллин // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 2012. – №4. – С.16-19.
43. Готман, Н.З. Расчет свайно-плитных фундаментов из забивных свай с учетом образования карстового провала. Диссертация на соискание ученой степени доктора технических наук: 05.23.02/ Готман Наталья Залмановна; НИИОСП – Уфа, 2004. – 321 с.
44. Гусев, Е.Л. Задачи оптимального выбора физической и геометрической структуры слоисто-неоднородных композитных конструкций при наклонном падении упругих волн. / Е.Л. Гусев // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. – № 1. – 2012. – С. 26-31.
45. Гутовский, В.Э. Определение прочностных характеристик грунтоцементного массива, выполненного по технологии Jet grouting в инженерно-геологических условиях Санкт-Петербурга/ В.Э. Гутовский, Р.А. Мангушев, В.И. Конюшков // Вестник гражданских инженеров. – СПбГАСУ,2010. – №2. – С.69-76.
46. Далматов, Б. И. Проектирование свайных фундаментов в условиях слабых грунтов / Б.И. Далматов, Ф.К. Лапшин, Ю.В. Россихин. – Л., Стройиздат, Ленингр. отделение, 1975. – 240 с.
47. Джантемиров, Х.А. Опыт усиления основания сооружения с помощью струйной геотехнологии/ Х.А. Джантемиров, А.А. Долев // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 2006. – №1. – С.16-19.
48. Дегиль, Г.О. Деформационный расчет инъекционных анкеров с учетом формирования их корней в нескальных грунтах / Диссертация на соискание ученой степени кандидата технических наук: 05.23.02/ Дегиль Григорий Орантьевич; Пермский государственный технический университет – Пермь, 1989. – 251 с.

49. Ермолаев, Н.Н. Надежность оснований сооружений/ Н.Н. Ермолаев, В.В. Михеев. – Л.: Стройиздат, 1976. – 152 с.
50. Закрепление и уплотнение грунтов в строительстве.// Материалы VIII Всесоюзного совещания. Киев, «Будівельник», 1974. – 415 с.
51. Зарецкий, Ю.К. Вязкопластичность грунтов и расчеты сооружений / Ю.К. Зарецкий. – М.: Стройиздат, 1988. – 250 с.
52. Зарецкий, Ю.К. Теория консолидации грунтов / Ю.К. Зарецкий. – М.: Наука, 1967. – 270 с.
53. Зарубина, Л.П. Защита территорий и строительных площадок от подтопления грунтовыми водами / Л.П. Зарубина. – М.: "Инфра-Инженерия", 2017. – 212 с.
54. Засорин, М.С. Обоснование технологических параметров струйной цементации глинистых грунтов в подземном строительстве. Диссертация на соискание ученой степени кандидата технических наук: 25.00.22./ Засорин Михаил Сергеевич; МАДИ–М.: 2011. – 210 с.
55. Зега, С. О. Концепции физических основ струйного закрепления грунтов / С. О. Зега, И. И. Бройд // Основания и фундаменты. – 2004. – № 2. – С. 17–20.
56. Зехниев, Ф.Ф. Современный опыт проектирования и подготовки оснований, сложенных сильносжимаемыми илистыми грунтами/ Ф.Ф. Зехниев, Д.А. Внуков, А.Н. Николаев // Вестник НИЦ Строительство, «Геотехника и подземное строительство». – №10. – 2014. – С. 47-54.
57. Ибрагимов, М.Н. Цементация грунтов инъекцией растворов в строительстве / М.Н. Ибрагимов, В.В. Семкин, А.В. Шапошников. – М.: Издательство АСВ, 2017. – 266 с.
58. Ибрагимов, М.Н., Способ контроля и прогнозирования параметров и прочности jet-свай при производстве работ/ Ибрагимов М.Н., Семкин В.В., Шапошников А.В // Вестник НИЦ «Строительство». – №13. – 2017. – С.41-51.
59. Идентификация расчетных моделей при динамических воздействиях/ Г.А. Джинчвелашвили, О.В. Мкртычев, О.А. Ковальчук, А.В. Колесников[и др.] – М.: Издательство АСВ, 2018. – 300 с.
60. Ильичев, В.А. Методика оценки сейсмичности искусственного водонасыщенного основания на основе конечно-элементных исследований/ В.А. Ильичев, В.М. Лиховцев, А.Ю. Курдюк // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1990. – №1. – С.7-9.
61. Ильичев, В.А. Изменение сейсмических свойств лессовых грунтов при инженерной подготовке территории/В.А. Ильичев//Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1989. – №3. – С.13-15.

62. Ильичев, В.А. К оценке коэффициента демпфирования основания фундаментов, совершающих вертикальные колебания/ В.А. Ильичев //Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1981. – №4. – С. 22-26.
63. Ильичев, В.А. Нестационарные горизонтальные колебания фундамента с учетом волнового взаимодействия с грунтовым основанием./ В.А. Ильичев, А.В. Аникьев //Основания, фундаменты и механика грунтов, 1980. – №4. – С. 20-24.
64. Ильичев, В.А. Особенности взаимодействия с грунтом большеразмерных фундаментов при сейсмических воздействиях/В.А. Ильичев //Сейсмостойкое строительство. – Вып. 2. – М., 1975. – С. 89-102.
65. Ильичев, В.А. Прогноз деформаций зданий вблизи котлованов в условиях плотной городской застройки Москвы/ В.А. Ильичев, П.А. Коновалов, Н.С. Никифорова //Основания, фундаменты и механика грунтов. – 2004. – №4.– С.17-21.
66. Ильичев, В.А. Расчетное обоснование использования JET-grouting для снижения дополнительных осадок существующего здания от строительства подземного многофункционального комплекса / В.А. Ильичев, Ю.А. Готман Ю.А., В.П. Назаров //Вестник гражданских инженеров. СПбГАСУ, 2009.
67. Ильичев, В.А. Свайные фундаменты в сейсмических районах/В.А. Ильичев, Ю.В. Монголоу, В.М. Шаевич. – М.: Стройиздат, 1983. – 144 с.
68. Исимару, А. Распространение и рассеивание волн в случайно неоднородных средах/ А.Исимару. – М.: Мир, 1981. – 280 с.
69. Камбефор, А Инъекция грунтов. Принципы и методы / А. Камбефор. – М.:Энергия, 1971. – 336 с.
70. Кашеварова, Г.Г. Сравнительный анализ опытных и расчетных деформаций грунтового массива, закрепленного струйной цементацией/ Г.Г. Кашеварова, И.И. Хусаинов, О.А. Маковецкий // International Journal for Computational Civil and Structural Engineering. – 2012. – Т. 8. № 2. – С. 126-132.
71. Кнатько, В.М. Математические методы и планирование эксперимента в грунтоведении и инженерной геологии/ В.М. Кнатько, И.Е. Руднева, Е.Н. Баринев, Ю.С. Чижевский. – Л., Ленингр. ун-т, 1988. – 112 с.
72. Колтунов, М.А Ползучесть и релаксация/М.А. Колтунов. – М.: Высшая школа, 1976. – 276 с.
73. Колыбин, И.В. Расчет подземных сооружений с учетом технологии их возведения/ И.В. Колыбин, А.А. Фурсов// Подземное строительство России на рубеже XXI века. Труды конференции, М., 2000. – С.114-153.

74. Коновалов, П.А. Основания и фундаменты реконструируемых зданий / П.А. Коновалов. – 4-е изд., перераб. и доп. – М.: 2000. – 317 с.
75. Коновалов, П.А. Расчет эффективности укрепления слабых оснований нагружением, дренированием и армированием / П. А. Коновалов, Ф. Ф. Зехниев, С.Г. Безволев // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 2003. – №1. – С. 2-8.
76. Коновалов, П.А. Устройство искусственных оснований на водонасыщенных лессовых грунтах Таджикской ССР/Коновалов П.А., Мусаэлян А.А., Усманов Р.А., Богачко В.А., Вильфанд А.Г., Цаунер И.А. // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1986. – №4. – С.23-27.
77. Коновалов, П.А. Фундаменты стальных резервуаров и деформации их оснований /П.А. Коновалов, Р.А. Мангушев // - М.: Издательство Ассоциации строительных вузов. – 2009. – 336 с.
78. Конюхов, Д.С. Использование подземного пространства. /Д.С. Конюхов – М.:Архитектура-С,2004. – 296 с.
79. Конюхов, Д.С. Строительство городских подземных сооружений мелкого заложения. Специальные работы / Д.С.Конюхов. – М.:, Архитектура -С, 2005. – 304 с.
80. Коренев, Б.Г. Демпфирование колебаний жестких массивных конструкций, расположенных на упругом основании / Б.Г. Коренев, А.И. Сердобольский. - Деп. ЦНИИС, 1980.
81. Кранцфельд, Я.Л. О конструктивных решениях экранов для инженерной сейсмозащиты территории объектов строительства / Я.Л. Кранцфельд // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 2011. – №1. – С.13-17.
82. Кристенсен, Р. Введение в механику композитов/ Р.Кристенсен. – М.: Мир, 1982. – 331 с.
83. Крупнодеров, А.В. Фундаментальные решения для многослойных трансверсально изотропных оснований / А.В. Крупнодеров // Известия ТулГУ. Науки о Земле. – 2011. – Вып.1. – С.137-146.
84. Крутов, В.И. Расчет армированных массивов. /В.И. Крутов, И.К. Попсуенко // Труды института НИИОСП. Вып.70. – М.:Стройиздат. – 1980. – С.15-24.
85. Костарев, В. П. О подтоплении г. Перми / В. П. Костарев, В. Е. Малахов , Т. Е. Малахова // Инженерно - геологические исследования и оценка техногенного подтопления в Уральском регионе. – Свердловск: 1986. – С. 36–37.
86. Курбацкий, Е.Н. Метод защиты сооружений от вибраций и сейсмических воздействий / Е.Н. Курбацкий, Е.Ю. Титов, О.А. Голосова, А.П. Косоуров // Строительство и реконструкция. – 2018. – №1(75). – С.55-67.

87. Лехницкий, С.Г. Упругое равновесие трансверсально-изотропного слоя и толстой плиты / С. Г. Лехницкий // Прикладная механика и математика. – 1962. – Т. 26, № 4. – С. 687–696.

88. Ломакин, Е.А. Численное моделирование геофильтрации / Е.А. Ломакин, В.А. Мироненко, В.М. Шестаков. – М.: Недра, 1988. – 228 с.

89. Лушников, В.В. Высоконапорная инъекция грунтов как способ создания геотехногенных систем в строительстве. Инженерно-геологические проблемы урбанизированных территорий/ В.В. Лушников, В.А. Богомолов // Материалы международного симпозиума. Екатеринбург. «Аква-пресс». – 2001 г. – С.26-36.

90. Маковецкий, О.А. Проблемы инженерной защиты городских территорий от подтопления. / О.А. Маковецкий, А.Б. Пономарев, А.В. Савинов.// Реконструкция исторических городов и геотехническое строительство: тр. межд. конференции по геотехнике, т.2. – Москва: АСВ, 2003. – С.185-193.

91. Маковецкий, О.А. Анализ изменения гидрогеологической ситуации при устройстве геотехнического барьера комплекса Смарт-Парк-Уфа/ О.А. Маковецкий, С.С. Зуев, С.Ф. Селетков, М.А. Тимофеев // Жилищное строительство. – 2015. – № 9. – С. 16-20.

92. Маковецкий, О.А. Анализ изменения сейсмической жесткости основания в системе грунтобетонных геотехнических барьеров /О.А. Маковецкий // Транспорт. Транспортные сооружения. Экология. – 2017. – №3. – С.121-138.

93. Маковецкий, О.А. Анализ предельной несущей способности конструкции геотехнического барьера, выполненного из грунтобетонных элементов / О.А. Маковецкий, К.А. Миллер // Вестник Пермского национального исследовательского политехнического университета. Прикладная экология. Урбанистика. – 2015. – № 4 (20). – С. 51-59.

94. Маковецкий, О.А. Влияние изменений геологической среды на надежность системы «основание - фундамент-здание»/О.А. Маковецкий// Инженерная геология и охрана геологической среды: материалы годичной сессии Научного совета РАН по проблемам геоэкологии, инженерной геологии и гидрогеологии. – М.: ГЕОС, 2004. – С.398-402.

95. Маковецкий, О.А. Усиление фундаментов строящегося здания струецементными сваями на Рязанском проспекте в Москве/ О.А. Маковецкий, С.С. Зуев //Жилищное строительство. – 2014. – № 9. – С. 47-50.

96. Маковецкий, О.А. Использование специальных геотехнических технологий в портовом строительстве/ О.А. Маковецкий, С.С. Зуев, И.С. Корчагин // Гидротехника. – 2018. – №4(53). – С.70-76.

97. Маковецкий, О.А. Наблюдательный метод прогнозирования осадок высотных зданий/О.А. Маковецкий // Транспорт. Транспортные сооружения. экология. – 2018. – №1. – С.75-85.

98. Маковецкий, О.А. Обеспечение геотехнической безопасности строящегося здания/О.А. Маковецкий, С.С. Зуев, И.И. Хусаинов, М.А. Тимофеев // Жилищное строительство. – 2014. – № 9. – С. 34-37.

99. Маковецкий, О.А. Обоснование применения искусственного основания структурный геомассив/ О.А. Маковецкий, С.С. Зуев, И.И. Хусаинов// Жилищное строительство. – 2016. – № 9. – С. 23-26.

100. Маковецкий, О.А. Оценка влияния подтопления городских территорий на изменение физико-механических свойств грунтов/О.А. Маковецкий// Вестник Пермского национального исследовательского политехнического университета. Прикладная экология. Урбанистика. – 2018. – № 1 (29). – С. 148-159.

101. Маковецкий, О.А. Применение струйной цементации для устройства подземных частей комплексов / О.А. Маковецкий, С.С. Зуев, И.И. Хусаинов // Жилищное строительство. – 2013. – №9. – С.10-14.

102. Маковецкий, О.А. Специальные подземные работы для транспортных сооружений / О.А. Маковецкий, С.С. Зуев //Подземные горизонты. – 2018. – №16. – С.52-56.

103. Маковецкий, О.А. Устройство системы вертикальных и горизонтальных геотехнических барьеров/ О.А. Маковецкий, С.С. Зуев, С.Ф. Селетков, В.И. Травуш // Жилищное строительство. – 2016. – № 9. – С. 40-44.

104. Маковецкий О.А. Эволюционные модели и численный анализ процессов деформирования и разрушения в системе «здание-основание-фундамент» /О.А. Маковецкий, Г.Г. Кашеварова, В.Э. Вильдеман // отчет о НИР, Пермский государственный технический университет. – Пермь, 2005.– 120 с. – №ГР 01200212162.

105. Маковецкий, О.А., Зуев С.С. Оценка величины технологических деформаций при устройстве грунтобетонных элементов/О.А. Маковецкий, С.С. Зуев // Жилищное строительство. – 2017. – №9. – С.9-12.

106. Маковецкий, О.А., Зуев С.С. Обеспечение эксплуатационной надежности подземной части комплексов жилых зданий/О.А. Маковецкий, С.С. Зуев // Жилищное строительство. – 2012. – №9. – С.38-41.

107. Максимова, И.Н. Структура и конструкционная прочность цементных композитов: монография / И. Н. Максимова, Н. И. Макридин, В. Т. Ерофеев, Ю. П. Скачков. – М.: Издательство АСВ, 2017. – 400 с.

108. Малинин, А.Г. Струйная цементация грунтов / А.Г. Малинин. – Пермь, Изд. Пресстайм, 2007. – 168 с.
109. Малышкин, А.П. Современный подход к проектированию высотных зданий в условиях плотной городской застройки/А.П. Малышкин, А.В. Есипов, А.И. Бараняк// Вестник МГСУ: сб.науч.тр. – М.:МГСУ, 2008 . – Вып.2. – С. 158-162.
110. Мангушев, Р.А. Влияние трехуровневого подземного пространства на жилые здания окружающей застройки/ Р.А. Мангушев, Н.В. Ошурков, В.Э. Гутовский //Жилищное строительство. – 2010. – №5.– С.23-27.
111. Мангушев, Р.А. Методы подготовки и устройства искусственных оснований / Р.А. Мангушев, Р.А. Усманов, СВ. Ланько. – М.: АСВ, 2012. – 280 с.
112. Мангушев, Р.А. Сравнительный анализ численного моделирования системы «здание- фундамент-основание» в программных комплексах SCAD и PLAXIS /Р.А. Мангушев, И.И. Сахаров [и др.] // Вестник гражданских инженеров. СПбГАСУ. – 2010. – №3. – С. 96-101.
113. Мангушев, Р.А. Технологические осадки зданий и сооружений в зоне влияния подземного строительства /Р.А. Мангушев, Н.С. Никифорова. – М.: Изд. АСВ, 2017. – 168 с.
114. Мангушев, Р.А. Устройство и реконструкция оснований и фундамента на слабых и структурно-неустойчивых грунтах: Научное издание./ Р.А. Мангушев, Р.А. Усманов, А.И. Осокин. – СПб.: Изд. Лань, 2018. – 460 с.
115. Манискевич, Е.С. Влияние деформаций основания на деформативность каркасов зданий / Е.С. Манискевич, С.З. Абдуллин // Промышленное и гражданское строительство и инженерные сооружения. – 1988. – №1. – С.31-32.
116. Мартынов, Н.В. Активная сейсмозащита / Н.В. Мартынов. – Симферополь, 2013. – 266 с.
117. Маслов, Н.Н. Основы механики грунтов и инженерной геологии /Н.Н. Маслов. – М.: Высшая школа, 1968. – 389 с.
118. Медведев, С.В. Инженерная сейсмология / С.В. Медведев. – М.:Госстройиздат,1962. – 248 с.
119. Мирсаяпов, И.Т. 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, Том 2. – СПб. ПГУПС, 2005. – С 40-45.

120. Мирсаяпов И.Т. Оценка прочности и деформативности армированных грунтовых оснований / И.Т. Мирсаяпов, А.О. Попов // Геотехника. – 2010. – №4. – С.58-67.
121. Мирсаяпов И.Т. Расчетная модель несущей способности армированного основания при циклических нагрузениях /И.Т. Мирсаяпов, И.В. Королева // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 2014. – №4. – С.12-17.
122. Мирсаяпов И.Т. Напряженно-деформированное состояние грунтового основания, армированного вертикальными и горизонтальными элементами / И.Т. Мирсаяпов, Р.А. Щарфутдинов //Известия КГАСУ, 2017. – №1(39). – С.153-158.
123. Михеев, В.В. О применении теории надежности в нормах проектирования оснований и фундаментов / В.В. Михеев , И.В. Шитова // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1983. – № 2. – С. 10-12.
124. Мкртычев, О.В. Сейсмические нагрузки при расчете зданий и сооружений/ О.В. Мкртычев , А.А. Решетов . – М.: Издательство АСВ, 2017. – 140 с.
125. Монахов С.А. Аналитические решения развития барражного эффекта при строительстве подземных сооружений/ С.А. Монахов //Известия ВУЗов. Геология и разведка. – 1999. – №5. – С.103-110.
126. Монахов С.А. Влияние противофильтрационных мероприятий на уровни грунтовых вод/ С.А. Монахов // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 2001. – №4. – С. 15-18.
127. Мондрус, В.Л. Вероятностные методы оценки сейсмических воздействий на сооружения / В.Л. Мондрус // Известия высших учебных заведений. Строительство. – 1997. – № 6. – С.74-80.
128. Назаров, Г.Н. Использование инженерно-геологических характеристик при сейсмическом микрорайонировании. Сейсмическое микрорайонирование/ Г.Н. Назаров, В.А. Шемшурин. – М., Наука, 1977. – С.137-143.
129. Назаров, Ю.П. Анализ вида волновой модели и получение расчетных параметров сейсмического воздействия для высотного здания / Ю.П. Назаров, Е.В. Позняк, А.В. Филимонов // Промышленное и гражданское строительство. – 2014. – №5. – С.40-45.
130. Нарбут Р.М. Возведение зданий и сооружений на слабых глинистых грунтах/ Р.М. Нарбут. – Ленинград, Стройиздат, 1975 – 28 с.
131. Никитин, Н.В. Исследование осадок фундамента телевизионной башни в Останкино/ Н.В. Никитин, А.И. Михальчук, В.И. Травуш //Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1970. – №2. – С.32-35.

132. Никифорова, Н.С. 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.

133. Ньюмарк, Н. Основы сейсмостойкого строительства / Н. Ньюмарк, Э. Розенблюэт. – М.: Стройиздат, 1980. – 334 с.

134. Обеспечение эксплуатационной надежности оснований и фундаментов зданий и сооружений при подтоплении грунтовыми водами / Мурзенко Ю.Н., Юношев Н.П., Скибин Г.М., Соболев В.И. [и др.] // Сборник трудов международной научно-технической конференции «Современные проблемы фундаментостроения», в 4 частях. Волг.ГАСА. – Волгоград, 2001. – Ч. 3. – С. 69-72.

135. Орехов, В.В. Некоторые аспекты изучения применения траншейных барьеров для уменьшения энергии поверхностных волн в грунте/ В.В. Орехов, Х. Негахдар // Вестник МГСУ: сб.науч.тр. – М.:МГСУ, 2013. – № 3. – С.98-104.

136. Осипов, В. И. Принципы создания структур геотехногенных массивов / В. И. Осипов // Инженерная геология. – 1989. – № 3. – С. 3– 6.

137. Осипов, В. И. Уплотнение и армирование слабых грунтов методом «Геокомпозит» / В. И. Осипов, С. Д. Филимонов // Основания и фундаменты. – 2002.–№5.– С.15–21.

138. Пастернак, П. Л. Основы нового метода расчета фундаментов на упругом основании при помощи двух коэффициентов постели/ П.Л. Пастернак. – М.: Госстройиздат, 1954. – 56 с.

139. Патент №2059044. Способ уплотнения связных дисперсных грунтов: № 5024190 ; заявл. 27.12.91 : опубл. 27.04.96 / Осипов В. И., Филимонов С. Д. Мельников Б. Н., Кайль Е. В.; заявитель, патентообладатель Осипов В. И., Филимонов С. Д.– 6 с.

140. Патент №2162917. Способ закрепления грунтов в основании деформированных зданий и сооружений: №99107679/03; заявл. 07.04.1999; опубл. 10.02.2001 / Лушников В.В., Богомолов В.А., Кустоморцев А.С., Герасимов О.В.; заявитель, патентообладатель ОАО «Уральский научно-исследовательский центр по архитектуре и строительству». – 5 с.

141. Патент №2476642. Способ строительства и анализа напряженно-деформированного состояния зданий, сооружений и других протяженных по вертикали объектов на неравномерно сжимаемых грунтах: №2011120865/03; заявл. 24.05.2011; опубл. 27.02./ Лушников В.В., Оржеховский Ю.Р., Эпп А.Я., Сметанин М.В. ; заявитель, патентообладатель ООО «Экспертно-консультационная фирма «ГеоСтройЭксперт» – 6 с.

142. Перельмутер, А.В. Расчетные модели сооружений и возможность их анализа / А.В. Перельмутер, В.И. Сливкер. – М.: ДМК Пресс, 2007. – 600 с.
143. Петров, В.В. Нелинейная инкрементальная строительная механика / В.В. Петров. – М.: Инфра-Инженерия, 2017. – 480 с.
144. Петрухин, В.П. Новые способы геотехнического проектирования и строительства / В.П. Петрухин, О.А. Шулятьев, О.А. Мозгачева. – М.: Изд. АСВ, 2015. – 224 с.
145. Плотников Н.И. Техногенные изменения гидрогеологических условий. / Н.И. Плотников. – М.: Недра, 1989. – 330 с.
146. Победря, Б.Е. Механика композиционных материалов / Б.Е. Победря. – М.: Изд-во МГУ, 1984. – 336 с.
147. Покровский, Г.И. Исследования по физике грунтов / Г.И. Покровский. – М.-Л.: Гл. ред. строит. лит., 1937. – 93 с.
148. Пономарев, А.Б. Геотехническое моделирование влияния глубокого котлована при реконструкции зданий / А.Б. Пономарев, А.В. Захаров, М.М. Безгоднов [и др.] // Жилищное строительство. - 2014. - №9. - С.38-44.
149. Пособие П11-01 к СНБ 5.01.01-99 Проектирование и устройство оснований и сооружений из армированного грунта. Министерство архитектуры и строительства. Республика Беларусь. 2001 г.
150. Прокопович, И.Е. Прикладная теория ползучести / И.Е. Прокопович, В.А. Зедгенидзе – М.: Стройиздат, 1980. – 240 с.
151. Попов, А.О. Несущая способность и деформации армированных грунтовых оснований (массивов) / Диссертация на соискание уч. степ. канд. техн. наук: 05.23.02/ Попов Антон Олегович; Казанский гос. арх.-строит. университет. – Казань, 2012. – 218 с.
152. Попов, А.О. Экспериментально-теоретические исследования работы армированных грунтовых массивов / А.О. Попов, И.Т. Мирсаяпов // Известия Казанского государственного архитектурно-строительного университета – 2008. – №2(10). – С. 75-80.
153. Пшеничкин, А.П. Вероятностный расчет зданий массовой застройки на неоднородно-деформируемых основаниях / А.П. Пшеничкин, Б.А. Гарагаш // Надежность и долговечность строительных конструкций: сб. науч. тр. – Волгоград, 1974. – С.27-54.
154. Работнов, Ю.Н. Механика деформируемого твердого тела / Ю.Н. Работнов. – М.: Наука, 1979. – 744 с.
155. Работнов, Ю.Н. Ползучесть элементов конструкций / Ю.Н. Работнов. – М.: Наука, 1966 г. – 752 с.

156. Работнов, Ю.Н. Элементы наследственной механики твердых тел/ Ю.Н. Работнов. – М.: Наука, 1977. – 384 с.

157. Разработка мероприятий по предотвращению развития возможных аварийных ситуаций на объекте строительства ЗАО «Искра-АВИГАЗ» в осях «1-34»/«Б-Д» на основе анализа проектной и исполнительной документации, принятых технических решений и результатов конструкционного мониторинга: отчет о НИР/ ПермГТУ. – Пермь, 2011. – 106 с. – №ГР 2011/168.

158. Разводовский, Д. Е. Оценка влияния нового строительства и мероприятия по защите существующих зданий и сооружений / Д. Е. Разводовский, О. А. Шулятьев, Н. С. Никифорова / Российская архитектурно-строительная энциклопедия. Том XII. Строительство подземных сооружений. – М.: ВНИИТПИ, 2008. – С. 230–239

159. Разводовский, Д.Е. Допустимые деформации существующей застройки / Д.Е. Разводовский // Вестник НТЦ «Строительство». – 2017. – №2(13). – С.106-121.

160. Разводовский, Д.Е. Оценка влияния усиления фундаментов зданий по технологии струйной цементации на их осадку/ Д.Е. Разводовский, А.А. Чепурнова // Промышленное и гражданское строительство. – 2016. – №10. – С.64-72.

161. Разводовский Д.Е. Обзор возможностей и перспективы применения наблюдательного метода/ Д.Е. Разводовский, И.В. Колыбин, И.Г. Анисимов, Н.Н. Фокин // Промышленное и гражданское строительство. – 2016. – №10. – С.55-63.

162. Райзер, В.Д. Вероятностные методы в анализе надежности и живучести сооружений: / В.Д. Райзер. – М.: Издательство АСВ, 2018. – 396 с.

163. Ренгач, В.Н. Шпунтовые стенки / В.Н.Ренгач. – Ленинград:Стройиздат,1970. – 112 с.

164. Ржаницын, А.Р. Теория расчета строительных конструкций на надежность / А.Р. Ржаницын. – М.: Стройиздат,1978 – 239 с.

165. Родионов, В.Н. Основы геомеханики / В.Н. Родионов, И.А. Сизов, В.М. Цветков. – М.: Недра,1986. – 301 с.

166. Руководство по комплексному освоению подземного пространства крупных городов – М.: РААСН,2014. – 96 с.

167. Руководство по наблюдению за деформациями оснований и фундаментов зданий и сооружений. – М.: Стройиздат, 1975. – 82 с.

168. Руководство по определению скорости коррозии цементного камня, раствора и бетона в жидких агрессивных средах. – М.: Стройиздат, 1975. – 28 с.

169. Савицкий, В.В. Назначение граничных условий при расчетах МКЭ малозаглубленных подземных сооружений / В.В. Савицкий, В.И. Шейнин // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1996. – №6. – С.14-17.
170. Савостьянов, В.Н. Физически нелинейные процессы в строительных конструкциях / В.Н. Савостьянов, В. П. Агапов, И. И. Ковригин [и др.] – М. : Издательство МИСИ-МГСУ, 2017. – 129 с.
171. Сечи, К. Ошибки в сооружении фундаментов / К.Сечи. – М.: Госстройиздат, 1960. – 143 с.
172. Сиррожиддинов, З. Расчет и проектирование свайных фундаментов на основе теории надежности.: автореф. дис. на соиск. учен. степ. д-ра техн. наук: 05.23.02 / Сиррожиддинов Зайниддин ; МГСУ. – Москва, 1993. – 34 с.
173. Скибин, Г.М. Моделирование состояния городской застройки в целях обеспечения эксплуатационной надежности оснований и фундаментов, зданий и сооружений при подтоплении: дис. на соиск. учен. степ. д-ра техн. наук: 05.23.02/Скибин Геннадий Михайлович; ЮРГТУ – Новочеркасск, 2005. – 290 с.
174. Соболев, Е.С., Тер-Мартirosян А.З. Методика решения обратной задачи расчета осадок плитных фундаментов по данным геотехнического мониторинга/ Е.С. Соболев, А.З. Тер-Мартirosян // Интернет-вестник ВолгГАСУ. Сер.: Политематическая. – 2012. – Вып. 3 (23). – 7 с.
174. Сологаев, В.И. Фильтрационные расчеты и моделирование защиты от подтопления в городском строительстве / В.И. Сологаев. – Омск, 2002. – 416 с.
176. Сотников, С.Н. Проектирование и возведение фундаментов вблизи существующих сооружений /С.Н. Сотников, В.Г. Симагин, В.П. Вершинин. – М.: Стройиздат, 1986. – 96 с.
177. СП 103.13330.2012 Защита горных выработок от подземных и поверхностных вод. Актуализированная редакция СНиП 2.06.14-85.
178. СП 14.13330.2011. Строительство в сейсмических районах. Актуализированная редакция СНиП II-7-81*.
179. СП 22.13330.2016 Основания зданий и сооружений. Актуализированная редакция СНиП 2.02.01-83*.
180. СП 24.13330.2011. Свайные фундаменты. Актуализированная редакция СНиП 2.02.03- 85.
181. СП 248.1325800.2016 Сооружения подземные. Правила проектирования.
182. СП 250.1325800.2016 Здания и сооружения. Защита от подземных вод.

183. СП 291.1325800.2017 Конструкции грунтоцементные армированные. Правила проектирования.
184. СП 361.1325800.2017 Здания и сооружения. Защитные мероприятия в зоне влияния строительства подземных объектов.
185. СП 45.13330.2012 Земляные сооружения, основания и фундаменты. Актуализированная редакция СНиП 3.02.01-87.
186. СП 47.13330.2016 Инженерные изыскания для строительства. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 11-02-96.
187. Справочник геотехника. Основания, фундаменты и подземные сооружения: издание второе, дополненное и переработанное / Под общей ред. В.А. Ильичева и Р.А. Мангушева. – М.: Изд-во АСВ, 2016. – 1040 с.
188. СТО НОСТРОЙ 2.3.18-2011 Укрепление грунтов инъекционными методами в строительстве. – Москва, 2012. – 66 с.
189. Строкова, Л.А. Научно-методические основы численного прогноза деформирования грунтовых оснований: дис. на соиск. учен. степ. д-ра геол.-минер. наук: 25.00.08 / Строкова Людмила Александровна; НИТПУ. – Томск, 2011. – 265 с.
190. Строкова, Л.А. Обратная задача определения параметров грунта методом конечных элементов/ Л.А. Строкова // Известия ВУЗов. Геология и разведка. – 2010. – №2. – С.44-50.
191. Струнин, П.В. Напряженно-деформированное состояние грунтоцементных свай, взаимодействующих с грунтовым основанием и межсвайным пространством: дис. на соиск. учен. степ. канд. техн. наук : 05.23.02 / Струнин Павел Владимирович; МГСУ. – Москва, 2013. – 167 с.
192. Сухов, Ю.Д. Рекомендуемые методы определения показателя надежности / Ю.Д. Сухов // Труды ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко – М., 1993. – С.3-7.
193. Тер-Мартirosян, А.З. Взаимодействие фундаментов зданий и сооружений с водонасыщенными основаниями при учете нелинейных и реологических свойств грунтов: дис. на соиск. учен. степ. д-ра техн. наук: 05.23.02/Тер-Мартirosян Армен Завенович; МГСУ. – Москва, 2016. – 324 с.
194. Тер-Мартirosян, З.Г. Механика грунтов / З.Г. Тер-Мартirosян. – М.: АСВ. 2009. – 552 с.
195. Тер-Мартirosян, З.Г. Напряженно-деформированное состояние массивов грунтов под воздействием гидрогеологических факторов/ З.Г. Тер-Мартirosян, А.З. Тер-Мартirosян // Вестник МГСУ: сб. науч. тр. – М.: МГСУ, 2008. – №2. – С. 150-157.

196. Тер-Мартirosян, З.Г. НДС системы «основание-свайный фундамент-здание» с промежуточной подушкой при сейсмическом воздействии / З.Г. Тер-Мартirosян, А.З. Тер-Мартirosян, А.Ю. Мирный, В.В. Сидоров // Численные методы расчетов в практической геотехнике: сборник статей международной научно-технической конференции. – Санкт-Петербург : СПбГАСУ, 2012. – С.183-190.
197. Тер-Мартirosян, З.Г. Некоторые проблемы подземного строительства. / З.Г. Тер-Мартirosян, А.З. Тер-Мартirosян // Жилищное строительство. – 2013. – №9. – С.2-5.
198. Тер-Мартirosян, З.Г. Проблемы механики грунтов, оснований и фундаментов при строительстве многофункциональных высотных зданий и комплексов/З.Г. Тер-Мартirosян, В.И. Теличенко, М.В. Королев// Вестник МГСУ: сб. науч. тр. – М.:МГСУ, 2006 . – Вып.1. – С. 18-27.
199. Тер-Мартirosян, З.Г. Прогноз механических процессов в массивах многофазных грунтов/ З.Г. Тер-Мартirosян. – М.: Недра,1986. – 292 с.
200. Тер-Мартirosян, З.Г. Прогноз оседания поверхности земли вследствие снижения уровня грунтовых вод скважинами./ З.Г. Тер-Мартirosян, С.Ш. Нурджанян // Межвуз. сб. строит. и арх. – Ереван: ЕрПИ, 1980. – Сер. 12. – Вып. 6. – С. 178-183.
201. Тер-Мартirosян, З.Г. Реологические параметры грунтов и расчеты оснований сооружений/ З. Г. Тер-Мартirosян. – М.: Стройиздат, 1990. – 200 с.
202. Тер-Мартirosян, З.Г. Решение задачи обеспечения геомеханической безопасности сооружений повышенной ответственности / З.Г. Тер-Мартirosян, А.Л. Крыжановский //Промышленное и гражданское строительство. – 2007. – №2.– С.56-57.
203. Тер-Мартirosян, З.Г. Усиление слабых грунтов в основании фундаментных плит с использованием технологии струйной цементации грунта/З.Г.Тер-Мартirosян, П.В.Струнин // Вестник МГСУ: сб. науч. тр. – М.:МГСУ, 2010 . – Вып.4. – С. 310-315.
204. Терцаги, К. Теория механики грунтов / К.Терцаги. – М.: Госстройиздат, 1961. – 507 с.
205. Тимофеева, Л.М. Армирование грунтов: дис. на соиск. учен. степ. д-ра техн. наук: 05.23.02/ Тимофеева Людмила Михайловна; МИСИ. – Москва,1992 . – 325 с.
206. Травуш, В.И. Метод обобщённых решений в задачах изгиба плит на линейно-деформируемом основании/ В.И. Травуш // Строительная механика и расчет сооружений. – 1982. – №1.– С.24-29.

207. Травуш, В.И. Функциональные прерыватели Герсеванова и расчет конструкций на упругом основании / В.И. Травуш // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 2000. – №4. – С.18-24.

208. Травуш, В.И. О возможном квантовом характере деформации и разрушения композитов./ В.И. Травуш, В.П. Селяев, П.В. Селяев, Е.Л. Кечуткина // Промышленное и гражданское строительство. – 2016. – №9. – С.94-100.

209. Травуш, В.И. 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.

210. Травуш, В.И. Экспериментальное определение деформаций ползучести грунтобетона / В.И. Травуш, О.А. Маковецкий // Известия ВУЗов. Технология текстильной промышленности. – 2017. – №3(369). – С.98-103.

211. Травуш, В.И. Моделирование поведения сплошного вертикального структурного геотехнического массива - разделительного экрана / В.И. Травуш, В.С. Федоров, О.А. Маковецкий // Строительство и реконструкция. – 2021. – №1(93). – С.65-73.

212. Тяпин, А.Г. Влияние глубины подушки из укрепленного грунта под фундаментной плитой на сейсмическую реакцию сооружения. Часть 1: Демонстрация эффекта / А.Г. Тяпин // Строительная механика и расчет сооружений. – 2016. – №5. – С.37-44.

213. Тяпин, А.Г. Влияние укрепления грунта под фундаментом на сейсмическую реакцию сооружения. Часть 2: Роль кинематического взаимодействия сооружения с основанием / А.Г. Тяпин // Строительная механика и расчет сооружений. – 2016. – №6. – С.48-55.

214. Тяпин, А.Г. Влияние укрепления грунта под фундаментом на сейсмическую реакцию сооружения. Часть 3: Возможности сотовой подушки / А.Г. Тяпин // Строительная механика и расчет сооружений. – 2016. – №6. – С.48-55.

215. Тяпин, А.Г. Платформенные модели в задачах учета взаимодействия сооружений с основанием при расчетах на сейсмические воздействия: Научное издание. / А.Г. Тяпин. – М.: Издательство АСВ, 2015. – 208 с.

216. Тяпин, А.Г. Расчет сооружений на сейсмические воздействия с учетом взаимодействия с грунтовым основанием. Научное издание. / А.Г. Тяпин. – М.: Издательство АСВ, 2016. – 392 с.

217. Тяпин, А.Г. Учет взаимодействия сооружений с основанием при расчетах на сейсмические воздействия: Научное издание. / А.Г. Тяпин. – Издательство АСВ, 2014 г. – 136 с.
218. Уздин, А.М. Об эффективности применения экранов в грунте для сейсмозащиты зданий и сооружений/ А.М. Уздин, М.В. Фрезе // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 2011. – № 3. – С. 17–19.
219. Уздин, А.М. Основы теории сейсмостойкости и сейсмостойкого строительства зданий и сооружений / А.М. Уздин, Т.А. Сандович, Аль-Насер-Мохомад Самих Амин. – С. Петербург: Изд-во ВНИИГ им. Веденеева, 1993. – 176 с.
220. Улицкий В.М., Шашкин А.Г., Глозман Л. М., Вяземский А.М. Геотехнический мониторинг при сложной реконструкции на слабых грунтах.// Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1999. – №5. – С.15-18.
221. Улицкий, В.М. Геотехническое сопровождение реконструкции городов (обследование, расчеты, ведение работ, мониторинг) / В.М. Улицкий, А.Г. Шашкин. – М.: Издательство АСВ, 1999. – 327 с.
222. Уткин, В.С. Расчет надежности грунтового основания фундамента по несущей способности (сдвигу) на стадии эксплуатации / В.С. Уткин // Инженерно-строительный журнал. – 2014. – №1. – С.90-100.
223. Федеральный закон «Технический регламент о безопасности зданий и сооружений» от 30 декабря 2009 №384-ФЗ.
224. Федоровский, В.Г. 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.
225. Федоровский, В.Г. Методика расчета фундаментных плит на нелинейно-деформируемом основании / В.Г. Федоровский, С.Г. Безволев, О.М. Дунаев // Нелинейная механика грунтов: тр. IV Рос. конф. – С-Петербург, 1993. – т1. – С.81-86.
226. Фролов, М.О. Инкрементальный метод расчета системы «плита-неоднородный слой основания»: дис. на соиск. учен. степ. канд. техн. наук: 05.23.02/Фролов Михаил Олегович; Саратовский гос. техн. ун-т - Саратов, 2016. – 130 с.
227. Харитонов, В.А. Строительство и эксплуатация сейсмостойких зданий и сооружений. / В.А. Харитонов. – М.: Издательство АСВ, 2015. – 208 с.
228. Хеммонд, Р. Аварии зданий и сооружений /Р. Хеммонд. – М.: Госстройиздат, 1961. – 188с.

229. Цветков, Р.В. Автоматизированная система измерения неравномерности осадок сооружения / Р.В.Цветков, И.Н. Шардаков // Вестн. Волгоград. гос. ун-та. Сер. Строительство и архитектура. – 2008. – Вып. 10 (29). – С. 128–134.
230. Цытович, Н.А. Основы прикладной геомеханики в строительстве / Н.А. Цытович, З.Г. Тер-Мартirosян. – М: Высш.школа, 1981. – 317 с.
231. Цытович, Н.А. Прогноз скорости осадок оснований сооружений / Н.А. Цытович, Ю.К. Зарецкий, М.В. Малышев, [и др.]. – М.: Стройиздат, 1967. – 240 с.
232. Червинский, Я.И. Исследование влияния искусственного преобразования грунтовых массивов на сейсмичность площадок строительство зданий / Я.И. Червинский, Н.В. Моргунова. – «Будівельни конструкції. Міжвідомчий науково-технічний збірник». – вип. №69. – Киев, 2008. – С.347-352.
233. Черняков, А.В. Результаты исследований эффективности применения струйной технологии на площадке строительства второй сцены Мариинского театра / А.В. Черняков // Промышленное и гражданское строительство. – 2011. – №2. – С.64-66.
234. Черняков, А.В. Совершенствование теоретических основ и практических методов применения струйной цементации грунтов в конструктивных решениях транспортных сооружений: дис. на соиск. учен. степ. д-ра техн. наук: 05.23.11 / Черняков Андрей Валерьевич; МАДИ. – Москва, 2011. – 411 с.
235. Чиж, И.Н. Разработка методики расчета оптимальной глубины заложения разделительного шпунтового ряда в стесненных условиях строительства / И.Н. Чиж, Г.М. Скибин // Вестник ПНИПУ. Строительство и архитектура. – 2014. – Вып. №3. – С. 61-73.
236. Численные методы решения некорректных задач/ А.Н. Тихонов, А.В. Гончарский, В.В. Степанов, А.Г. Ягола. – М.: Наука, 1990. – 232 с.
237. Шапиро, Д.М. Теория и расчётные модели оснований и объектов геотехники. Изд. 2-е, доп. / Д.М. Шапиро. – М.: Издательство АСВ, 2016. – 180 с.
238. Шардаков, И.Н. Натурное испытание строительных сооружений – шаг к повышению деформационной безопасности / И.Н. Шардаков // Вестник Пермского научного центра УрО РАН. – Пермь, 2014. – №4. – С.4-11.
239. Шашкин, А.Г. Вязко-упруго-пластическая модель поведения глинистого грунта/ А.Г. Шашкин// Развитие городов и геотехническое строительство. – 2011. – №2. – С.1-32.
240. Шашкин, А.Г. О высотном строительстве в инженерно-геологических условиях Санкт-Петербурга /А.Г. Шашкин // Геотехника. – №1/2. – 2014. – С.4-16.

241. Шашкин, А.Г. Проектирование зданий и подземных сооружений в сложных инженерно-геологических условиях Санкт-Петербурга / А.Г. Шашкин. – М.: Геомаркетинг, 2014. – 352 с.
242. Швец, В.Б. Надежность оснований и фундаментов / В.Б. Швец, Б.Л. Тарасов, Н.С. Швец. – М.: Стройиздат, 1980. – 158 с.
243. Шепитько, Т.В. Армирование грунтов основания вертикальными столбами в криолитозоне / Т.В. Шепитько, И.А. Артюшенко, П.Г. Долгов // Мир транспорта. – 2019. №4(83). – С.68-78.
244. Шейнин, В.И. Вероятностный расчет основания под отдельным фундаментом по второй группе предельных состояний / В.И. Шейнин // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1991. – №2. – С.18-20.
245. Шейнин, В.И. 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.
246. Шейнин, В.И. Подход к оцениванию надежности в инженерных расчетах оснований / В.И. Шейнин, Ю.В. Лесовой, В.В. Михеев, Н.Б. Попов // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1990. – №1. – С.24-26.
247. Шенкман, Р.И. 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.
248. Шулятьев, О. А. Геотехнический мониторинг при строительстве и эксплуатации подземных сооружений / О. А. Шулятьев, О. А. Мозгачёва / Российская архитектурно-строительная энциклопедия. Том XII. Строительство подземных сооружений. – М.: ВНИИСТПИ, 2008. – С. 198-205.
249. Шулятьев, О.А. Вертикальный геотехнический барьер по методу компенсационного нагнетания / О.А. Шулятьев, О.А. Мозгачева // 75 лет НИИОСП им. Н.М. Герсевича: сбор. науч. тр. – М.:НИИОСП,2006. – С.212-221.
250. Шулятьев, О.А. Освоение подземного пространства городов / О.А. Шулятьев, О.А. Мозгачева, В.С. Поспехов. – М.: Издательство АСВ, 2017. – 510 с.
251. Шулятьев, О.А. Основания и фундаменты высотных зданий / О.А. Шулятьев. – М.: Изд. АСВ,2016. – 392 с.
252. Юркевич, П.Б. Использование технологии “jet-grouting” на строительстве многофункционального комплекса «Царев сад» в Москве / П.Б. Юркевич // Подземное пространство мира. – 2001. – №5. – С.9-25.

253. Яноши, Л. Теория и практика обработки результатов измерений / Л. Яноши. – М.: Мир, 1968. – 462 с.
254. Яресько, В.Ф. Анализ результатов наблюдений за осадками зданий в районах Городских гор, Балатово и по ул. Ленина./В.Ф. Яресько, М.Н. Дедюкин, А.А. Бартоломей . – Пермь. ППИ,1964. – 98 с.
255. Ястребов, П.И. «Стена в грунте» из буросекущихся свай – преимущества и область применения. /П.И. Ястребов // Подземное строительство России на рубеже XXI века: тр.конф. – Москва,2000. – С.387-390.
256. Ahmed, S.A. Mitigation of Risks Associated with Deep Excavations/ S.A. Ahmed, A.L. Fayed // State of the Art Review.,Industry Academia Collaboration (IAC 2015), Cairo, Egypt, 6-8 April, 2015.
257. Bartolomey A. Geotechnical trends in urban terrains evolution/ A. Bartolomey, O.Makovetsky , A. Ponomaryov, V. Ofrikhter / Geotechnical problems with man-made and man influenced grounds, Prague, Czech Republic, 25-28th August 2003, pp.573-578.
258. Bezuijen, A. Compensation Grouting in Sand Experiments, Field Experiences and Mechanisms, Wörmann Print Service, 2010, 212 p.
259. Bull, John W. Linear and nonlinear numerical analysis of foundations. New York, 2009, 465p.
260. Constable A.C., Parker R.L. , Constable C.G. Occam's inversion: A practical algorithm for generating smooth models from electro-magnetic sounding data // Geophysics, 1987, no.52(3), pp. 289-300.
261. Desai C. S., Christian J.T. Numerical Methods in Geotechnical Engineering. New York: McGraw-Hill, 1977, 784 p.
262. DIN EN 12716:2001 Выполнение специальных геотехнических работ. Струйная цементация
263. Ding H. , Chen W., Zang L. Elasticity of transversely isotropic materials. Springer, 2006, 444p.
264. Drucker D.C., Prager W. Soil mechanics and plastic analysis or limit design. Qufrt. Appl. Math. 1952,Vol. 10, pp. 157-165.
265. Duncan J.M., Chang C.-Y. Nonlinear analysis of stress and strain in soils // ASCE Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division,1970, no. 96 (SM5), pp.1629-1653.
266. Eurocode EC 7 2004. Geotechnical design. European Committee for Standardization.
267. Henn, Raymond W. Practical guide to grouting of underground structures. American Society of Civil Engineers, 1996, 200 p.

268. Herman L.R., Yasin Z. Numerical analyses of reinforced soil systems // Proc. Symp. Earth Reinforced. Pittsburgh, 1978, p. 428-570.
269. Hill, R. Theory of mechanical properties of fibre strengthened materials. Mech. Phys. Solids, 1964, vol.12., no.4, pp.199-218.
270. IREX Recommandations pour la conception, le dimensionnement, l'exécution et le contrôle de l'amélioration des sols de fondation par inclusions rigides.- ASIRI 384, Presses des Ponts, 2012.
271. Karech T. Analysis by homogenization method of structures in reinforced soil and behaviour interfaces of soil reinforcement. // Journal of Civil Engineering and Construction Technology, 2012, Vol. 3(1), pp. 17-24.
272. Karol Reuben H. Chemical grouting and soil stabilization. American Society of Civil Engineers, 2003, 536 p.
273. Kashevarova G., Makovetskiy O. Analysis of Experimental and Estimated Jet-grouted Soil Mass Deformations. // Procedia Engineering, 2016, Vol. 150 : International Conference on Industrial Engineering (ICIE-2016), pp. 2223-2227.
274. Kashevarova G., Khusainov I., Makovetskiy O. Experience in application of "JET Grouting" for installation of substructures of estates. // Frontier in Geotechnical Engineering (FGE), 2013, Vol.2.
275. Katzenbach R., Bachmann G., Gutberlet C. Requirements on the Application of Numerical Methods on ULS Proofs in Geotechnics. // The 12th International Conference of International Association for Computer Methods and Advances in Geomechanics (IACMAG), 2008, pp.630-641.
276. Katzenbach R., Bachmann G., Gutberlet C. The importance of measurements for evaluating numerical analyses of foundations of high-rise buildings. // Proc. 11th International Conference of the international Association of Computer Methods and Advances in Geomechanics (IACMAG). Torino (Italy), 2005, pp.695-707.
277. Keedwell M.J. Rheology and soil mechanics. London, 1984, 323 p.
278. Kondner R.L., Zelasco J.S. A hyperbolic stress-strain formulation for sands. // In 2nd Pan. Am. Conf. Soil Mech. Found. Eng., Brazil, 1963, Vol.1, pp. 289-394.
279. Madhav M.R., Poorooshaas H.B. A new model for geosynthetic rein-forced soil // Computers and Geotechnics, 1988, no.4., pp.12-19.
280. Makovetsky O.A., Zuev S.S., Ponomarev A.A. Engineering preparation of territory for exploration and development of oil fields. // Oil Industry, 2012, no.7, pp. 108-110.

281. Makovetski O. Application of Jet Grouting for Installation of Substructures of Estates // *Procedia Engineering*, 2016, Vol. 150 : International Conference on Industrial Engineering (ICIE-2016), pp. 2228-2231.

282. Makovetskiy O., Zuev S. Practice device artificial improvement basis of soil technologies jet grouting. // *Procedia Engineering*, 2016, Vol. 165 : International Conference on Industrial Engineering (ICIE-2016), pp. 504-509.

283. Makovetsky, O.A. Geotechnical problems in urban terrains // *Engineering geology for tomorrow's cities*. The 10th IAEG Congress. Nottingham, United Kingdom, 2006.

284. Moseley M.P. Ground improvement. London, 2004, 440 p.

285. Ou Chang-Yu. Deep Excavation, theory and practice. London. 2006, 551p.

286. Pan E. Static response of transversely isotropic and layered half-space to general surface loads. // *Phys. Earth Planet Inter.*, 1989, no.54, pp.353-363.

287. Patel A. Geotechnical Investigation and Improvement of Ground Conditions. Elsevier, 2019, 202 p.

288. Phoon Kok-Kwang. Reliability of geotechnical structures in ISO2394. National University of Singapore, J.V. Retief, Department of Civil Engineering, Stellenbosch University, Matieland, South Africa, 2016, 249 p.

289. Poulos H.G. Foundations and retaining structures – Research and practice.// *Proceedings of the fifteenth international conference on soil mechanics and geotechnical engineering*, Vol.4., Istanbul, 2001, p.2527-2600.

290. Poulos H. Tall buildings and deep foundations - Middle East challenges. In Mamdouh Hamza, Marawan Shahien and Yasser El-Mossallamy (Eds.): *Proceedings of the 17th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, Amsterdam, Netherlands: IOS Press, 2009, pp.3173-3208.

291. Prandtl L. Über Die Härte Plastischer Körper, *Nachrichten von Der Königlichen Gesellschaft Der Wissenschaften*, Gottingen, Math. Phys. Klasse, 1920, pp.74-85.

292. Recent developments in ground improvement techniques. Rotterdam, 1985, 587 p.

293. Recommendations for the design, construction and control of rigid inclusion ground improvements. ASIRI National project, 2012, 316 p.

294. Rowe P.W. Anchored sheet pile walls. // *Proc. Institution of Civil Engineers*, Vol.1, London, 1952, pp.27-70.

295. Sanglerat G. Practical problems in soil mechanics and foundation engineering. Vol.1. Physical Characteristics of Soils, Plasticity, Settlement Calculations, Interpretation of in-Situ Tests. Elsevier Science, Amsterdam, 1984, 306 p.

296. Sawicki A. Development of failure in reinforced soil structures.// Performance of reinforced soil structures. Glasgow,1990, pp. 31-40.
297. Schweiger H.F. Result from two geotechnical benchmark problems. Proc.4-th European Conf. Numerical Methods in Geotechnical Engineering. Cividini.A. (ed), pp.645-654.
298. Shanz T., Vermeer P.A., Bonnier P.G. The hardening soil model: Formulation and verification // In R.B.J. Brinkgreve, Beyond 2000 in Computational Geotechnics, Rotterdam, Balkema,1999, pp.281-290.
299. Shuliatyev O.A., Mozgacheva O.A. Vertical geotechnical barrier erected by compensation grouting.// Proc. of Int. Geotech. Conf. dedicated to the Year of Russia in Kazakhstan. Almaty, Kazakhstan,2004, pp. 473-477.
300. Simson B., Powrie W. Embedded retaining walls: theory, practice and understanding // Proceedings of the fifteenth international conference on soil mechanics and geotechnical engineering, Vol.4, Istanbul,2001, pp.2505-2522.
301. Sudret B. Modélisation multiphasique de matériaux renforcés par inclusions linéaires/ B. Sudret, de Buhan. - P. C. R. Acad. Sci., , Paris, t. 327, Série Hb,1999, pp. 7-12.
302. Travush V.I., Fedorov V.S., Makovetskiy O. A. Theoretical substantiation of the mechanism patterns of the manmade base “ structural geotechnical solid ”// International Journal for Computational Civil and Structural Engineering, Vol.16(4), 2020, pp.101-108.
303. Ulitsky V.M., Shashkin A.G., Shashkin K.G., Lisyuk M.B. Soil-Structure Interaction Calculations of a High-Rise Building and Subsoil Consisting of Sedimentary Strata // Soil-structure interaction, underground structures and retaining walls. Proceeding of the ISSMGE Technical Committee 207 International Conference on Geotechnical Engineering, IOS Press, 2014, pp.3-11.
304. Varaksin S., Hamidi B., Racinais J. The thin line between deep foundations and soil improvement abstract // Bulletin of the PSTU. Construction and architecture, 2014, no.3, pp.9-32.
305. Vermeer P.A., Neher H. A soft soil model that accounts for creep // Proceedings of the PLAXIS-symposium "Beyond 2000 in computational geotechnics", Amsterdam, 1999 (edited by R.B.J. Brinkgreve). Rotterdam , Netherlands: Balkema, 1999, pp. 249-261.
306. Xiangfu Chen Settlement Calculation on High-Rise Buildings. Springer, 2011, 450 p.
307. Yu H.-S. Cavity expansion methods in geomechanics. Dordrecht; Boston: Kluwer Academic Publishers, 2010, 385 p.

ПРИЛОЖЕНИЕ 1

Акты внедрения результатов исследований

ОБЩЕСТВО С ОГРАНИЧЕННОЙ ОТВЕТСТВЕННОСТЬЮ
«Фирма «НЕФТЕСТРОЙИНДУСТРИЯ-ЮГ»

350004, г. Краснодар, ул. Каляева, 1/4 тел/факс (861) 259-21-22

01.02.2019г.

АКТ О ВНЕДРЕНИИ

результатов научно-исследовательской деятельности по теме
 «Конструктивные и технологические вопросы устройства грунтобетонных
 геотехнических барьеров».

Настоящим актом подтверждаем, что результаты исследовательских работ по теме «Конструктивные и технологические вопросы устройства грунтобетонных геотехнических барьеров» выполненные в ОАО «Нью Граунд» под руководством МАКОВЕЦКОГО Олега Александровича внедрены при проектировании и строительстве подземных частей комплексов высотных жилых зданий в г. Краснодаре:

1. Многоэтажные жилые дома со встроено – пристроенными помещениями и подземной автостоянкой по ул. Октябрьская, 181/2 (Литер №1,5).
2. Многоэтажные жилые дома со встроено – пристроенными помещениями и подземной автостоянкой по ул. Дальняя, 4 (Литер №1,5,7,8).
3. Многоэтажные жилые дома со встроено – пристроенными помещениями и подземной автостоянкой по ул. Стахановская, 1 (Литер №1,2,6,8,12).
4. Многоэтажные жилые дома по проспекту им. Репина 3/1 (Литер №1,2,3).
5. Многоэтажные жилые дома по ул. им. 70-летия Октября, 1/1 (Литер 14).

При устройстве фундаментов комплексов было спроектировано, выполнено и испытано искусственное основание – «структурный геомассив» в виде сплошного ряда вертикальных грунтобетонных элементов, ограждающих по периметру подземную часть здания и грунтобетонных армирующих элементов, выполненных в основании фундаментной плиты.

Такое искусственное основание обеспечивает требуемые нормативные значения абсолютных осадок высоконагруженных фундаментов здания в сложных инженерно-геологических условиях. Применение данного вида конструкции также позволяет вести работы в условиях плотной городской застройки, обеспечивая сохранность существующим зданиям и сооружениям.

Экономический эффект использования искусственного основания «структурный геомассив» достигается за счет снижения материалоемкости фундаментной плиты, снижения трудоемкости производства работ и сокращения сроков строительства и составляет на одном здании в среднем 1,2...1,5 млн. руб.

Генеральный директор
 ООО «Фирма «Нефтестройиндустрия-Юг»



Г.Т. Ушаков

№ _____ Дата 18.07.2019

на № _____ от _____

АКТ О ВНЕДРЕНИИ

результатов научно-исследовательской деятельности по теме
**«Конструктивные и технологические вопросы устройства искусственного основания
 «структурный геотехнический массив».**

Настоящим актом подтверждаем, что результаты исследовательских работ по теме «Конструктивные и технологические вопросы устройства искусственного основания «структурный геотехнический массив», выполненные в период 2012-2018 гг. в ОАО «Нью-Граунд» под руководством МАКОВЕЦКОГО Олега Александровича, внедрены при проектировании и строительстве производственного сооружения в акватории Камского водохранилища (Пермский край) для размещения технологического оборудования нефтяного месторождения им. В.П. Сухарева, принадлежащего ООО "ЛУКОЙЛ-ПЕРМЬ".

Техническое решение возведения сооружения на слабонесущих грунтах в акватории водного объекта включало в себя устройство подушки поверх естественного основания, устройство технологических скважин сквозь слабонесущее основание и закрепление толщи грунта цементным раствором. Технический результат решения состоит в повышении несущей способности грунта, обеспечении требуемой устойчивости сооружения, обеспечении равномерной осадки сооружения на слабонесущих слоях основания в допустимых пределах.

Экологическая безопасность применения технологии струйной цементации грунта в акватории водного объекта была подтверждена экологической экспертизой отобранных образцов грунтобетона и отходов технологии (грунто-цементная пульпа). Грунтобетон не вызывает негативного воздействия на биосферу.

Технологическая эксплуатация производственной площадки искусственного сооружения показала правильность принятого конструктивного решения, измеренные вертикальные перемещения основания находятся в расчетных пределах.

Разработанное под руководством МАКОВЕЦКОГО О.А. конструктивно-технологическое решение основания «структурный геомассив» позволило выполнить полный комплекс строительно-монтажных и специализированных работ по строительству сооружения в условиях малых глубин водного объекта (0,0...1,0 м) с сезонно изменяемой отметкой подпорного уровня воды водохранилища на изначально слабонесущем естественном основании практически вне зависимости от погодных условий и времени года. Это решение может быть использовано при возведении сооружений в акватории водных объектов с закреплением любых слабонесущих грунтов в основании сооружений, в том числе торфяных. Возможно применение при строительстве производственных площадок для бурения нефтяных, газовых, нагнетательных и наблюдательных скважин, а также для размещения на них объектов инфраструктуры обустройства месторождений углеводородов.

Экономический эффект использования технического решения - «структурный геомассив» достигнут за счет снижения трудоемкости производства работ и сокращения сроков строительства и составил 820 млн. рублей.

 Заместитель Генерального директора
 по капитальному строительству


А.А. Плаксин



КОНСТРУКТИВ

Общество с ограниченной ответственностью

Адрес: 450078, Республика Башкортостан, г. Уфа, ул. Революционная, д.221, ИНН 0278176166, КПП 027801001, ОГРН 1110280006682, р/сч 40702810100550000371 в Филиале ОАО «УРАЛСИБ» в г.Уфа, к/сч 30101810600000000770, БИК 048073770

10.07.2019

Акт о внедрении
результатов научно-исследовательской деятельности по теме
«Конструктивные и технологические вопросы устройства искусственного основания
«структурный геотехнический массив».

Настоящим актом подтверждаем, что результаты исследовательских работ по теме «Конструктивные и технологические вопросы устройства искусственного основания «структурный геотехнический массив» выполненные в ОАО «Нью Граунд» под руководством МАКОВЕЦКОГО Олега Александровича внедрены при проектировании и строительстве подземных частей комплекса высотных зданий «Четыре сезона» в г. Уфе.

При устройстве фундаментов комплекса было спроектировано, выполнено и испытано искусственное основание – «структурный геомассив» в виде сплошного ряда вертикальных грунтобетонных элементов ограждающих по периметру подземную часть комплекса и грунтобетонных армирующих элементов, выполненных в основании фундаментной плиты.

Устройство искусственного основания обеспечило достижение нормативных значений абсолютных величин и относительных разностей осадок 31 - этажного здания «Идель-тауэр», что подтверждается результатами геодезических наблюдений в период строительства и эксплуатации здания. Применение данного вида конструкции также позволило вести работы в условиях плотной городской застройки, обеспечивая сохранность существующим зданиям и сооружениям.

Экономический эффект использования искусственного основания «структурный геомассив» достигнут за счет снижения материалоемкости фундаментной плиты, снижения трудоемкости производства работ и сокращения сроков строительства и составляет - 20,5 млн. руб.

Директор



Д.О. Горбунов



Общество с ограниченной ответственностью
«СП Минскметрострой»

ИНН 7704831798 КПП 770401001
Юридический адрес:
119019, г. Москва, ул. Новый Арбат, 21, ком. 737
Почтовый адрес:
119633, г. Москва, а/я 1
Тел. факс 8(495)731-88-97
E-mail: info@spmms.ru

15.06.2019 № _____
На _____ от _____

АКТ О ВНЕДРЕНИИ

результатов научно-исследовательской деятельности по теме
«Конструктивные и технологические вопросы устройства искусственного
основания «структурный геотехнический массив».

Настоящим актом подтверждаем, что результаты исследовательских работ по теме «Конструктивные и технологические вопросы устройства искусственного основания «структурный геотехнический массив» выполненные в ОАО «Нью Граунд» под руководством МАКОВЕЦКОГО Олега Александровича внедрены при проектировании и строительстве перегонных тоннелей и притоннельных сооружений Калининско-Солнцевской линии метрополитена от ст. «Раменки» до ст. «Ново-Переделкино», в интервале от ст. «Солнцево» до ст. «Боровское шоссе», включая станционный комплекс «Боровское шоссе», а также перегон от ст. «Солнцево», до электродепо «Солнцево».

Выполнено устройство структурного геомассива из грунтобетонных свай на входе и выходе проходческого щита при механической проходке станционного комплекса и притоннельных сооружений: камера съездов, водоотливное устройство, съезд на ветку в депо «Солнцево». Устройство массива из грунтобетонных элементов, выполненных по технологии струйной цементации Jet-2, мощностью 14 метров предназначено для создания противофильтрационной завесы и дополнительного пригруза при работе тоннелепроходческого щита «Robins EPB-207-328-2».

Внедрение конструктивных и технологических решений по устройству грунтобетонного массива позволило обеспечить сокращение сроков и повышение качества при производстве работ по проходке.

Генеральный директор



Э.Н. Жуков



Общество с ограниченной ответственностью
«ИНВЕСТСТРОЙ»

ИНН 2310141799 КПП 231001001

350002, РФ, г. Краснодар, ул. Леваневского, 185

р/с 40702810403300002375 в филиале ОАО Банк ВТБ в г. Ростове-на-Дону,

к/с 30101810300000000999, БИК 046015999

Тел. 8(861)-210-89-89; e-mail info@investstroi.su

ОТЗЫВ

о работе ОАО «НЬЮ ГРАУНД»

ОАО «Нью Граунд» принимал деятельное участие в строительстве в городе Краснодаре стадиона для футбольного клуба «Краснодар». Конструкция стадиона соответствует международным требованиям УЕФА. ОАО «Нью Граунд» были выполнены работы по стабилизации грунтового основания под фундаменты стадиона. Устройство оснований под осветительные мачты и технологическое оборудование.

Право на участие в строительстве подземной части стадиона ОАО «Нью Граунд» получил в результате выигранного тендера, предоставив наиболее убедительные технические и экономические обоснования и продемонстрировав преимущества технологии струйной цементации грунта на опытной площадке.

В ходе подготовительного этапа работ ОАО «Нью Граунд» тесно взаимодействуя с проектировщиком подземной части НИИОСП им. Герсеевича и инженерными службами нашей организации, разработал проект производства работ на площадке строительства, обеспечивающий наиболее оптимальный технологический процесс.

Производственная база ОАО «Нью Граунд» основана на современном технологическом оборудовании, производства ведущих мировых производителей «Soilmec», «BAUER», «Techniwell Srl». Оборудование находится в хорошем работоспособном состоянии, регулярно выполняется техническое обслуживание и регламентные работы.

Производство работ на площадке выполнялось в три смены по непрерывному технологическому циклу, что обеспечивало оптимальные сроки выполнения работ. Для обеспечения необходимых объемов поставки материалов на строительную площадку службами снабжения нашей организации и ОАО «Нью Граунд» был разработан сетевой график, позволяющий выполнять работы без перерывов.

ОАО «Нью Граунд» обладает высококвалифицированным кадровым составом: опытные инженерно-технические работники обеспечивают соблюдение всех требований проектной документации, технических регламентов и техники безопасности, подготовленный рабочий персонал добросовестно выполняет функциональные обязанности.

При производстве работ ведется постоянный операционный контроль за технологическими параметрами и качеством выполняемых работ. Контроль геометрических параметров и физико-механических характеристик закрепленного основания выполнялся независимыми лабораториями г. Краснодара и г. Перми. Всего было выполнено более 60 точек контроля, показавших соблюдение проектных параметров основания и подтвердивших качественное выполнение работ.

При производстве работ строго соблюдались экологические требования, площадка строительства и бытовой городок находился в опрятном состоянии, строительный мусор и технологические отходы регулярно вывозились.

В целом в организации ООО «Инвестстрой» сложилось хорошее мнение об ОАО «Нью Граунд», как о достойном партнере, добросовестно выполняющем взятые на себя обязательства, соблюдающим сроки и качество оговоренных работ. Мы можем рекомендовать эту организацию для выполнения работ по строительству подземных частей объектов любой степени сложности.

Генеральный директор

П.В. Куценко

