



МИНОБРНАУКИ РОССИИ

Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение
Высшего образования
«Российский государственный геологоразведочный университет имени
Серго Орджоникидзе»
(МГРИ)

На правах рукописи

КУЛЕШОВ АЛЕКСАНДР ПЕТРОВИЧ

**НАУЧНО-МЕТОДИЧЕСКИЕ ОСНОВЫ РАСЧЕТОВ НАПРЯЖЕННО-
ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ ГРУНТОВ ОСНОВАНИЯ В
УСЛОВИЯХ ПЛОТНОЙ ЗАСТРОЙКИ**

Специальность 25.00.08 – Инженерная геология, мерзлотоведение
и грунтоведение

**Диссертация
на соискание ученой степени
кандидата геолого-минералогических наук**

Научный руководитель :
д-р геол.-минерал. наук, профессор
Пендин В.В.

Москва 2019 г

Содержание

ВВЕДЕНИЕ.....	4
Часть I. Теоретические основы расчета оснований	9
Глава 1. Обзор современного состояния проблемы расчета системы «основание-сооружение»..	9
1.1. Постановка вопроса.....	9
1.2. Расчет оснований и фундаментов по предельным состояниям	10
1.3. Основные события в становлении механики грунтов	14
1.4. Виды деформаций грунтов и причины их возникновения.....	20
1.5. Основные положения деформации грунтов и расчета осадок оснований сооружений	21
1.6. Теоретические основы расчета осадок	22
1.7. Практические методы расчета осадок	23
1.7.1. Метод послойного суммирования	24
1.7.2. Метод эквивалентного слоя.....	26
1.7.3. Другие приближенные методы определения осадок	28
Выводы	28
Глава 2. Численные методы механики грунтов	30
2.1. Основные сведения.....	30
2.2. Метод конечных элементов.....	31
2.3. Понятие о конечных элементах	33
2.4. Практическая реализация МКЭ.....	34
Выводы	36
Глава 3. Современный программный комплекс Plaxis	37
3.1. Основные положения	37
3.2. Классификация определяющих уравнений.....	41
3.3. Перечень необходимых параметров для численного моделирования с помощью программного комплекса PLAXIS	42
3.3.1. Упруго-идеально-пластическая модель (модель Кулона-Мора), (Бугров, 1974).....	43
3.3.2. Упругопластическая модель с упрочнением ((Hardening Soil Model (HS)).....	48
Выводы	54
Часть II. Методические основы	55
Глава 4. Программа инженерно-геологических изысканий для определения характеристик грунта, входящих в состав математического расчета оснований зданий и сооружений	55
4.1. Подготовительный этап	58

4.2. Полевой этап, включая лабораторные исследования	61
4.3. Камеральный этап.....	78
Выводы	80
Часть III. Практические приложения	81
Глава 5. Характеристика локальных литотехнических систем.....	81
5.1. Проектируемый многофункциональный комплекс по адресу: г. Москва, ул. Ходынская, владение 2.....	81
5.2. Проектируемый многофункциональный деловой центр с подземной автостоянкой по адресу: г. Москва, ул. Большая Садовая, д.5, стр.1,2; ул. 2-я Брестская, д.1, стр.1; ул. Гашека, вл.12 часть стр.1 (подъезды 1-4), стр. 5, 6, 7.....	89
Глава 6. Проведение расчетов деформаций окружающей застройки	101
6.1. Результаты расчета деформаций методом послойного суммирования.....	101
6.2. Анализ напряженно-деформированного состояния математическими методами	104
6.2.1. Проектируемый многофункциональный комплекс расположенный по адресу: г. Москва, ул. Ходынская, владение 2.....	107
6.2.2. Проектируемый многофункциональный деловой центр с подземной автостоянкой по адресу: г. Москва, ул. Большая Садовая, д.5, стр.1,2; ул. 2-я Брестская, д.1, стр.1; ул. Гашека, вл.12 часть стр.1 (подъезды 1-4), стр. 5, 6, 7.....	113
Глава 7. Инструментальные геодезические работы по наблюдению за деформациями зданий и сооружений	124
7.1. Мониторинговые наблюдения за осадками фундаментов существующей застройки, попадающей в зону влияния нового строительства	126
7.1.1. Проектируемый многофункциональный комплекс по адресу ул. Ходынская владение 2	127
7.1.2. Многофункциональный деловой центр с подземной автостоянкой по адресу: г. Москва, ул. Большая Садовая, д. 5, стр.1,2; ул. 2-я Брестская, д.1, стр.1; ул. Гашека, вл.12 часть стр.1 (подъезды 1-4), стр. 5, 6, 7	131
7.2. Корреляционный анализ данных геотехнического мониторинга.....	141
Выводы	150
ЗАКЛЮЧЕНИЕ	153
СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ.....	154

ВВЕДЕНИЕ

Актуальность работы обусловлена повышением качества изысканий при возведении объектов в стесненных городских условиях и последующем использовании определяемых параметров грунта в математических расчетах напряженно-деформированного состояния.

Достоверность информации, полученной в ходе изысканий, влияет на надежную эксплуатацию имеющихся строений, является ресурсосберегающим, минимизирующим фактором сокращения затрат на реконструкцию жилого и производственного фонда, оказавшегося в зоне воздействия нового строительства.

В настоящее время инженерно-геологические изыскания для строительства объектов в стесненных городских условиях не предоставляют полный набор характеристик грунтов востребованных в дальнейших расчетных схемах оценки напряженно-деформируемого состояния совместной работы системы «основание – сооружение».

В наши дни в ходе выполнения геотехнических расчетов применяются математические модели грунта разной степени сложности:

- 1) простые модели - минимальное количество входных параметров, однако получаемые результаты довольно грубые и плохо сопоставляются с реальными данными;
- 2) сложные модели – более расширенный набор характеристик грунта, точное описание поведения грунта.

Для задания моделей требуется определенный набор основных характеристик грунта:

- упругих параметров (модуль упругости, коэффициент Пуассона, секущий модуль упругости при 50 % значении, тангенциальный модуль упругости, коэффициент бокового давления грунта);
- параметров пластичности (угол внутреннего трения, сцепление, угол дилатансии);
- специальные параметры (показатель степени, опорный уровень напряжения).

В связи с этим, назрела необходимость разработки технологической схемы операций по проведению инженерно-геологических изысканий с целью повышения их качества и достоверности и получения параметров грунта под численное моделирование. Достоверное описание напряженно-деформированного состояния (НДС) зависит от меры совершенства описания механических свойств грунтов.

Процесс определения характеристик грунта, используемых в математических расчетах и не определяемых при стандартных изысканиях, является важной составляющей анализа напряженно-деформированного состояния и прогноза функционирования зданий и сооружений в условиях плотной застройки.

Цель работы состоит в разработке технологической схемы инженерно-геологических изысканий для применения метода конечных элементов (МКЭ), сравнения результатов величин деформаций, полученных при расчетах различными методами и выявлении недостатков методики определения параметров, используемых в численном моделировании.

В задачи исследования входят:

- анализ, сбор, систематизация отечественного и зарубежного опыта определения параметров грунтов при инженерно-геологических изысканиях;
- выполнение расчетов осадок методами послойного суммирования и численного математического моделирования с показателями механических свойств грунтов, определяемых различными способами – по справочным пособиям и нормативным документам (СП 22.13330.2016) или по лабораторным/полевым методам на площадке in-situ;
- сопоставление результатов традиционных и численных методов расчета осадок с данными многолетних наблюдений;
- применение корреляционного метода при анализе данных геотехнического мониторинга с целью подтверждения результатов, ранее выполненных расчетов, закономерности перемещения конструктивных элементов сооружения и выявления зон возможных деформаций;
- рассмотрение методики установления параметров моделей поведения грунта, адекватно описывающих его состояние, на примере различных инженерных сооружений с помощью программного комплекса Plaxis.

Объектом исследования является процесс взаимодействия инженерных сооружений с приповерхностной областью литосферы в рамках локальных литотехнических систем, как проектируемых, так и находящихся в эксплуатации, а также в рамках стесненной застройки в пределах мегаполисов.

Предметом являются закономерность распределения напряжений в основании существующих и строящихся зданий в условиях плотной застройки, а также процесс разработки технологической схемы операций по проведению инженерно-геологических изысканий с целью моделирования напряженно-деформируемого состояния основания методом конечных элементов (МКЭ) и оценка ее качества.

Практические источники и участие автора. Фактическим материалом послужили инженерно-геологические изыскания, геотехнический мониторинг, обследование зданий в зоне окружающей застройки, выполненные в период с 2008 г. по 2017 г. ОА «Фундаментпроект», ООО «НПЦ ГЕОМ», ООО «Компания Макон», комплекс научных исследований. Автор принимал участие в ряде полевых и камеральных работ, геотехническом мониторинге, моделировании НДС, обследовании фундаментов существующих зданий и сооружений.

Апробация работы. Основные положения данного исследования были рассмотрены на конференции студентов, аспирантов и молодых ученых «Молодые – наукам о Земле» (2008, 2009, 2010, 2011, 2012 года), на конференции по геотехнике «Актуальные вопросы инженерной геологии, механики грунтов и фундаментостроения» в СПбГАСУ, Санкт-Петербург (2010 г.), на всероссийской научной конференции с международным участием «Проблемы гидрогеологии, инженерной геологии и геоэкологии», посвящённой 80-летию основания кафедры гидрогеологии, инженерной геологии и гидрогеоэкологии в ТПУ, Томск (2010 г.), на XI международной конференции «Новые идеи в науках о Земле» (2013 г.), на международной научно-практической конференции «Инженерная защита территорий, зданий и сооружений» (2018г.).

Публикации. По теме исследования опубликовано 11 работ, из них 3 - в рецензируемых журналах из списка ВАК и одно учебное пособие «Статический расчет инженерно-технических сооружений» под редакцией коллектива авторов (Арсентьев Ю.А., Барашков В.А., Булгаков Е.С., Кулешов А.П., М.: 2008).

Защищаемые научные положения

1. Для расчетов современных, конструктивно сложных сооружений, возводимых в неблагоприятных инженерно-геологических и стесненных городских условиях целесообразно использовать МКЭ. Существующие технологии инженерно-геологических изысканий (ИГИ), регламентируемые основными нормативными документами не позволяют получить необходимые параметры грунтов (упругие - модуль упругости, число Пуассона, секущий модуль упругости при 50% значении, тангенциальный модуль упругости, коэффициент бокового давления грунта, параметры пластичности - угол внутреннего трения, сцепление, угол дилатансии) для расчета напряженно-деформированного состояния с помощью МКЭ. Поэтому для эффективного использования метода МКЭ необходима технологическая схема ИГИ.

2. Разработанная автором технологическая схема инженерно-геологических изысканий для строительства объектов на территории плотной городской застройки, полностью предоставляет параметры, используемые для применения МКЭ при геотехнических расчетах (на примере комплекса Plaxis). Наиболее применимыми моделями Plaxis являются: упруго-идеально-пластическая модель (модель Кулона-Мора) и упругопластическая модель с упрочнением (Hardening Soil (HS)).

3. Оценка результатов расчетов осадок зданий и сооружений, попадающих под влияние нового строительства, различными методами с одной стороны и мониторинговых геодезических наблюдений с другой показало, что близкие результаты (средняя ошибка 11%) получаются только при использовании входных параметров в комплексе Plaxis, полученных непосредственно на строительной площадке in-situ.

Научная новизна работы

1. Впервые разработана технологическая схема инженерно-геологических изысканий для получения информации необходимой и достаточной для расчетов с помощью МКЭ.
2. Выполнены расчеты напряженно-деформируемого состояния наиболее используемыми практическими методами с показателями механических свойств грунтов, определенных различными способами и проведено сопоставление полученных данных.
3. Предложено использование корреляционного анализа при обработке результатов мониторинга, позволяющего выявить тенденции развития деформаций.
4. Для получения достоверных результатов (средняя ошибка 11%) математического моделирования необходимо обязательное проведение стабилметрических испытаний.
5. Подтверждено преимущество комплексного подхода по анализу фактических деформаций и МКЭ для описания напряженно-деформированного состояния объекта.

Теоретическое и практическое значение

1. Точность геотехнических расчетов связана с необходимостью полноценных специальных лабораторных исследований по определению механических свойств - стабилметрические испытания.
2. При отсутствии стабилметрических испытаний и задании характеристик грунтов в соответствии с рекомендациями разработчиков Plaxis, математическое моделирование можно использовать только для первичного анализа поведения грунта.
3. Достоверное определение необходимого количества параметров моделей грунта является базой безопасного функционирования строительных объектов.
4. Традиционные методы расчетов осадок по сравнению с натурными наблюдениями показывают завышенные величины деформаций в 5-10 раз (ошибка около 75%).
5. Программный комплекс Plaxis дает хорошие результаты, сопоставимые с натурными наблюдениями (средняя ошибка 12%), только при параметрах, полученных на исследуемой площадке, не используя архивные или справочные источники.
6. При ИГИ необходимо уделить особое внимание определению характеристик грунта, входящих в дальнейшие расчетные схемы (упругие - модуль упругости, число Пуассона, секущий модуль упругости при 50% значении, тангенциальный модуль упругости, коэффициент бокового давления грунта, параметры пластичности - угол внутреннего трения, сцепление, угол дилатансии) и рассмотреть возможность включения их в нормативную базу.
7. Применение корреляционного метода для анализа результатов геотехнического мониторинга, позволяет предварительно спрогнозировать дальнейшее изменение состояния

ПТС и ее теоретический срок функционирования, дает возможность получить систему критериев безопасности.

Состав работы. Диссертация включает 162 страниц: введение, 3 части (I часть – 2 главы, II – 1 глава, III – 3 главы) и заключение. Работа содержит 22 таблицы, 82 рисунка, 11 фотографий. Список литературы включает 135 источников на 9 страницах.

Благодарности. Прежде всего, автор выражает сердечную, искреннюю признательность научному руководителю, д.г.-м.н., профессору Пендину В.В. за содействие в реализации научного исследования, за невероятное терпение и веру. Я в большом долгу перед Вами.

Приношу глубокую благодарность сотрудникам ООО «ИнжГеоСервис»: ген. директору Черных В.А., гл. инженеру Шариброву И.В. за возможность совмещать рабочий и учебный процессы, использовать технические ресурсы, а также за всестороннюю поддержку. Очень Вам благодарен.

От души благодарю декана гидрогеологического факультета, доцента кафедры инженерной геологии МГРИ-РГГРУ Горобцова Д.Н. за помощь в организации научных конференций, участии в подготовке защиты моей диссертации.

Автор искренне признателен профессору кафедры инженерной геологии МГРИ-РГГРУ Кувшинникову В.М. за помощь в освоении программных комплексов и необходимой аппаратуры, сотрудникам кафедры Шубиной Д.Д., Никулиной М.Е. за моральную поддержку, помощь в оформлении в процессе написания работы.

В заключении, хочу поблагодарить за приложенные усилия, оказанную помощь, дорогого и добрейшего человека, своего первого научного руководителя, доцента кафедры инженерной геологии МГРИ-РГГРУ Купцова А.Г.

Часть I. Теоретические основы расчета оснований

Глава 1. Обзор современного состояния проблемы расчета системы «основание-сооружение»

1.1. Постановка вопроса

На протяжении последних десятилетий главным приоритетом в градостроительной политике Москвы, как и других мегаполисов (например, Санкт-Петербург, Новосибирск, Красноярск) - усиление внимания к реконструкции и повышению плотности городской застройки, а также интенсивному освоению и использованию подземного пространства [1].

Главными предпосылками этого можно назвать: значительное увеличение темпов и объемов строительства, нагрузок, передаваемых на грунты и радиусов влияния сооружений, что определяется отсутствием достаточного места для строительства, наличие очень тесной застройки, усложнение инженерно-геологических условий.

Объемы строительства не будут сокращаться, следовательно, необходимо использовать более совершенные, конструктивные решения для данных условий, чтобы избежать осложнений. Неоднородность инженерно-геологических условий города Москвы ведет к деформациям оснований, разрушению (авариям), расположенных по соседству, строений по причине нового строительства [22].

Следовательно, при проведении новой или повторной застройки на обустроенных площадках с различными инженерно-геологическими условиями требуется сохранение исправного состояния имеющихся зданий и сооружений. Устойчивость и долговечность существующей застройки обуславливается внимательным изучением технических решений, характеристик проектируемых зданий, их фундаментов и конструкций.

Изменение физико-механических свойств грунтов, гидрогеологических условий, выполнение специальных технологических мероприятий, получение информации о влиянии возводимого объекта на существующие требует учета при математических расчетах взаимодействия сооружений [73].

В инженерной геологии работают со специфическим, исключительно сложным, материалом, дискретным, анизотропным, с меняющимися свойствами и геометрией расположения структурных элементов – с грунтами [130].

Устанавливаемые экспериментально ответы грунтов на внешние воздействия определяются предысторией формирования исследуемой области, физико-химическим составом грунтов и неоднозначностью связей между деформациями и напряжением [110].

Для понятия и описания поведения этой физической реальности, применяется набор математических методов.

Справочной базой для вычисления деформаций, на основании которых утверждается проектное решение по устройству основания, являются инженерно-геологические изыскания.

Геотехнические работы выполняются в соответствии с приказом РФ от 30 декабря 2009 г. № 624 [72], а также с учетом требований действующих нормативных документов СНиП, СП, ТСН, ВСН.

Актуальность проблематики анализа напряженно-деформированного состояния вытекает исходя из учета совместной работы системы «основание – грунт» и в настоящее время является наиболее важным принципом для расчетов и проектирования в нормативных документах.

Истинная картина напряженно-деформированного состояния, возникающего в результате прямого взаимодействия основания и сооружения и выступающего как единое целое, формируется в большей степени мерой современного представления о механических свойствах грунта. Современные методы определения механических свойств имеют свои преимущества и недостатки. В меньшей мере нарушение природной структуры грунта происходит при использовании полевых методов, что позволяет рассматривать фактическое напряженное состояние грунтового массива.

Минусом лабораторных исследований механических свойств является разуплотнение образцов при отборе и утрата сведений о природном состоянии, плюсом – возможность моделировать работу грунта при возведении сооружения.

Анализ сложившейся ситуации показал, что из-за ограниченности изыскательской информации возникают вышеприведенные осложнения в процессе проектных работ. Математическое моделирование позволяет преодолеть трудности, связанные с экспериментальным определением взаимодействия основания с сооружением в разные этапы жизненного цикла. Численное моделирование с использованием фундаментальных законов механики грунтов, сведений о сооружении и грунтах основания позволяет вывести на компьютер разнообразные варианты взаимодействия рассматриваемой системы и сравнить с результатами, полученными в ходе настоящих наблюдений [123].

1.2. Расчет оснований и фундаментов по предельным состояниям

В наши дни расчет сооружений выполняется по двум методам: допускаемые напряжения и предельные состояния [45].

Первые упоминания, посвященные методу расчета оснований по предельным состояниям, относят к статье М. Майера в 1926 г и работе Н.Ф. Хоциалова 1929 г. Способ

расчета по допустимым напряжениям в нашей стране появился в начале 20-го века (работы Н.С. Стрелецкого) и далее стал часто использоваться во многих областях науки (В.М. Келдыш, И.И. Гольденблат, И.Г. Коспоковский, А.Н. Попов).

В XX в. метод расчета по предельным состояниям стал основным в строительных нормах и правилах многих стран и введен в строительную механику [58]. В основу расчетных зависимостей были положены закон Гука и гипотеза плоских сечений.

Сущность его состоит в не наступлении предельного состояния по прочности, устойчивости, долговечности, посредством введения коэффициента запаса [120].

Алгоритм расчета по данному методу состоит в следующем [85]:

- выявляют точку, в которой возникают максимальные напряжения;
- полученное максимальное расчетное напряжение сопоставляют с предельным значением напряжения для материала;
- предельное значение напряжения получают экспериментальным путем;
- на основе сопоставления максимальных расчетных и предельных экспериментальных напряжений делается заключение о прочности конструкции [68].

Присутствие коэффициента запаса, который не дает возможности дифференцированного анализа всех факторов, оказывающих действие на надежность сооружения, является важным недостатком данного метода [29].

Метод предельных состояний (расчет по разрушающим нагрузкам) применяется в основном при расчетах конструкций зданий и сооружений различного назначения.

Согласно этому методу необходимо, чтобы конструкция не могла достигнуть состояния, в котором она перестает удовлетворять эксплуатационным требованиям. Расчет по предельным состояниям, основан на признании нагрузок случайными процессами и величинами.

Разделяют две группы предельных состояний: первая – непригодность к эксплуатации по причине потери несущей способности и вторая – непригодность по несоблюдению технологических или бытовых условий эксплуатации [135].

Обеспечение прочности, долговечности, устойчивости – цель расчета по I группе предельных состояний, который выполняется в соответствии с учетом требований СП 22.13330.2016 [85].

Расчет фундаментов по I группе предельных состояний выполняется в случаях:

- устройство котлованов вблизи зданий;
- устройство горных выработок;
- уменьшение планировочных отметок вблизи наружных стен зданий;

- изменение порового давления в грунтовом массиве при незавершенном процессе консолидации;
- передача дополнительных нагрузок;
- основание сложено скальными грунтами;
- основание сложено слабыми грунтами, в частности водонасыщенными заторфованными и пылевато-глинистыми, имеющими мягкопластичную и текучепластичную консистенцию.

Следует иметь в виду, что потеря несущей способности основания приводит чаще всего к условиям первой группы - предельное состояние основания и конструкций одинаковы.

Ко второй группе относятся такие состояния оснований, при которых затрудняется нормальная эксплуатация здания или сооружения, или снижается его долговечность в результате недопустимых осадок, а также колебаний, трещин и т. д. [45].

Для зданий и сооружений, находящихся в зоне влияния нового строительства, всегда выполняется расчет по второй группе.

Основная цель расчета по второй группе выражается в ограничении перемещений фундаментов такими предельными значениями, которые гарантируют нормальную эксплуатацию и требуемую долговечность зданий и сооружений, исключая возможность, проявления значительных неравномерностей осадок связанных с появлением кренов, изменением проектных отметок и положений конструкций и их соединений.

Расчет оснований по деформациям предполагает, что прочность и трещиностойкость самих фундаментов должны быть проверены по результатам дополнительных расчетов [112].

Расчет дополнительных осадок зданий и сооружений, определяемых в зависимости от вида взаимодействия и подвергаемых воздействию нового строительства, проводится на основании совместной работы системы «сооружение-основание», кроме случаев, описанных в СП 22.13330.2016 [85].

Гарантия от возникновения предельного состояния обеспечивается выполнением условия $N \leq S$, где N – усилие, действующее в рассчитываемом элементе конструкции (наибольшее воздействие, которое может наблюдаться при нормальной эксплуатации), а S – предельное усилие, которое может воспринять этот элемент.

В данном методе определяются не напряжения в элементах конструкции, а предельные нагрузки, которые может выдержать конструкция, не теряя эксплуатационных свойств.

Из сравнения методов расчета по предельным состояниям и по допускаемым напряжениям, вытекает, что приемы расчета одинаковы. Однако в первом случае напряжения в конструкции получены от расчетных нагрузок. Эти напряжения сравниваются с расчетным

сопротивлением, умноженным на коэффициент условий работы. Во втором случае напряжения получены от нормативных нагрузок и сравниваются с допустимым напряжением.

Методика расчета по предельным состояниям унифицирует методы расчета, ориентируется на физические параметры и позволяет легче учитывать не только упругую, но и упругопластическую стадию работы материала [44].

К недостатку данного метода относится невозможность анализировать проектные заключения с точки зрения безопасности.

Основное отличие методики расчета по предельным состояниям заключается в том, что конструкция рассматривается не в рабочем состоянии, а в предельном.

Прогноз осадок системы «сооружение-основание» является наиболее сложной и важной задачей в механике грунтов. В настоящее время расчетное сопротивление грунтов (R) основания соответствует максимальному значению давления (p) под фундаментом. Это дает возможность применения теории линейного деформирования для определения осадок при $p \leq R$ согласно ряду предпосылок: ограничение среднего давления под подошвой фундамента; стабилизированные и нестабилизированные перемещения.

Несмотря на существование недостатков, вышесказанное, облегчает численный расчет, но не всегда удастся ограничиться только конечными величинами осадок. В этом случае, обязательно получение прогноза развития осадок во времени и анализ неравномерности деформаций сооружения в соответствии с теорией фильтрационной консолидации.

Осадка сооружения при $p > R$, учитывающая стадии строительства, получается при применении нелинейной механики грунтов [94].

Американской ассоциацией (AASHNO, 1997 г.) предложено выполнять расчеты по 4 группам предельных состояний: прочности, непригодности к эксплуатации, воздействие чрезвычайных нагрузок и наступление предельного состояния вследствие усталости.

В последние годы 2002 – 2007 гг. выполнены крупные исследования по разработке рекомендаций коэффициентов надежности при проектировании мостов, фундаментов, транспортных сооружений. Опыт Европейского Сообщества (ЕС) по разработке теории надежности приведен в работах В.А. Ильичева [42] и А.Б. Фадеева [98, 99].

В 1975 г. в ЕС разработана единая европейская система норм и правил строительного проектирования – Еврокод [115, 116], которые на первом этапе являлись альтернативной к действующим национальным нормам членов ЕС, а в дальнейшем могли бы быть заменены. Эти документы содержат основные правила и принципы проектирования всех строительных продуктов, которые базируются на понятии предельного состояния. В еврокодах различают две группы предельных состояний: предельное состояние по прочности и по эксплуатационной пригодности.

В настоящее время ведется активная работа по объединению Российских и Европейских норм по геотехническому проектированию.

1.3. Основные события в становлении механики грунтов

Исторически сложилось, с одной стороны, использовать для оценки механических свойств грунтов представления и методы из различных разделов механики сплошной среды, а с другой стороны – законы механики грунтов.

В отдельное научное направление механика грунтов оформилась в начале 19 века на основе исследований К. Терцаги “Строительная механика грунтов” [87, 88], Н.М. Герсеванова [22, 23] и других.

Именно К. Терцаги принадлежит разработка важной зависимости - закона уплотнения. Механика грунтов — строительная дисциплина, изучающая грунты основания и их взаимодействие с сооружениями [88].

Труды Кулона по теории прочности сыпучих тел, известные как закон Кулона-Мора, представляют собой первые основные научные исследования в механике грунтов. Академик Фусс и инженер Винклер представили модели грунтов для вычисления конструкций, взаимодействующих с грунтами. Фильтрационные процессы в песчаных грунтах были впервые выявлены Дарси и обобщены в виде закона ламинарной фильтрации.

Труд профессора Ж. В. Буссинеска «О распределении напряжений в упругой почве от сосредоточенной силы» [13] до настоящего времени изучается в курсе механики грунтов и является основополагающим в теории распределения напряжений в грунтовой среде. Первый курс лекций по механике грунтов в СССР подготовлен Цытовичем Н.А. (1934).

Большое значение в становлении российской школы фундаментостроения сыграли выдающиеся работы В.М. Соколова, Р.Э. Дашко [29], С.А. Роза, Н.М. Герсеванова [22, 23], Н.А. Цытовича [100], А.К. Бугрова, Ю.К. Зарецкого [39], В.А. Флорина, П.Л. Иванова [41], Н.Н. Маслова [56], М.Н. Гольдштейна [27], В.А. Приклонского [68], И.М. Горькова, В.И. Осипова [62], Н.П. Пузыревского [70], В.К. Дмоховского [28], В.Д. Ломтадзе [51], Н.Н. Иванова, Е.М. Сергеева [76, 77], К.Е. Егорова, В.А. Королева [50] и других ученых.

В механике региональных видов грунтов большого значения имели исследования: просадочных – Н.Я. Денисова, Б.В. Дерягина, Ю.М. Абелева [2], В.Г. Булычёва, А.К. Ларионова, Р.А. Токарь; мёрзлых и вечномёрзлых – Н.А. Цытовича [100], М.И. Сумгина, М.Н. Гольдштейна [27], С.С. Вялова; неравномерно сжимаемых слабых глинистых грунтов – Б.Д. Васильева, Б.И. Далматова [34, 35], Н.А. Цытовича [100], Ю.М. Абелева [2], Н.Н. Маслова [56]; торфяных грунтов - Л.С. Аморяна, Н.Н. Морарескула.

Природой деформируемости грунтов при динамических воздействиях занимались следующие отечественные ученые: О.А. Савинов, Н.Н. Маслов [56], П.Л. Иванов [41], Д.Д. Баркан. Ползучесть освещена в работах Ю.К. Зарецкого [39], С.Р. Месчана и С.С. Вялова. Научные труды Д.Е. Польшин, П.П. Шагина, Г.Э. Проктора, С.Н. Клепикова, А.Н. Крылова, Б.Д. Васильева посвящены оценке совместной работы несущих конструкций сооружений с деформируемым основанием.

Вопросами научно-методологических исследований напряженно-деформированного состояния и системы взаимодействия основание - грунт в настоящее время нашли отражение в работах: Г.К. Бондарика [12], Г.Г. Болдырева [7-10], Э.В. Калинина [45], З.Г. Тер-Мартirosяна [89, 90], А.Б. Фадеева [98, 99], А.Г. Шашкина [101, 102], К.Г. Шашкина [97], В.М. Улицкого [96, 97], Л.А. Строковой [79-81], А. И. Голубева [25, 26], К. В. Сливеца, А.В. Селецкого, А. В. Перельмутера, Е.С. Егоровой [38], H.F. Schweiger, D.M. Potts [129], P.A. Vermeer [134, 135], J. Burland, K.L. Soderman, J. Andrade, L. Zdravkovic, D.M. Wood, C.P. Wroth, T. Schanz [132], R.K. Rowe, P.V. Lade [122] и многих других.

Ниже приведена хронология основных событий в становлении механики грунтов как самостоятельной науки (таблица № 1.3.1).

Таблица № 1.3.1. Основные этапы становления механики грунтов [79]

Год	Автор	Характеристика параметров и метода
1	2	3
1638	Галилео Галилей	«Первая попытка определения напряжений в строительных конструкциях аналитическим путем»
1678	Р. Гук (Hooke)	«Закон Гука. Начало теории упругости»
1687	И. Ньютон (Newton)	«Понятие вязкости»
1776	Ш.А. Кулон (Coulomb)	«Законы сухого трения. Первая теория предельного состояния. Теория подпорных стен»
1826	Л.М.А. Навье (Navier)	«Ползучесть металлов. Определение модуля упругости»
1829	С.Д. Пуассон (Poisson)	«Коэффициент Пуассона. Три уравнения равновесия и условия теории упругости.»
1856	У. Рэнкин (Rankine)	«Теория подпорных стен»
1856	У. Томсон лорд Кельвин (Kelvin)	«Понятие внутреннего трения. Потенциальная энергия деформации»
1860	Э. Винклер (Winkler)	«Теория подпорных стен»
1864	А. Треска (Treska)	«Явление текучести»

Продолжение Таблицы № 1.3.1. Основные этапы становления механики грунтов [79]

1	2	3
1869	В. М. Карлович	«Первый в России учебник «Основания и фундаменты»
1871	А. Ж.-К. Б. Сен-Венан (Saint-Venant)	«Условие начала пластичности. Математическая теория пластичности»
1874	М. Леви (Levy)	«Уравнения пространственной задачи теории идеальной пластичности. Определение давления массы грунта»
1885	Ж.В. Буссинеск (Boussinesq)	«Распределение напряжений в упругом полупространстве от сосредоточенной силы»
1891	В.И. Курдюмов	«Экспериментальное изучение разрушения грунта под фундаментом с помощью фотографирования призм выпирания грунта»
1900	О. Х. Мор (Mohr)	«Критерий пластичности и разрушения. Графическое представление напряженного состояния в точке»
1904	М.Т. Хубер (Huber)	«Критерий пластичности»
1909	А. Хаар, Т. Карман (Haar, Karman)	«Условие полной пластичности»
1913	Р. Мизес (R. von Mises)	«Критерий пластичности»
1921, 1927	Л. Прандтль (Prandtl)	«Основы теории течения для частного случая плоской деформации. Решение плоской задачи о вдавливании жесткого штампа»
1922	Ю. Бингам (E.C. Bing-ham)	«Основы реологии»
1925	К. Терцаги (Terzaghi)	«Основы механики грунтов»
1930	Э. Рейсе (Reuss)	«Теория пластичности»
1923, 1936	Г. Генки (Hencky),	«Теория линий скольжения. Условие Хаара—Кармана. Деформационная теория пластичности»
1914 1917	Н.М. Герсеванов	«Способ определения сопротивления свай по их «отказу» при забивке и расчета высоких ростверков. Формула для определения несущей способности свай»
1929 1931- 1948	Н.М. Герсеванов	«Три фазы деформаций под действием постепенно возрастающей нагрузки. Основы динамики грунтовой массы. Теория уплотнения»

Продолжение Таблицы № 1.3.1. Основные этапы становления механики грунтов [79]

1	2	3
1928 1937	Н.А. Цытович	«Методика расчета фундаментов сооружений на мерзлом основании и способы их закрепления»
1936	А. Надаи (Nadai)	«Применение математической теории пластичности и концепции скольжения к задачам геологии и геофизики»
1938 1948 1952	В.А. Флорин	«Методы определения напряжений по контакту сооружений с основаниями. Теория консолидации водонасыщенных грунтов. Исследование разжижения и уплотнения грунтов при динамических воздействиях»
1944	У. Прагер (W. Prager)	«Теория пластического упрочнения»
1946	В.В. Соколовский	«Теория предельного состояния сыпучих сред»
1948	D.W. Taylor	«Теория прочности сцепления "Interlocking-theory"»
1948	А.А. Илюшин	«Теория малых упруго-пластических деформаций»
1951, 1952	D.C. Drucker, W. Prager	«Модель упругого идеальнопластичного тела. Модель с кинематическим упрочнением»
1957	G.G. Meyerhof	«Теория предельной несущей способности. Устойчивость подпорных стен»
1957	D.C. Drucker, R.E. Gibson, D.J. Henkel	«Модель пластичного тела с упрочнением»
1958	K.H. Roscoe, A. Schofield, P. Wroth	«Теория критического состояния»
1962	P. Rowe	«Закон дилатансии»
1963	K.H. Roscoe, J.B. Burland, H. B. Poorooshasb	«Модели семейства Cam-Clay»
1963	R.L. Kondner	«Первая гиперболическая модель»
1967	W.D. Iwan, Z. Mroz	«Концепция многоповерхностного кинематического упрочнения при циклическом нагружении».
1970	J. M. Duncan, C.-Y. Chang	«Гиперболическая модель на основе критерия Кулона-Мора»
1970, 1972	H.B. Seed, I.M. Idriss; B.O. Hardin, V.P. Drnevich	«Определяющее соотношение для несвязных грунтов под действием динамической нагрузки»

Окончание Таблицы № 1.3.1. Основные этапы становления механики грунтов [79]

1	2	3
1971	F. DiMaggio, I.S. Sandler	««Cap» - модели»
1975	Y. F. Dafalias, E.P. Popov	«Теория Bounding surface»
1977	D. Kolymbas	«Закон гипопластичности»
1977	J. H. Prevost	«Многоповерхностная модель Multisurface plasticity model»
1988	D.S. Kim, P.V. Lade,	«Модель единственного упрочнения»
1994	J.M. Pestana, A.J. Whittle,	«Определяющее соотношение для анизотропных глин»
1997	R. Brinkgreve, P.A. Vermeer	«Модель двойного упрочнения»
2001	C.S. Desai	«Иерархическая модель»
2006	T. Benz	«Модель упрочнения с учетом жесткости малых деформаций»
1975	Y.F. Dafalias, E.P. Popov	«Теория Bounding surface»
1977	J. H. Prevost	«Многоповерхностная модель Multisurface plasticity model»
1977	D. Kolymbas	«Закон гипопластичности»
1988	D.S. Kim, P.V. Lade	«Модель единственного упрочнения»
1994	J. M. Pestana, A.J. Whittle	«Определяющее соотношение для анизотропных глин»
1997	R. Brinkgreve, P.A. Vermeer	«Модель двойного упрочнения»
2001	C.S. Desai	«Иерархическая модель»
2006	T. Benz	«Модель упрочнения с учетом жесткости малых деформаций»

Одним из самых первых, кто стал рассматривать систему «сооружение-основание» как единое целое, на примере строительства плотины, является проф. К. Терцаги [88].

До середины 20-го века поведение грунта подчинялось закону Гука (линейно упругое), при этом в реальности грунты помимо упругих свойств обладают еще и пластическими, вязкими и хрупкими.

Появление новых современных технологий способствовало описанию более сложного нелинейного неупругого состояния грунта.

В настоящее время одним из главных направлений повышения качества проектирования, управления и контроля является использование компьютерных постоянно действующих моделей.

Математическое моделирование НДС позволяет рассматривать различные ситуации поведения грунта и далее сравнивать с данными полученными при натурных наблюдениях.

Использование численных методов началось в 1966 г., когда R.W. Clough и R.J. Woodward использовали метод конечных элементов для установления напряжений и перемещений в защитной дамбе, а S.K. Deene описал его применение в расчетах подземных выработок.

Использование МКЭ дало мощный толчок для решения проблем напряженно-деформированного состояния. За последние 40 лет сделаны серьезные открытия в области теории и практики инженерной геологии по вопросу моделирования взаимодействия системы "основания - грунт". Моделирование начинает занимать центральное место в инженерной геологии при исследовании объектов.

В 1987 г. о роли моделирования рассказывал в Лондоне профессор John Burland, который утверждал, что необходимо установление разреза в ходе комплексных инженерно-геологических изысканий, определение поведения грунта, как полевыми, так и лабораторными методами и применение этих данных в процессе моделирования. Данное высказывание широко обсуждается на международных конференциях до сих пор.

Вопросами моделирования занимались и продолжают заниматься такие зарубежные и российские ученые как H.F. Schweiger, J. Burland, A. B. Перельмутар, Г.Г. Болдырев, В.И. Сливкер, А.Г. Шашкин, З. Г. Тер-Мартirosян, D.M. Potts, P.A. Wermeer, T. Schanz, I.F. Collins, K.L. Soderman, J. Andrade, P. Mayne, P.V. Lade и многие другие. В России идёт процесс внедрения в практику передовых технологий, позволяющих оперировать с геологической и технологической информацией в трёхмерном объёме (3D), а также с учётом изменения во времени (4D).

Значительная стоимость объектов капитального строительства при постоянном усложнении конструкций зданий, многообразии мест строительства, ставит перед

проектировщиками следующие задачи: расчёт оснований; выявление влияния на существующие объекты, с целью предотвращения сдвигов, осадки, а иногда и разрушений.

Широкое распространение численных методов для моделирования грунтовых оснований усиливает заинтересованность в точности расчетов [4].

Процесс моделирования осложняется рядом факторов: выбор модели грунта; выбор и определение исходных параметров поведения грунта в массиве, а также информации о граничных условиях; геометрическое разбиение пространства;; недостаточного количества комплексных инженерно-геологических изысканий [55].

Следовательно, необходимо обратить внимание на проблемы современного моделирования напряженно-деформируемого состояния в свете явного отсутствия методик и норм для решения выше приведенных проблем.

1.4. Виды деформаций грунтов и причины их возникновения

Деформации грунтов зависят от изменения их объема и взаимодействия, всех компонентов, составляющих грунты, характеризуются неравномерностью и создают перераспределение усилий, что приводит к нарушению функционирования сооружения [126].

Количественное прогнозирование осадок системы «сооружение – основание» - сложная задача механики грунтов, имеющая огромное значение для определения долговечности сооружения. Различные виды деформаций грунтов обуславливаются физическими причинами, вызывающими их. Под влиянием особых условий, выражающихся в виде внешних воздействий на грунты основания строительной площадки, основание претерпевает деформации: от внешней нагрузки и от природных воздействий (таблица № 1.4.1) [34].

Таблица № 1.4.1. Различные виды деформаций грунтов и причины, их вызывающие

Вид деформаций	Причины деформаций	
1	2	3
Упругие	Изменения объема	Молекулярные силы упругости твердых частиц, а также тонких пленок воды и замкнутых пузырьков воздуха
	Искажение формы	Молекулярные силы упругости, искажение структурной решетки
Неупругие остаточные	Уплотнения	Уменьшение пористости (компрессионные свойства)

Окончание Таблицы № 1.4.1. Различные виды деформаций грунтов и причины, их вызывающие

Вид деформаций	Причины деформаций	
1	2	3
Набухания	Расклинивающий эффект, как результат действия электромолекулярных сил	
Ползучести	Взаимные сдвиги частиц	
Чисто остаточные	Разрушение структуры, излом частиц	

На практике, в одних случаях, имеют первостепенное значение упругие деформации, например, при расчете на динамические нагрузки и при расчете гибких фундаментов на совместную работу со сжимаемым основанием, в других – неупругие, для определения величины полной осадки грунтовых оснований и затухания осадок во времени, а иногда – чисто остаточные (при образовании колеи на усовершенствованных грунтовых покрытиях и дорогах).

Рассмотренные физические причины, определяющие характер видов деформаций грунтов, в естественных условиях могут существовать в многообразном сочетании.

1.5. Основные положения деформации грунтов и расчета осадок оснований сооружений

Осадка – это деформация, происходящая в результате уплотнения грунтов, залегающих ниже фундамента, под воздействием нагрузки от здания или сооружения, иногда под воздействием собственного веса вышележащего грунта [92].

При этом значительных изменений структуры и текстуры грунтов не наблюдается, и такие деформации считаются упругими, то есть давление на основание меньше расчетного сопротивления грунта.

Если давление больше расчетного сопротивления, то деформация грунта приведет к изменению структуры и не восстановится со временем – пластическая [57].

Основные положения расчета осадок:

- закон Гука;
- используется модель линейно деформируемого полупространства;
- давление фундамента на основание с глубиной уменьшается из-за перераспределения напряжений;
- вышележащие слои оказывают давление на нижележащие;

- нет трудностей при вычислении дополнительных вертикальных напряжений в кровле и подошве слоя;
- для определения мощности активной зоны составляется таблица со значениями дополнительного вертикального напряжения, а также собственного веса грунта;
- полученная величина суммарной осадки должна быть меньше предельного значения;
- вертикальные напряжения от основания с глубиной уменьшаются, а от вышележащих слоев увеличиваются.

1.6. Теоретические основы расчета осадок

Расчет деформаций, базирующийся на боковом расширении грунта, наиболее достоверно отражает действительное напряженное состояние оснований. Однако данный способ очень трудоемок, требует проведения сложных исследований по получению свойств грунтов и используется в основном при строительстве уникальных сооружений.

Методы расчета осадок, основанные на отсутствии расширения в стороны грунта, значительно легче и используются для большинства промышленных и гражданских сооружений [14].

Мощность сжимаемой толщи определяется практическим опытом, при отсутствии особого строения грунтового массива. Контактные напряжения рассматриваются, как абсолютно гибкие при применении теории внецентренного сжатия, а в случае плоской задачи они имеют вид трапеции с переменной интенсивностью напряжений и пригрузкой, соответствующей природному давлению в подошве фундамента [30].

В любой точке основания на начальном этапе строительства имеют место напряжения от вышележащих слоев и осадка на уровне подошвы фундамента определяющаяся дополнительным вертикальным давлением (внецентренным, центральным) - разность между полным и природным давлением. При центрально-нагруженном фундаменте эпюра дополнительных напряжений симметрична относительно оси глубины, а при внецентренном кривая имеет несимметричный характер.

При практических расчетах прибегают к упрощению вышеизложенной задачи. Так для центрально-нагруженных фундаментов максимальная осадка — величина совместной деформации основания и фундамента, а в случае внецентренно нагруженных — величина средней осадки и крена [90].

Существует две группы методов расчета осадок: строгие и приближенные решения. В случае расчета осадок линейно-деформируемого слоя грунта ограниченной мощности используются строгие решения о распределении напряжений. Минусом этого подхода, является

то, что он применим только для однородного напластования грунтов на значительную глубину. В нем также не учитывается изменение природного напряженного состояния грунтов основания с глубиной. Данное решение можно применять только при небольших размерах фундамента и при однородном геологическом строении. Приближенные методы включают в себя дополнительные упрощения и обладают большей универсальностью, чем строгие, и, следовательно, применяются на практике [107].

В случае неоднородного строения, общая задача сводится к определению величины сжатия элементарного слоя грунта под действием равномерной нагрузки на его поверхности.

Здесь возможны два расчетных случая определения осадок [125]:

- 1) сжатие элементарного слоя грунта без возможности его бокового расширения – учитывается нелинейный характер деформирования грунта;
- 2) с возможностью бокового расширения – предполагается деформация элементарного слоя грунта – происходит под действием всех компонент напряжений, возникающих в середине слоя от дополнительного давления.

Необходимо учитывать и деформации элементарного слоя за пределы его боковых границ из-за действия горизонтальных сжимающих напряжений, учет которых более точно отражает механизм деформирования грунта в пределах слоя.

Для расчета осадок необходимо иметь деформационные свойства грунта элементарного слоя, точное определение которых возможно лишь при использовании специальных опытов.

1.7. Практические методы расчета осадок

Практические методы расчета разработаны согласно действующей нормативной документации – СП 22.13330.2016 [85].

Цель расчета по деформациям состоит в применении допущений, при которых гарантируется невозможность достижения состояния, затрудняющего нормальную эксплуатацию зданий и сооружений, либо снижающего их долговечность вследствие появления недопустимых перемещений.

Прочность и трещиностойкость фундаментов проверяется рядом расчетов с использованием усилий, образующихся при совместной работе сооружения и основания.

Для существующих зданий учитываются дополнительные деформации, которые могут возникнуть в основании от нагрузок, передаваемых от строящихся и расположенных рядом сооружений [109].

Расчет по деформациям выполняется только на основе рассмотрения взаимодействия сооружения и основания как единое целое. Определение деформаций без учета совместной

работы допускается производить в следующих случаях: общей устойчивости массива грунта; среднем значении деформаций; здания и сооружения III класса.

Совместная деформация основания и сооружения характеризуется: абсолютной и средней осадкой; относительной неравномерностью осадок; креном; прогибом или выгибом; углом закручивания; горизонтальными перемещениями [31].

Расчетная схема системы «фундамент – основание» выбирается с учетом наиболее значимых факторов, определяющих напряженное состояние, геометрической и физической нелинейностью, анизотропностью, реологическими свойствами грунтов. В практической деятельности преимущественно применяется схема в виде полупространства с условным ограничением глубины сжимаемой толщи [36]. Развитие деформаций основания во времени, а также анизотропия, учитывается при расчете оснований, сложенных насыщенными грунтами и илами. На сжимаемом основании применяются схемы с коэффициентом постели или коэффициентом жесткости [186].

1.7.1. Метод послойного суммирования

Этот метод (без возможности бокового расширения грунта) рекомендован СП 22.13330.2016 [85] и является основным при расчетах осадок. Осадка под нагрузкой от здания равна сумме осадок элементарных слоев. В методе послойного суммирования осадка основания рассчитывается по расчетной схеме в виде линейно-деформируемого полупространства. Общая осадка фундамента находится как сумма величин сжатия каждого элементарного слоя в пределах сжимаемой толщи по формулам:

$$S = \beta * \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{zp,i} * h_i}{E_i} \quad (1.7.1)$$

или

$$S = \sum_{i=1}^n \sigma_{zp,i} * h_i * m_{vi} \quad (1.7.2),$$

где $\beta=0,8$ – безразмерный коэффициент; $\sigma_{zp,i}$ – величина вертикального нормального напряжения; h_i – толщина слоя; E_i – модуль деформации; n – число слоев [2].

В пределах каждого слоя напряжения считают постоянными. Это не совсем так, потому что напряжения в слоях различны. Поэтому чем меньше толщина слоя, тем меньше ошибка. Для зданий и сооружений с большим заглублением фундамента от поверхности планировки рекомендуется расчет осадки производить с учетом разуплотнения грунта. Если в непосредственной близости от него располагается еще один или несколько фундаментов, то может оказаться, что дополнительное давление от соседних фундаментов приведет к

увеличению осадки рассчитываемого фундамента. Для решения этой задачи используется метод угловых точек. Рассматриваемый метод расчета основан на допущениях: вертикальные деформации слоев грунта прямо пропорциональны напряжениям; на глубинах, где дополнительное напряжение составляет менее 20% от веса вышележащих слоев грунта, считается, что грунт не испытывает деформаций. Безразмерный коэффициент, зависящий от коэффициента пикового расширения грунта, принимается равным 0,8 для всех видов грунтов и рассматривается как коэффициент, корректирующий упрощенную расчетную схему. Жесткость фундаментов и надфундаментных конструкций не учитывается. Осадка основания вызывается дополнительным давлением, равным полному давлению под подошвой фундамента за вычетом напряжения от собственного веса грунта на уровне подошвы основания. Распределение по глубине дополнительных вертикальных нормальных напряжений от внешнего давления принимается по теории линейно-деформируемой среды как в однородном основании. При подсчете осадок основание делится на «элементарные» слои, сжатие которых определяется от дополнительного вертикального нормального напряжения, действующего по оси фундамента в середине рассматриваемого слоя; сжимаемая толща основания ограничивается глубиной; определения осадок без учета боковых деформаций грунта [85]. К недостаткам этого метода можно отнести: метод громоздкий, не совсем точный (допущения), сложность в расчетах, сделать их может только профессиональный строитель, сложен по времени, поэтому его используют при расчетах оснований для больших массивных зданий с глубоким залеганием подошвы, для небольших частных домов метод не практикуется. К достоинствам: универсальность; ясность оценки работы грунта основания; можно посчитать осадку практически любого типа основания, независимо от структуры и размеров; можно использовать параметры множества слоев грунта, а также учесть уровень расположения грунтовых вод; подходит для расчета линейных и монолитных оснований; можно использовать несущие параметры напряжения скальных пород, на которых установлена подошва основания; можно использовать не только метод угловых точек. Расчет допустим при использовании любых вертикальных разрезов [16].

Расчет методом послойного суммирования позволяет:

- определить осадку отдельно стоящего фундамента или комплекта оснований, расположенных недалеко друг от друга или с ними состыкованных;
- используется при расчетах оснований, сделанных из неоднородных материалов. Такие параметры отображаются в изменениях модуля деформации с возрастанием глубины залегания;
- как правило, метод дает возможность рассчитать осадку сразу по нескольким вертикалям, причем тут можно опускать параметры угловых переменных, и использовать

центральные или периферийные параметры. Но это возможно сделать только при условии, если фундамент имеет слои по всему своему периметру, а их толщина и структура одинаковые.

Рассматриваемый метод, который был хорош в начале 20 века, используется сейчас преимущественно для расчетов фундаментов небольших размеров и при отсутствии плотных грунтов в основании.

Как правило, метод послойного суммирования, часто используют для расчетов ленточных фундаментов, так как они не могут обеспечить максимально высокую нагрузку на единицу площади грунта, поэтому и осадка может возникать практически в любом месте вполне спонтанно [3].

При наличии двух соседних фундаментов, расположенных на различном расстоянии от рассчитываемого, метод послойного суммирования нецелесообразен, лучше принять простейшую приближенную оценку необходимости учета загрузки соседних фундаментов.

Методом послойного суммирования рекомендуется пользоваться, если нужно определить не только основные факторы осадок, но и вторичные или дополнительные, возникающие только в конкретных ситуациях.

В заключение следует отметить, что метод послойного суммирования обладает значительной общностью, позволяет учесть любой вид внешней нагрузки, определить составляющие осадок за счет устройства котлованов, оценить влияние соседних сооружений и пригрузок, в определенной степени учесть любое напластование грунтов и переменность характеристик грунтов по глубине и, что особенно существенно, учесть нестабилизированное состояние грунта [69].

1.7.2. Метод эквивалентного слоя

Метод эквивалентного слоя, предложенный Н. А. Цытовичем [178], позволяет для сложных оснований облегчить методику расчета осадок и их изменение во времени (рис. 1.7.2.1) и занимает промежуточное положение между строгими аналитическими решениями и методом послойного суммирования.

Теория линейно деформируемого тела является основой для метода эквивалентного слоя грунта, который в свою очередь упрощает технику вычислений и дает возможность определить не только конечную стабилизированную осадку фундаментов, но и протекание осадок во времени, приводя сложнейшую пространственную задачу теории консолидации к эквивалентной одномерной.

Расчет осадок заключается в том, что приравняются осадки, с одной стороны, штампа (гибкого или жесткого), находящегося на упругом однородном линейно-деформируемом

полупространстве, а, с другой стороны, поверхности безграничного линейно-деформируемого слоя при тех же величинах внешней нагрузки, действующей одинаково по всей границе этого слоя, и модуля деформации. В результате этого приравнивания находится толщина слоя, названного эквивалентным.

Для прогноза осадок фундаментов на грунтах со слоистым строением и затухающих во времени в этой методике используют ряд допущений, который позволяет рассматривать метод в качестве приемлемого в практических целях и анализе осадок [56].

Осадка всего слоя будет равна: $S = \frac{p_o * h_y}{E} * (1 - \frac{2 * \nu^2}{1 - \nu})$ (1.7.2), а с учетом относительного коэффициента сжимаемости грунтов – $S = p_o * h_y * m_o$ (1.7.3).

При строительстве на слабых грунтах метод эквивалентного слоя дает сопоставимые результаты с натурными наблюдениями, с большим успехом совместно с теоремой о среднем относительном коэффициенте сжимаемости используется для определения осадки на слоистом основании. Данный метод позволяет определить осадку с учетом ограниченного бокового расширения, пространственная задача может заменяться одномерной [58].

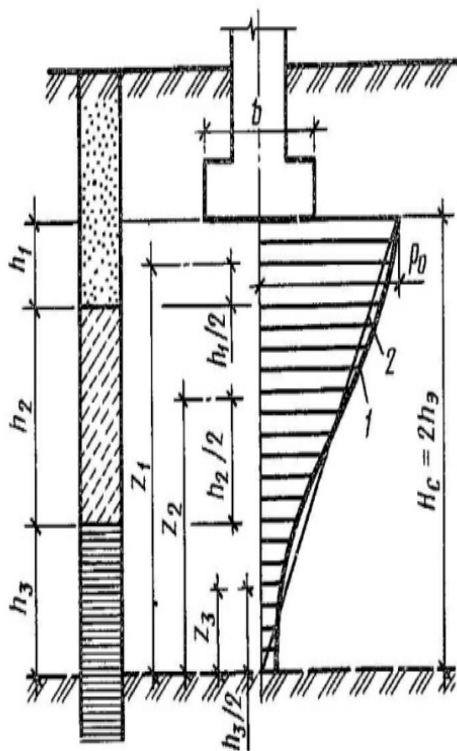


Рис. 1.7.2.1. Расчетная схема к определению осадок методом эквивалентного слоя для слоистого напластования основания [89]

Преимущество метода Цытовича перед методом послойного суммирования состоит в том, что он учитывает коэффициент поперечного линейного расширения. Основные допущения:

- однородный грунт имеет бесконечное распространение в пределах полупространства;
- деформации в пределах полупространства пропорциональны напряжениям;
- деформации полупространства устанавливаются методами теории упругости.

Метод эквивалентного слоя не позволяет правильно учитывать влияние загрузки соседних фундаментов, так как найденное значение m_{vm} распространяется на все полупространство [205].

1.7.3. Другие приближенные методы определения осадок

В инженерной практике используется ряд других приближенных методов определения осадок: метод линейного деформируемого слоя, метод ограниченной сжимаемой толщи и т.п., приведенные в работах Б.И. Далматова [34, 35] и Н.А. Цытовича [100].

На основе теории фильтрационной консолидации, созданной в 1924 г. К. Терцаги [87, 88], базируются современные методы прогноза осадок во времени, приведенные в исследованиях Н.М. Герсевича [22, 23], Н.Н. Маслова [56], В.А. Флорина, Н.А. Цытовича [100], М. Био, Л. Рендулика и др. Вопросами современной теории фильтрационной консолидации и ползучести грунтов занимаются А.Л. Гольдина, Л.В. Горелик, Ю.К. Зарецкий [39], П.Л. Иванова [41], М.В. Малышев [54], З.Г. Тер-Мартirosян [89, 90], Е.А. Вознесенский [15, 64] и другие отечественные ученые.

Расчет изменений осадок во времени, т.е. определение осадок фундаментов для любого времени от начала загрузки, является сложнейшей пространственной задачей, решение которой получено лишь для некоторых частных случаев.

Метод приближенного прогноза протекания осадок фундаментов во времени, исходя из некоторой средней обобщенной эпюры уплотняющих давлений, убывающих с глубиной, базируется на учете главного направления фильтрации воды, выдавливаемой нагрузкой из пор водонасыщенного грунта [131].

Вместе с тем в практической деятельности начинают использоваться и другие методы расчета осадок: учет разуплотнения грунтов при разработке котлована, предложенный З. Г. Тер-Мартirosяном [89] и учет нелинейной деформации грунта.

В настоящее время вычисление деформаций за пределами линейной деформируемости грунтов производится только математическими методами из-за большой трудоемкости. При определенных упрощениях расчет осадок за пределами прямой пропорциональности выполняется с помощью применения аналогии между кривыми «осадка - нагрузка» и «деформация - напряжение» (метод М.В. Малышева) [54].

Выводы

Вопросам совершенствования взаимодействия фундамента с грунтовым основанием, выбора наиболее адекватных расчетных методов оценки осадок фундаментов,

экспериментального исследования деформируемости грунтов и назначения их расчетных деформационных характеристик посвящено большое количество исследований многих выдающихся ученых. Результатом их исследований в России является СП 22.13330.2016 [85].

Согласно требованиям данного документа, расчеты деформаций должны выполняться по схеме линейно-деформируемого полупространства методом послойного суммирования.

Однако, к большому сожалению, существующие методы оценки НДС в некоторых случаях, например, при учете неравномерности деформируемости, не предоставляют истинную информацию о поведении грунтового основания фундаментов.

Определение модулей деформации грунта любым из существующих полевых и лабораторных методов производится дискретно в отдельных точках, т.е. значение модуля усредняется с учетом принятого разбиения грунтовой толщи на инженерно-геологические элементы. Данный подход можно оправдать только относительно малым количеством экспериментальных определений модуля деформации грунта.

Помимо достоверности определения модуля деформации грунта, на точность прогнозирования деформаций сооружений может влиять подход к его значению в расчетной модели грунтового основания [35]. При проведении расчетов осадок существующих зданий и сооружений, под действием нового строительства, необходимо учитывать изменения компонентов инженерно-геологических условий.

Учет совместной работы оснований и сооружений десятилетиями является основным принципом расчета при проектировании в отечественных нормах. Инженерно-геологические изыскания являются исходными данными для математических расчетов. Поведение физической реальности грунтов более детально описывается на математическом языке. Трудности экспериментального определения напряженно-деформируемого состояния в настоящее время решаются математическим моделированием на основе метода конечных элементов с учетом видов моделей и технологии назначения входных параметров.

Улучшить метод расчета напряженно-деформированного состояния и получить достоверное описание системы «сооружение-основание» можно лишь более точно описав объект, поведение грунта, представляющего собой сложную многофазную дисперсную систему.

Глава 2. Численные методы механики грунтов

2.1. Основные сведения

Деформирование грунтов под внешними нагрузками представляет собой сложный процесс. В первую очередь это обусловлено природой грунтов, свойства которых отличаются от конструкционных материалов [36].

Особенностью напряженного состояния является существование областей в допредельном и предельном по прочности состояниях. Описание свойств грунтов различными уравнениями состояния; неоднородность; сложная геометрическая конфигурация внешних границ и границ, разделяющих пласты грунта, контуры подземной части сооружений, отражение которых в строгих рамках решений невозможно, свидетельствует, что анализ природы грунтового массива под нагрузками трудоемок и характеризуется применением методов с упрощающими предпосылками. Как показывает опыт строительства, подобных приближенных методов достаточно для надежного и экономичного проектирования основания [40].

Описание поведения любого математического объекта, подверженного взаимодействию внешних и внутренних сил, может быть выполнено с помощью дифференциальных уравнений. Решение системы таких уравнений позволяет установить напряженно-деформированное состояние объекта (основная задача механики грунтов).

При невозможности решения ряда проблем точными аналитическими методами (сложная форма тела, разнообразные граничные условия) разработаны методы приближенных численных решений дифференциальных уравнений [11].

Идеи, применяемые в данных методах, исключают допущения, применяемые в традиционном подходе. Круг практических задач, решаемых ими, интенсивно развивается по причине внедрения высокопроизводительной техники.

Среди математических методов наибольшее значение в механике грунтов имеют: метод конечных элементов (МКЭ) и конечных разностей (МКР) [67].

Основной недостаток МКР заключается в том, что при применении его к грунтам основания практически отпадает возможность совместного расчета системы «основание – надземная часть сооружения», так как последняя, как правило, должна моделироваться в пространственной постановке и может быть эффективно рассчитана только методом конечных элементов (МКЭ). Суть МКЭ заключается в условной разбивке исследуемой области сплошной среды на отдельные элементы, взаимодействующие друг с другом в узловых точках [124].

Метод позволяет производить совместный расчет основания из объемных элементов и надфундаментного строения.

Базовые концепции численных методов позволяют с учетом всех присущих грунтам особенностей математически моделировать поведение грунтовых массивов при взаимодействии с сооружениями.

2.2. Метод конечных элементов

МКЭ является наиболее приемлемым способом решения практических задач механики деформируемого твердого тела (МДТТ), описываемых дифференциальными уравнениями [111]. Он позволяет вычислять напряженно-деформированное состояние и несущую способность и применяется в самых различных отраслях техники и строительства.

Причина популярности МКЭ состоит в его алгоритмичности и высокой совместимости с системами автоматического проектирования (САПР) [54].

Распространение метода конечных элементов на другие задачи было предпринято в начале 60-х годов на основе вариационного подхода. Совсем недавно дополнительно к вариационному методу конечных элементов, который можно назвать классическим, начали использовать другие методы конечных элементов.

Наиболее известные из них: метод Галеркина, который является частным случаем взвешенного метода невязок; метод наименьших квадратов, процедура; называемая прямым методом; метод глобального баланса, или метод Одена.

Быстрое развитие метода конечных элементов иллюстрирует увеличение числа опубликованных работ за последнее десятилетие [47]. Первые работы и сведения получены специалистами по строительной механике в 50-х гг. и опубликованы в статьях М. Тернера, Р. Клаф, Г. Мартина и Л. Топпа.

Затем в последующие десятилетия было установлено, что основные понятия данного метода могут иметь более широкое применение [101].

Дальнейшим развитием метода занимались Д. Аргирис, О. Зенкевич, Р. Мелош, Д. Оден и др. В 1956 г. группа Тернера описала применение матричных методов для дискретных структур к непрерывным структурам путем разбиения их на конечное число элементов. Процедуру такого типа включает некоторые характерные черты метода конечных элементов. Первые в СССР приложения МКЭ к расчетам сооружений и оснований приводятся в работах Л. А. Розина и С. Б. Ухова.

В отечественной литературе основы МКЭ достоверно изложены в работе К. Васидзу (1987). Конечно-элементные процедуры подробно описаны в книге К. Бате, Е. Вилсона (1982),

Л. Сегерлинда (1979). По словам А.Б. Фадеева в настоящее время с этим методом связана каждая третья публикация в сфере геотехники.

Сейчас он является одним из наиболее эффективных современных способов численного решения инженерных, физических и математических задач с использованием вычислительной техники во многих научных и инженерных приложениях, в том числе и инженерной геологии, и механики грунтов (теория метода, процедура его применения), строительной механики [44].

Метод конечных элементов обладает следующими признаками:

- физическая область задачи делится на подобласти;
- зависимая переменная на каждом конечном элементе аппроксимируется функцией специального вида;

- подстановка аппроксимаций в определяющие уравнения дает систему множества уравнений с неизвестными параметрами, решения которых позволяют получить значения последних.

МКЭ часто трактуется как метод Ритца. Область, занимаемая телом, разбивается на конечные элементы. Чаще всего это треугольники в плоскости и тетраэдры в пространстве. Внутри каждого элемента задаются некоторые функции формы, позволяющие определить перемещение внутри элемента по перемещениям в узлах.

МКЭ основан на использовании вариационного принципа Лагранжа: идея построения вариационно-разностной схемы состоит в том, чтобы при специальном выборе координатных функций получить систему линейных алгебраических уравнений, совпадающих по структуре с системой разностных уравнений.

Поверхностные силы, действующие на изучаемую область, представленную системой, состоящей из конечного числа элементов, прикладываются только к узлам, расположенным на внешнем контуре этой области. Объемные силы вычисляются, исходя из размеров и плотности элементов и в виде сосредоточенных сил прикладываются к их вершинам [103].

Метод конечных элементов наиболее удобен в случае необходимости изучения неоднородных областей со сложными внутренними и внешними границами, что очень важно при исследовании напряженно-деформированного состояния массивов горных пород. Главным недостатком метода является сложность получения априорных оценок [105].

Основные этапы МКЭ показаны на рис. 2.2.1 [79].

Схематично их можно назвать следующим образом:

1. *Идеализация* - процесс перехода от исходной физической системы к математической модели.

- 1.1. *Подбор аппроксимирующих функций*, от которой зависит точность решения.

Данная функция соответствует ряду критериев: полнота и совместимость, которые влияют на результаты расчета и монотонно приводят к точному решению.

1.2. Альтернативность вариационного принципа.

Выбор вариационного принципа определяет основные неизвестные функции, которые впоследствии устанавливают остальные неизвестные. В механике грунтов применяются следующие принципы: принцип Лагранжа, в соответствии с которым варьируются перемещения; принцип Кастильяно (варьируются напряжения), принцип Рейсснера (варьируются перемещения и напряжения), принцип Ху-Вашиньи (варьируются перемещения, напряжения и деформации). В практических расчетах чаще всего используется принцип Лагранжа [80].



Рис. 2.2.1. Этапы математического моделирования [79]

2. Дискретизация.

Процесс дискретизации состоит из 2-х этапов: разбиение тела на элементы и нумерация элементов и узлов. Любая двумерная область сначала разделяется на четырехугольные и треугольные подобласти, которые потом подразделяются на треугольники [81]. Нумерация узлов влияет на эффективность вычислений и выполняется слева направо. Результатом процесса дискретизации является дискретная модель.

3. Решение – аналитическое и численное.

Аналитические решения выражаются в символической форме и используются в многообразных задачах. Численное решение алгебраических уравнений происходит за счет уменьшения числа степеней свободы до конечного значения и выполняется на стандартных программах [79]. После определения узловых перемещений в соответствии с теорией упругости определяются деформации и напряжения.

2.3. Понятие о конечных элементах

Основа концепции МКЭ - разбиение математической модели на непересекающиеся подобласти простой геометрии, называемые конечными элементами. Множество элементов, на которые разбита конструкция, составляют конечно-элементную сетку [13].

Основные атрибуты элементов:

1. Собственная размерность - элементы описываются одной, двумя или тремя пространственными координатами.
 2. Узловые точки, необходимые для описания геометрии и задания степеней свободы.
 3. Геометрия элемента - определяется расположением узловых точек, которые имеют простую геометрическую форму.
 4. Степени свободы определяются единственными переменными, которые существуют в узлах модели в конечно-элементном анализе. В качестве степеней свободы могут фигурировать как узловые значения неизвестной функции, так и ее производные по пространственным координатам в узлах.
 5. Узловые силы соответствуют степеням свободы элемента.
 6. Определяющие соотношения задают поведение материала.
 7. Свойства сечения: площадь и момент инерции одномерных и двумерных конечных элементов.
 8. Граничные условия: существенные и естественные.
- Существенные накладываются на искомую функцию, а естественные – на ее производные по пространственным координатам [106].

2.4. Практическая реализация МКЭ

Решение задач с помощью МКЭ сопровождается обработкой огромного количества информации – совокупности уравнений с большим числом неизвестных переменных. По причине возрастания хранимой и исследуемой информации решение нелинейных задач механики грунтов происходит только совместно с использованием высокопроизводительных компьютеров [31].

Учет нелинейных упругопластических закономерностей деформирования грунтов приводит к большому числу разветвлений в программном обеспечении, связанному с количеством используемых механических моделей и методов решения. Наиболее часто применяются следующие комплексы с использованием МКЭ: зарубежные – ANSYS, ALGOR, ABAQUS, COSMOS, NASTRAN, MARC и т.д.; отечественные – ПИОНЕР, ЛИРА, МИРАЖ, МОРЕ, ПАРСЕК, ПАРУС и т.д. [80]. При этом многие исследовательские организации разрабатывают свои программные продукты, которые уступают коммерческим комплексам по своим возможностям и универсальности. (Z-SOIL, PLAXIS, ЗЕНИТ) [79].

Большинство современных компьютерных программ МКЭ весьма удобны при вводе и выводе информации. Их математический аппарат использует устойчивые численные методы.

Многие операции при решении задач МКЭ, связанные с матричными расчетами, оформлены в виде стандартных, хорошо отлаженных подпрограмм, входящих в библиотеку основного пакета.

До начала решения конкретной задачи следует представить себе расчетную схему области, а также последовательность возведения конструкций, приложения нагрузок и устройства выемок. Как правило, все контуры прорисовываются в расчетном поле мышью компьютера. Всем элементам присваиваются соответствующие физико-механические характеристики, вводимые в одной системе единиц. Следующим этапом является генерация конечно-элементной сетки. Во многих программах сетка генерируется автоматически. Изначальная крупность ее максимальна, однако при выделении отдельных областей в местах ожидаемых высоких градиентов напряжений крупность сетки может быть существенно уменьшена. При задании расчетных этапов предусматривается деактивирование (на начальном этапе) и последующее активирование возводимых конструкций, а также объемов грунта, подлежащих экскавации. Последовательность этапов должна строго соблюдаться (один следовать за другим). В необходимых случаях предшествующие деформации могут обнуляться.

Отметим, что многие программные комплексы информируют пользователя о сделанных ошибках, часто указывая способ их исправления, включая индикацию области, подлежащей коррекции. Некоторые параметры (количество итерационных циклов, допустимая погрешность и т.п.) устанавливаются по умолчанию, однако могут вводиться пользователем в ручном режиме. До запуска программы на расчет, как правило, на ключевых участках схемы выбираются точки, для которых после получения решения строятся графики зависимостей «нагрузка - деформация» или «осадка - время», если анализируются процессы консолидации или ползучести [78].

В процессе решения программа обычно уведомляет пользователя о ходе расчета. Если решение не достигнуто и предельное состояние наступило до достижения введенных ранее в задании нагрузок, то полезно проанализировать график, по которому можно судить о предельной нагрузке и снизить его в последующем расчете. Выводимая информация (компоненты напряжений и деформаций на каждом этапе решения, избыточное поровое давление и т.п.), как правило, представляется в удобной графической и табличной формах. Эта информация может импортироваться в любые другие редакторы [83].

Изложенные выше сведения о применении МКЭ в геомеханике являются общими и достаточно элементарными. До широкого использования персональных компьютеров пользователи существующих, весьма немногочисленных программ расчета вынуждены были производить многие операции вручную [4].

При распространенности и высокой мощности современных компьютеров, доступности программных продуктов и дружелюбности интерфейса может сложиться впечатление, что в настоящее время расчеты в геомеханике с использованием численных методов доступны почти любому пользователю. Однако в действительности специалист должен иметь четкие представления о расчетной схеме и путях решения задачи [102].

Выводы

Использование метода конечных элементов и правильное составление расчетной схемы сооружения позволяет решать самые сложные геотехнические задачи по определению напряженно-деформированного состояния.

С помощью МКЭ не представляет труда рассмотрение граничных условий с разрывной поверхностной нагрузкой, а также смешанных граничных условий. Размеры элементов могут быть переменными. Это позволяет укрупнить или измельчить сеть разбиения области на элементы, если в этом есть необходимость.

На математической основе МКЭ решены две фундаментальные проблемы теории сооружений:

- создание и внедрение в массовое пользование алгоритмов и программного обеспечения линейных расчётов всех систем строительной механики и теории упругости;
- создание и алгоритмизация математических процедур решения задач с различными видами физической и геометрической нелинейности.

МКЭ при неоднородном строении позволяет рассчитывать краевые задачи, в которых неоднородность, вызванная присутствием различных участков с разнообразными свойствами грунтов, учитывается при конечно-элементной дискретизации. Детальность задания сетки определяет точность будущих результатов.

Простота, алгоритмичность, совместимость с САПР – главные причины применения МКЭ на фоне других комплексов.

Глава 3. Современный программный комплекс Plaxis

3.1. Основные положения

При расчетном обосновании проекта инженер сталкивается с рядом весьма сложных и порой взаимосвязанных задач, требующих исследовательского подхода, когда изменение конструктивного или технологического элемента приводит к изменению ряда других стартовых параметров проекта.

И в первую очередь, требуется вдумчиво и ответственно подойти к прогнозу поведения грунтов, на которых будет возводиться сооружение, так как их природное состояние и свойства будут изменяться в зависимости от процессов, инициированных запроектированной конструкцией сооружения и выбранной технологией его возведения [128].

Такой творческий подход в инженерном деле может быть реализован с помощью программного комплекса PLAXIS, ориентированного на выполнение комплексных геотехнических расчетов напряженно-деформированного состояния системы "основание-сооружение" в процессе ее формирования и дальнейшей эксплуатации [108].

История становления PLAXIS достаточно интересна и при этом сильно отличается от традиционной истории развития коммерческого программного обеспечения (ПО). В разработке, продвижении и внедрении программы участвовали специалисты крупных университетов, деятели государственных учреждений и коммерческих компаний. В результате получился многофункциональный и удобный для расчетов продукт, динамически развивающийся и сейчас.

В 70-е годы на Фортране под руководством Питера Вермеера была написана программа ELPLAST. Первая версия для компьютеров вышла в 1987г. [113].

После выхода 5-й версии появляется компания PLAXIS BV, которая продвигает программу в коммерческом плане и совершенствует ее каждый год [135].

В процессе совершенствования программы, разработчики сотрудничали ведущими университетами, фирмами, что позволило PLAXIS стать связующим звеном между теоретическими исследованиями и практической работой.

По мнению многих специалистов PLAXIS отличается простым интерфейсом, высокой точностью расчетов и очень доступной ценой. Plaxis представляет собой набор вычислительных программ для расчета напряженно-деформированной природы системы «сооружение – грунт» [114].

Используя PLAXIS, инженер имеет возможность оперативного сопоставления различных проектных вариантов с учетом различных факторов, влияющих на выбор оптимального решения:

- геологическое строение неоднородного грунтового основания, свойства грунтов;
- строительство в стесненных условиях с близко расположенными зданиями и инженерными коммуникациями;
- технология строительства, искусственное улучшение грунтов;
- статические и динамические нагрузки при строительстве и эксплуатации сооружения [128].

Plaxis включает несколько вычислительных компонентов:

- 1) Plaxis 2D - статические расчеты устойчивости, фильтрации и НДС.
- 2) Plaxis 3D - трехмерные расчеты.
- 3) Dynamics – дополнительный модуль для динамических расчетов с циклическими, импульсными и сейсмическими нагрузками.
- 4) PlaxFlow – дополнительный модуль для расчетов сложных режимов установившейся и неуставившейся фильтрации [133].
- 5) Thermal – дополнительный модуль для совместных деформационных расчетов и расчетов стационарного и нестационарного теплового потока [119].

Эти программы помогают в решении сложных геотехнических задач, связанных с: проектированием транспортных сооружений; обеспечением устойчивости грунтового сооружения и основания; расчетом осадки насыпей на слабых основаниях; усилением грунтовых сооружений и их оснований; оценкой совместной работы насыпей и подземных сооружений; расчетом трасс на подрабатываемых территориях и в зонах затопления; проходкой транспортных тоннелей и проектированием специальных сооружений и мостовых опор [128].

Основные возможности программного комплекса [43]:

- формирование расчетных схем с учетом неоднородности строения, геометрии сооружения, нагрузок и граничных условий;
- автоматическая разбивка рассматриваемой области на элементы высокого порядка (6-ти или 15-ти узловые треугольные элементы);
- моделирование этапов строительства;
- моделирование строительных конструкций набором готовых специальных элементов;
- моделирование грунтов с применением моделей, апробированных в современных геотехнических расчетах;
- вычисление значения напряжений и деформаций в составных частях системы «основание-фундамент-сооружение»;
- расчет начального напряженного состояния и несущей способности;
- расчет избыточного порового давления в процессе консолидации водонасыщенных глинистых грунтов;

- расчет напорной и безнапорной фильтрации при установившемся и неуставившемся режиме;
- визуальный анализ с помощью графических материалов.

В PLAXIS реализована концепция простых в использовании программ для инженеров-расчетчиков, которые не обязательно должны быть специалистами в области численных методов расчета и современной нелинейной механики грунтов.

PLAXIS можно рассматривать как некоторый математический конструктор, с помощью которого можно создавать сложные геотехнические структуры, используя графические методики (CAD-черчение или импорт из AutoCAD), и затем рассчитывать их.

В распоряжении инженера находится набор конечных элементов с определенными свойствами, отражающими работу компонентов геотехнической системы: грунт, массивный бетон (железобетон), зоны взаимодействия между сооружением и грунтом, плиты, балки, стойки, распорки, анкера, геосетки, сваи.

Моделирование нелинейного, зависящего от времени и анизотропного поведения грунтов и горных пород в PLAXIS осуществляется с помощью ряда моделей разной степени сложности, достаточно полно отражающих особенности поведения грунтов при нагружении и разгрузке.

Для выбора адекватной модели и ее расчетных параметров имеется опция Soil test (испытание грунта), являющаяся математическим (компьютерным) аналогом стандартных (ГОСТ 12248-2010) [19] лабораторных испытаний грунтов [17 – 21].

Программа PLAXIS позволяет моделировать поэтапные процессы возведения сооружения, выемки и отсыпки грунта, приложения различных по величине и направлениям нагрузок, создавать сценарии аварийных ситуаций и оценивать их последствия в работе сооружения [117].

Постпроцессор PLAXIS имеет эффективные графические средства для вывода на экран результатов вычислений деформаций, напряжений, усилий (моментов, продольных и перерезывающих сил) в элементах конструкции в различных форматах представления (векторы, изолинии, изополя, эпюры в сечениях), а также таблицы выходных данных. Графики и таблицы могут быть отправлены на устройства вывода или занесены в буфер обмена Windows для экспорта в другие программные средства. Простая процедура графического ввода позволяет быстро составлять комплексные модели конечных элементов, а выходным устройством осуществлять детальное представление результатов расчета. Сам расчет полностью автоматизирован и основан на устойчивых численных методах [74].

Данная концепция позволяет новым пользователям уверенно работать с программой всего лишь через несколько часов обучения.

Пользователям необходимо хорошо знать среду Windows. Пользовательский интерфейс состоит из 4-х программ: Input (Программа ввода данных), Calculations (Программа расчета), Output (Программа вывода данных) и Curves (Кривые) [75].

Ключевыми понятиями в программах, реализующих МКЭ, являются:

- узел (точка);
- конечный элемент;
- функция формы, через которую выражаются координаты, и которая определяет аппроксимацию неизвестных на элементе;
- производные функции формы;
- локальная матрица жесткости элемента;
- глобальные матрицы (жесткости, демпфирования, теплопроводности и др.);
- модели (определяющие уравнения) [75];
- векторы;
- тензоры [74];
- дифференциальные операторы и др. [121].

В последнюю версию PLAXIS включены следующие модели (законы поведения) горных пород: Mohr-Coulomb (MC), Jointed Rock (JR), Hardening Soil (HS), Soft-Soil-Creep (SSC), Soft Soil (SS), Hardening soil with small - strain stiffness (HSS) [74].

Уже 10 лет программный комплекс PLAXIS широко и эффективно применяется в России. За этот период пользователями PLAXIS стали более 150 ведущих проектных, научно-исследовательских институтов, инженерных и конструкторских бюро, строительных компаний и высших учебных заведений. В области транспортного строительства программой PLAXIS успешно пользуются в ЦНИИС (Москва), НИИОСП (Москва), Ленгипротранс (Санкт-Петербург), Трансмост (Санкт-Петербург), Стройпроект (Санкт-Петербург), Минскметропроект (Минск), Метрогипротранс (Москва), Сочитранстоннельпроект (Сочи), Бамтоннельпроект (Новосибирск), Уралгипротранс (Екатеринбург) и других организациях [75].

Программный комплекс PLAXIS имеет сертификат ГОССТАНДАРТа РОССИИ, удостоверяющий соответствие выполняемых с его помощью геотехнических расчетов требованиям положений нормативных документов [79].

Располагая современными упругопластическими моделями грунтов и нелинейными моделями для конструкционных материалов, программный комплекс PLAXIS позволяет в полной мере реализовать основной принцип проектирования по предельным деформациям сооружения вплоть до его разрушения, как на стадии строительства, так и на стадии эксплуатации или реконструкции [118].

Динамичное развитие программного обеспечения проводится при поддержке сообщества по разработке PLAXIS, в котором участвуют более 30 компаний, оказывающих финансовую поддержку и контролирующих эффективность и качество программных продуктов, обеспечивая связь с инженерной практикой. Кроме того, компания PLAXIS является членом некоммерческой организации NAFEMS по использованию конечно-элементных методов для моделирования в различных инженерных областях [127].

Разработка и усовершенствование PLAXIS были бы невозможны без проведения научных исследований в различных университетах и научно-исследовательских институтах мира.

Нормальная, безопасная эксплуатация сооружения определяется правильностью и детальностью принятых решений, расчетной моделью, отражающей реальное поведение и природу грунта. Процесс разработки моделей – находится в самом начале становления [75].

По данным European Geotechnical Thematic Network у пользователей PLAXIS появляются трудности по заданию исходных параметров и начальных условий; выбору модели, анализу результатов, выбор определяющего уравнения [78].

Подобные вопросы рассмотрены в учебном пособии «Определяющие уравнения для грунтов» Л.А. Строковой [79-81].

Процесс определения характеристик грунта для последующего их использования в численном моделировании - составляющая качества оценки напряженно-деформированного состояния.

3.2. Классификация определяющих уравнений

Наличие большого количества моделей поведения грунтов привело к необходимости их систематизации. Первая классификация представлена в работе немецкого геотехника Г. Гудеуса и составлена по наличию и характеру деформаций, в которой выделены три класса - упругость, пластичность, вязкость [58]. В работе Т. Шанца, основанной на трудах Г. Гудеуса, обобщены сведения о возможности использования моделей для расчетов. Darve, Lambert (2005) в своих работах разбивает определяющие уравнения для геоматериалов [280]:

1. одна тензорная зона (соотносится с законом Гука);
2. две тензорных зоны (зона нагружения и разгружения) [74];
3. четыре тензорных зоны [90];
4. восемь тензорных моделей [103];
5. бесконечное количество тензорных областей, среди которых выделяют следующие типы [106]:

- а) эндохронический модели;
- б) гипопластические модели;
- в) пластическая теория ограничительной плоскости.

P.V. Lade [122] первым представил 3 категории типизации определяющих уравнений в механике грунтов:

- первая категория уравнений содержит ключевые теоретические основы, прозрачно реагирует на новые разработки, содержит ограничение бокового давления, применима к 3-х мерной задаче, определяющее уравнение позволяет объективно, четко, передовыми технологиями установить параметры грунтов из традиционных экспериментов, показывает достоверную природу наблюдаемого поведения грунта;

- вторая – уравнения не обладают одним или более из выше описанных критериев, но используют нестандартные методики определения параметров;

- третий тип не содержит несколько из вышеизложенных положений.

Наиболее распространенные модели: упругости, пластичности и вязкости [101].

Л.А. Строкова, используя аналитическую платформу «Deductor» компании BaseGroup Labs, разделила имеющиеся модели по классу грунтов согласно значимости составных частей моделей, внутри [81].

Предложенная классификация является первой попыткой сформулировать инструмент по выбору модели поведения грунтового массива. Признаки выбора модели: адекватность, точность, оптимальность, минимальность ресурсов и времени, внятность процесса, ответственность за результат.

3.3. Перечень необходимых параметров для численного моделирования с помощью программного комплекса PLAXIS

В настоящее время при строительстве в условиях стесненной городской застройки важной задачей является уменьшение влияния на существующие здания [38].

На фоне этого, главной проблемой при геотехнических расчетах является выбор модели грунта и ее входных параметров. Встает вопрос: использовать простую модель с известными параметрами или применять более сложную, но с рядом данных, требующих дополнительных исследований.

Особенностью проектирования системы «основание – фундамент» является недостаток исходной информации, характеризующей основание в целом и каждого слоя в отдельности [95]. В связи с этим проектирование фундаментов всегда сопряжено с риском, оценить который не всегда представляется возможным.

Вместе с тем ошибки при проектировании могут привести к потере устойчивости или развитию недопустимых деформаций основания сооружения. Так как фундамент является неотъемлемой частью всякого сооружения, то разработка и совершенствование методов расчета напряженно-деформированного состояния, как выше отмечалось, одна из актуальных задач проектирования [103].

В настоящее время одним из наиболее распространенных программных комплексов является Plaxis, включающий в себя разнообразные методики численных решений взаимодействия системы «основание – фундамент – сооружение» [75].

Рассмотрим наиболее применяемые на практике модели грунтов и возможность их реализации в ПК в Plaxis: упруго-идеально-пластическая модель (модель Кулона-Мора) (Бугров, 1974) и упругопластическая модель с упрочнением (Schanzetal, 1999) [48].

3.3.1. Упруго-идеально-пластическая модель (модель Кулона-Мора), (Бугров, 1974)

Самой легкой нелинейной моделью работы грунта в PLAXIS является элементарная идеально упругопластическая модель, определяемая критерием Кулона-Мора (рис. 3.3.1), включает единственную поверхность текучести, которая является также поверхностью разрушения.

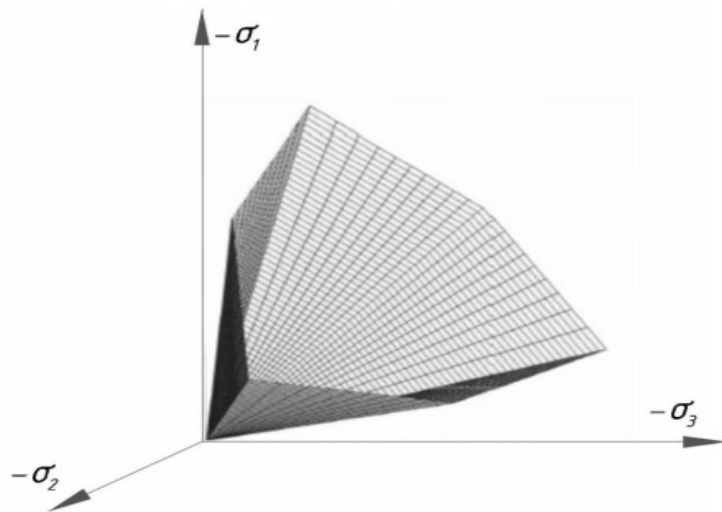


Рис. 3.3.1. Предельная поверхность, определяемая критерием Кулона-Мора [75]

Теория Мора — Кулона — математическая модель, описывающая зависимость касательных напряжений материала от величины приложенных нормальных напряжений. Теория названа в честь Шарля Огюстена де Кулона и Отто Кристиана Мора. В основе её лежит гипотеза Мора о зависимости предельных касательных напряжений от среднего нормального напряжения и гипотеза Кулона о том, что названная зависимость обусловлена внутренним трением в твёрдом теле [128].

Критерий прочности Мора — Кулона представляет собой билинейную зависимость касательных напряжений материала от величины приложенных нормальных напряжений. Эта зависимость может быть представлена в виде:

$$\tau = \sigma \tan(\varphi) + c \text{ (рис. 3.3.2).}$$

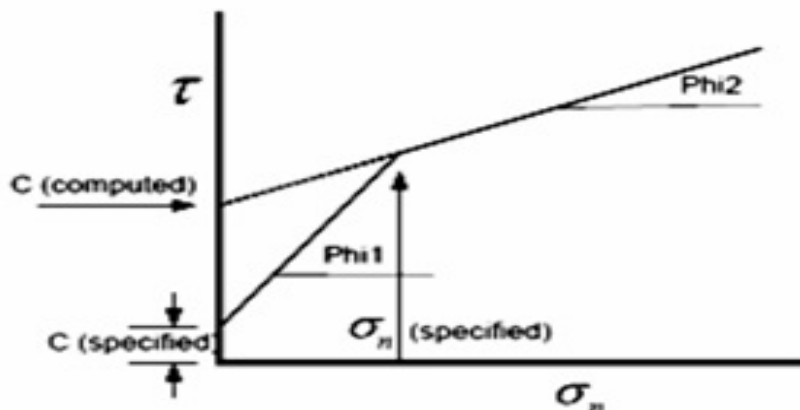


Рис. 3.3.2. Графическое представление зависимости Мора-Кулона [75]

Модель Мора-Кулона (модель идеальной пластичности) представляет собой определяющую модель с фиксированной поверхностью текучести, на которой не отражено пластическое деформирование (поведение исключительно упругое), а деформации считаются обратимыми. Преимущество этой нелинейной модели состоит в допустимости входных характеристик, приведенных в любом заключении об инженерно-геологических исследованиях. Ограничения модели: определение сопротивления грунта сдвигу вблизи предельного состояния, избыточная дилатансия, неспособность описать явления гистерезиса и изменения тензора упругих модулей после наступления предельного состояния [75]. К недостаткам можно отнести следующее: описывая пластические сдвиговые деформации, модель Кулона-Мора полностью игнорирует нелинейность при объемном сжатии и на этом фоне лишь дополняет линейную модель, при этом ограничивая уровень напряжений сдвига [5].

Учитывая, что в процессе проектирования формирование областей предельного состояния грунтов ограничивается, то решения, полученные данной моделью в конечном итоге подобны к упругому [24].

Упруго-идеально-пластическая модель базируется на следующих определяющих уравнениях:

- - закон Гука в дифференциальной форме;
- - суммируемость деформаций;
- - функция текучести;
- - ассоциированный закон течения;
- - закон упрочнения.

- Закон Гука в дифференциальной форме: в приращениях напряжений $d\sigma_{ij} = D_{ijkl}^e d\varepsilon_{kl}^e$ или $d\varepsilon_{ij} = C_{ijkl}^e d\sigma_{kl}^e$ в приращениях деформаций, где коэффициенты пропорциональности между напряжениями σ_{ij} и деформациями ε_{ij} представлены тензором модулей упругости D_{ijkl}^e и тензором податливостей C_{ijkl}^e , связанные между собой следующим образом $D_{ijkl}^e = (C_{ijkl}^e)^{-1}$.
- Полное приращение деформации представляет собой сумму упругих и пластических деформаций: $d\varepsilon_{ij} = d\varepsilon_{ij}^e + d\varepsilon_{ij}^p$.
- Функция текучести f задается уравнением $f = (\sigma'_1 - \sigma'_3) - (\sigma'_1 + \sigma'_3) \sin \varphi' - 2c' \cos \varphi'$
- Потенциал пластичности g задается уравнением $g = (\sigma'_1 - \sigma'_3) - (\sigma'_1 + \sigma'_3) \sin \psi$.
- Поверхность текучести одновременно рассматривается как потенциальная поверхность ($g=f$) [267].
- В процессе пластического деформирования поверхность текучести не изменяется.

Два основных компонента модели Кулона-Мора (рис. 3.3.3): закон Гука и условия прочности Кулона. В модели Кулона-Мора действует неассоциированный закон пластического течения, то есть потенциальная поверхность не совпадает с поверхностью текучести [79].

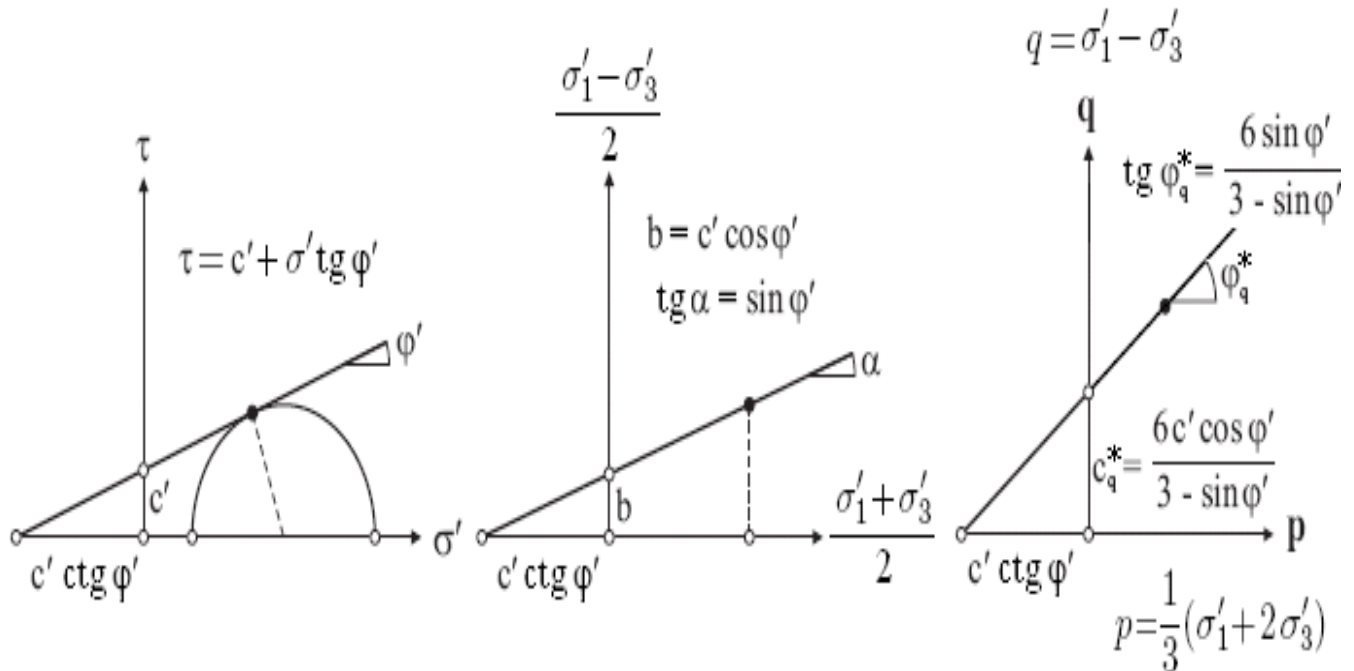


Рис. 3.3.3. Различные формы представления критерия Мора–Кулона [81].

Модель Кулона-Мора рекомендуется для первичной оценки природы напряженно-деформированного состояния, пригодна для определения несущей способности грунтов, расчетов устойчивости склонов, подпорных стен и при недостаточном количестве (или достоверности) физико-механических характеристик грунтов (рис. 3.3.4).

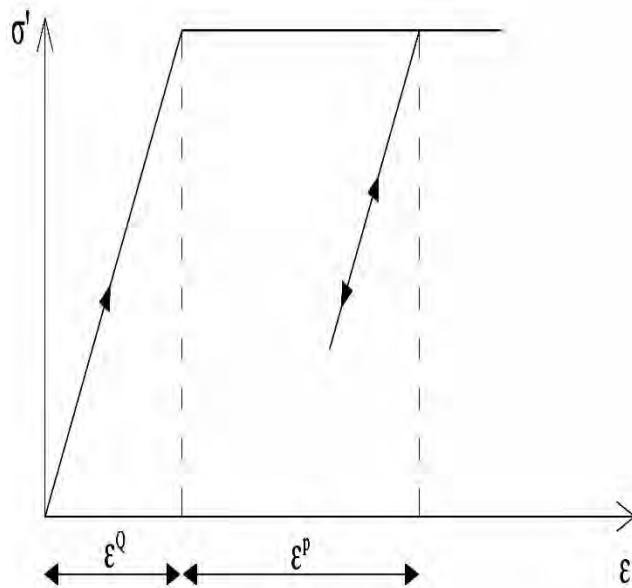


Рис. 3.3.4. Принципы упруго-идеально-пластической модели [4]

Для каждого слоя рассчитывается постоянная средняя жесткость. Так как жесткость постоянна, расчеты, как правило, выполняются достаточно быстро, и пользователь может получить первое представление о деформациях. Кроме вводимых параметров, особое место при определении деформаций грунтов, имеет начальное состояние [127].

Упруго-идеально-пластическая модель Кулона - Мора в значительной степени повторяет поведение упругой модели при малых деформациях, когда нагрузки невелики и элементы защитных сооружений справляются с горным давлением без существенных смещений. Более достоверные результаты эта модель дает на конечной стадии моделирования, когда большая часть нагрузок и вызванных ими смещений уже реализовалась.

Для оценки дополнительных осадок существующей застройки модель Мора — Кулона дает заниженные значения [67].

Применение модели, характеризующей зависимостью касательных и нормальных напряжений, выдает значительные совпадения при высоких деформациях ($>3-4\%$), соответствующих области расчета несущей способности, и плохое совпадение при средних деформациях ($0,3-1,5\%$), соизмеримых для большинства фундаментов [38]). Корректировка модуля деформации, по сути отражающая линейное увеличение жесткости грунта с глубиной, несколько нивелирует это отклонение.

Для задания упругой идеально-пластической модели Мора–Кулона требуется 5 основных параметров (два упругих параметра грунта (модуль Юнга, коэффициент Пуассона) и три параметра пластичности (угол внутреннего трения, сцепление, угол дилатансии), которые приведены в табл. 3.3.1 и рис. 3.3.5.

Таблица 3.3.1. Параметры грунта модели Мора–Кулона

Параметр	Наименование	Величина
E_0	Модуль упругости	кН/м ²
ν (nu)	Число Пуассона	—
c	Сцепление	кН/м ²
φ (phi)	Угол внутреннего трения	град
ψ (psi)	Угол дилатансии, принимает значения $0 \leq \psi \leq \varphi$	град

Property	Unit	Value
Stiffness		
E'	кН/м ²	0.000
ν' (nu)		0.000
Alternatives		
G	кН/м ²	0.000
E_{oed}	кН/м ²	0.000
Strength		
c'_{ref}	кН/м ²	0.000
φ' (phi)	°	0.000
ψ (psi)	°	0.000
Velocities		
V_s	м/с	0.000
V_p	м/с	0.000
Advanced		

Рис. 3.3.5. Ввод параметров для модели Мора-Кулона [128]

В зависимости от выбранного типа поведения грунта параметры могут быть как эффективными (') так и недренированными (u).

В качестве дополнительных вводятся еще ряд параметров в модель Мора–Кулона:

- σ_t – ограничение области растяжения (Tension cut-off) и прочности на растяжение (кН/м²);

- V_p и V_s – скорость волны сжатия и сдвига (м/с);
- G – модуль сдвига (кН/м²);
- E_{oed} – одометрический модуль (кН/м²).

При решении динамических задач можно воспользоваться дополнительными параметрами для задания скоростей волн и учета демпфирования материалов - V_p и V_s .

3.3.2. Упругопластическая модель с упрочнением ((Hardening Soil Model (HS))

Упругопластическая модель с упрочнением получила развитие с 1960-х годов при решении вопросов, касающихся статики. Разработана профессором П.А. Вермейером (Schanz T., Vermeer P.A., Bonnier P.G., 1999) и в настоящее время достаточно часто применяется в практических расчетах [74].

Упругопластическая модель с упрочнением грунта является усовершенствованной и предназначена для моделирования поведения различных типов грунтов, а также рассматривает ряд аспектов поведения грунта, а именно изменение жесткости от уровня напряжений, пластические деформации, упругое поведение при разгрузке, условие прочности Мора – Кулона. Однако данная модель неприемлема для моделирования динамических процессов (рис. 3.3.6).

Данная модель существенно отличается от упругой идеально пластической тем, что поверхность текучести упрочняющегося грунта может расширяться вследствие пластического деформирования. Упрочнением можно назвать расширение поверхности текучести и образование за ней зоны упругого поведения [80].

В отличие от модели Мора-Кулона, данная модель учитывает, в том числе зависимость модуля жесткости от напряжений. Это значит, что все параметры жесткости возрастают с увеличением давления.

При использовании модели HS вертикальные перемещения меньше более чем в два раза, чем при использовании модели Мора-Кулона. Модель HS дает меньшие перемещения корня грунтовых анкеров и потери усилий предварительного натяжения.

Использование модели упрочняющегося грунта дает хорошее соответствие опытным данным на всем диапазоне деформаций, поскольку эта модель, в отличие от модели Кулона-Мора, позволяет учесть пластическое деформирование грунта на стадии его допредельного состояния. При первичном девиаторном нагружении жесткость грунта уменьшается с развитием необратимых пластических деформаций.

В особом случае дренированных испытаний грунта наблюдаемая зависимость между продольными деформациями (σ_1) и девиаторными напряжениями ($\sigma_1 - \sigma_3$) может быть достаточно точно аппроксимирована с помощью гиперболы.

Такая зависимость впервые была сформулирована Конднером (Kondner, 1963) [134]. и позже применена в хорошо известной гиперболической модели – главная особенность HS, рис. 3.3.7. При этом при разгрузке и повторном нагружении зависимость между вертикальной относительной деформацией (σ_1) и девиатором напряжений ($\sigma_1 - \sigma_3$) принимается линейной.

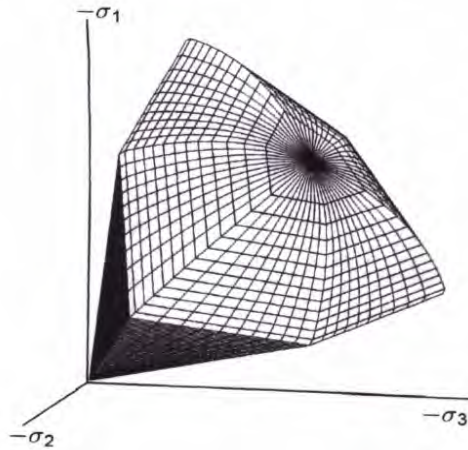


Рис. 3.3.6. Общий контур поверхности текучести в пространстве главных напряжений для случая несвязанного грунта, представленная моделью упрочняющего грунта (Hardening Soil Model (HS)) [38]

Ограничения модели: не учет анизотропии прочности и жесткости, ползучести, неприменяется для динамических процессов.

В модели упрочняющего грунта выполняется два основных типа упрочнения: при сдвиге и сжатии [145]. Упрочнение при сдвиге возникает в результате первичного девиаторного нагружения, применяется для моделирования необратимых деформаций. Между напряжениями и деформациями принята гиперболическая зависимость, что является основной идеей данной модели.

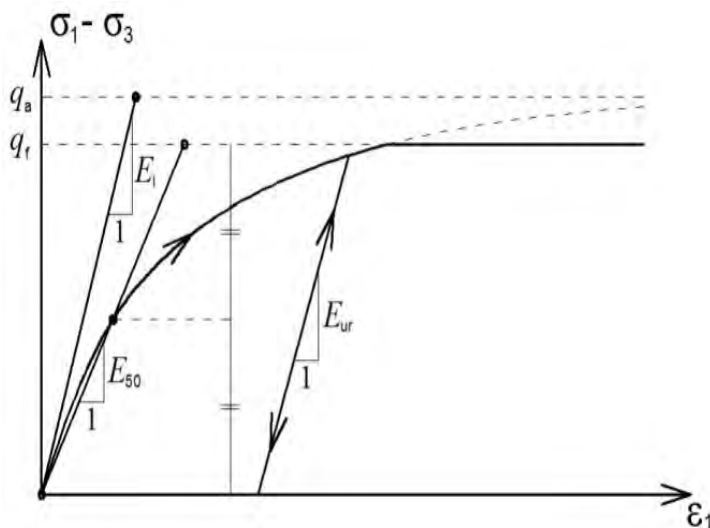


Рис. 3.3.7. Зависимость между девиатором напряжений и относительной деформацией для модели HS [6].

Упрочнение при сжатии можно выразить в осях p и q поверхностью текучести в форме эллипса (рис. 3.3.8). Эллиптическая поверхность характеризуется двумя параметрами pp – эквивалентное давление изотропного предварительного уплотнения и α – вспомогательный модельный параметр, принимаемый в программе равным $\alpha = 1 - \sin\phi$. Увеличение «шапки» текучести при нагружении и повышение pp будет сопровождаться объемной пластической

деформацией dev^p – упрочнением. Связь между ними характеризует одометрический (компрессионный) модуль деформации E_{oed} , а грунт переходит в упругое состояние с модулем упругости E_{ur} . Однако модель упрочняющегося грунта не учитывает разупрочнение грунта в результате эффектов дилатансии. Для моделирования циклического нагружения с высокой точностью требуется гораздо более сложная модель [132].

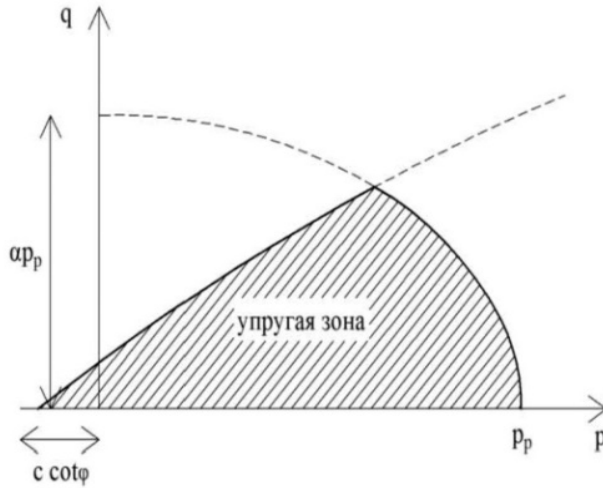


Рис. 3.3.8. Упругая зона, сформированная поверхностями текучести при сдвиге и сжатии [5]

В качестве поверхности разрушения упругопластическая модель с изотропным упрочнением включает формулировку Мора–Кулона. При описании упругой области применяется гиперболическая формулировка Duncan–Chang [111]. Для изложения пластических деформаций используются две функции текучести для девиаторного f^s и изотропного f^c нагружений соответственно (рис. 3.3.9, б).

Гиперболическое отношение между напряжениями и деформациями в ходе дренированных трехосных испытаний (рис. 3.3.9).

$$\varepsilon_1 = \frac{1}{2 E_{50}} \frac{q}{1 - q/q_a}, \quad (3.2.1)$$

Асимптотическое девиаторное напряжение q_a связано с максимальным девиаторным напряжением q_f уравнением

$$q_a = q_f / R_f,$$

$$\text{где } q_f = (c' \cdot \operatorname{ctg} \varphi' + \sigma'_3) \frac{2 \sin \varphi'}{1 - \sin \varphi'}, \quad (3.2.2).$$

Значение R_f изменяется от 0,75 до 1 [106]. В процессе пластического деформирования поверхность текучести изменяется двояко.

Функция текучести для девиаторного нагружения f^s описывает пластические сдвиговые деформации и задается уравнением:

$$f^s = \frac{1}{2 E_{50}} \frac{q}{1 - q/q_a} - \frac{2q}{E_{ur}} - \gamma^p \quad (3.2.3),$$

где γ^p – параметр упрочнения, равный $\gamma^p = -(\varepsilon_1^p - \varepsilon_2^p - \varepsilon_3^p)$.

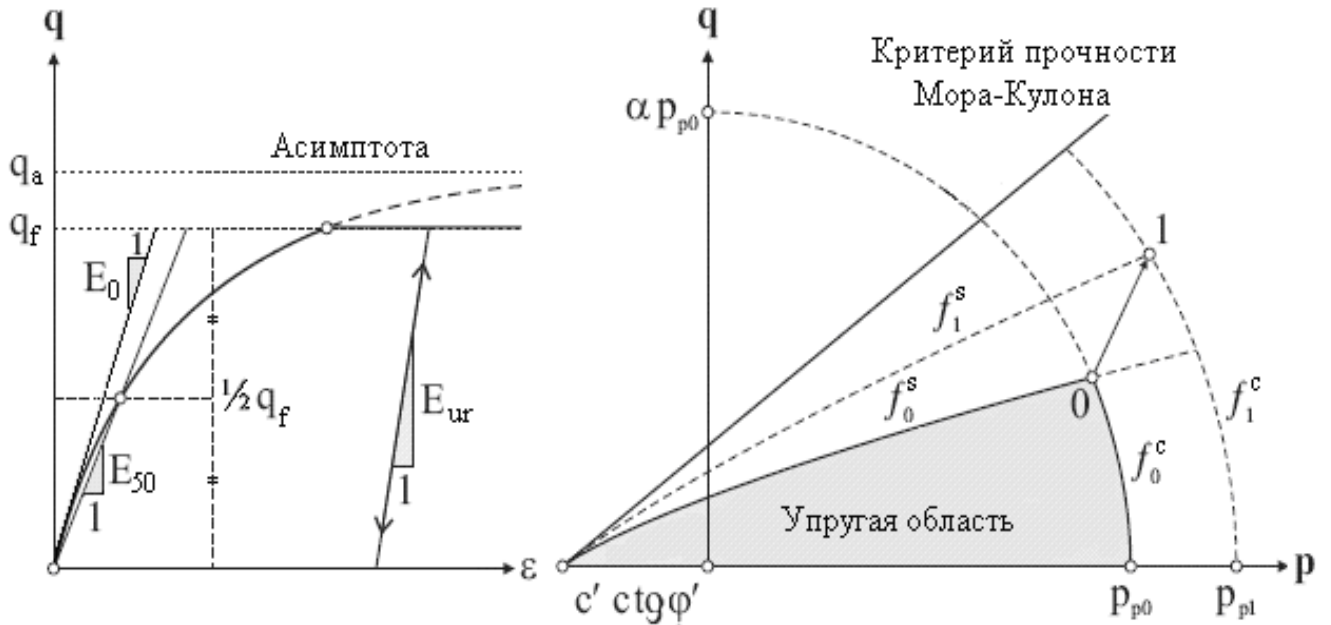


Рис. 3.3.9. Взаимосвязь между напряжениями и деформациями (слева) и поверхности текучести модели Hardening- Soil (справа) [75]

При девиаторном нагружении пластические объемные деформации пренебрежительно малы по сравнению с сдвиговыми, т. е. $\gamma^p \approx -2\varepsilon_1^p$. Упругие ε^e и пластические ε^p деформации образуются при первичном нагружении. Только упругие деформации возникают при разгрузке – повторном нагружении. В этом случае модель ведет себя по закону линейно-упругой зависимости. Потенциал пластичности при девиаторном нагружении g^s задается уравнением:

$$g^s = (\sigma'_1 - \sigma'_3) - (\sigma'_1 + \sigma'_3) \sin \psi_m,$$

где ψ_m – мобилизованный угол дилатансии, определяемый по закону дилатансии Rowe.

Поверхность текучести не совпадает с потенциальной поверхностью ($g^s \neq f^s$), т. е. действует неассоциированный закон течения [251]. Функция текучести для изотропного нагружения f^c характеризует пластические объемные деформации и выражается уравнением:

$$f^c = \frac{q^2}{\alpha^2} - p^2 - p_p^2.$$

Поверхность текучести f^c , совмещается с потенциальной поверхностью ($g^c = f^c$) и определяется внутренними параметрами PLAXIS: α и преднапряжением консолидации p_p , зависящими от исходных характеристик. Параметр α зависит от коэффициента бокового давления для нормально-консолидированного грунта K_0^{NC} и от отношения E_{50}^{ref} к E_{oed}^{ref} .

При необходимости учета нелинейности деформаций применяется модификация модели HS при малых деформациях (Hardening Soil Small-strain HSS), в которой используется дополнительная гиперболическая зависимость между напряжениями и деформациями при малых относительных деформациях ($\varepsilon_1 < 10^{-3}$) (рис. 3.3.10) [82].

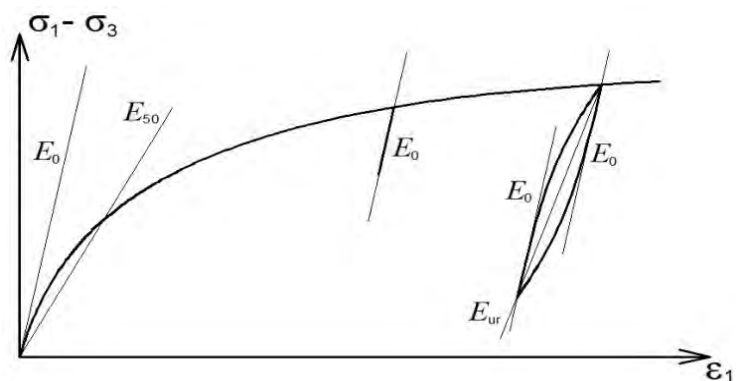


Рис.3.3.10. Параметры жесткости и зависимость между девиатором напряжений и относительной деформацией для модели HSS [5]

Изменение жесткости при небольших деформациях в модели HSS определяется секущим модулем сдвига G , преобразованном относительно его начальной величины G_0 [260].

Численное моделирование с использованием модели упрочняющегося грунта позволяет более точно описать поведение грунтового массива, но подразумевает ввод большего количества входных параметров.

Модель Hardening Soil также учитывает зависимость модуля жесткости от напряжений. Это означает, что все параметры жесткости увеличиваются с повышением давления. Таким образом, все три входных показателя жесткости относятся к определенному эталонному напряжению, которое обычно принимается равным 100 кПа (1 бар).

Теоретическим пределом деформирования в модели HS является не асимптотический уровень прочности q_a , к которому стремится зависимость между напряжениями и деформациями, а предельное девиаторное напряжение q_f , рассчитанное по закону Кулона. Это необходимо для корректной работы модели в пределах одного ИГЭ [107].

Для задания Hardening Soil Model требуется 10 параметров, которые приведены в таблице 3.3.2 и на рис. 3.3.11.

Модель HS может применяться для всех видов дисперсных грунтов, а также отражает переуплотнение грунтов основания посредством коэффициента переуплотнения OCR. Данная модель особенно эффективна при расчетах сильно заглубленных сооружений, так как позволяет успешно моделировать нелинейность деформаций и остаточные перемещения при разгрузке. Для слабых грунтов по причине их высокой сжимаемости и незначительным упрочнением данная модель не эффективна.

Несомненно, «модель упрочняющегося грунта», является основным достоинством комплекса Plaxis, обеспечившим ему международную популярность, позволяющая моделировать поведение песчаных и глинистых грунтов при сложных траекториях нагружения [88]. Модель описывается рядом параметров, для экспериментального определения которых требуется оборудование, имеющееся не у каждого пользователя. Поэтому нередко в программу вводят произвольные значения параметров модели упрочняющегося грунта, что снижает достоверность получаемых результатов [125].

Таблица 3.3.2. Характеристики Hardening Soil.

Функция	Наименование	Размерность
E_{50}^{ref}	Секущий модуль упругости при 50% значении ($\sigma_1 - \sigma_3$)	кН/м ²
E_{oed}^{ref}	Тангенциальный модуль упругости	
E_{ur}^{ref}	Модуль упругости	
ν_{ur}	Число Пуассона	—
m (power)	Показатель степени	—
K_0	Коэффициент бокового давления грунта	—
p^{ref}	Опорный уровень напряжений	кН/м ²
c	Эффективное сцепление	
ϕ (phi)	Эффективный угол внутреннего трения	град
ψ (psi)	Угол дилатансии	

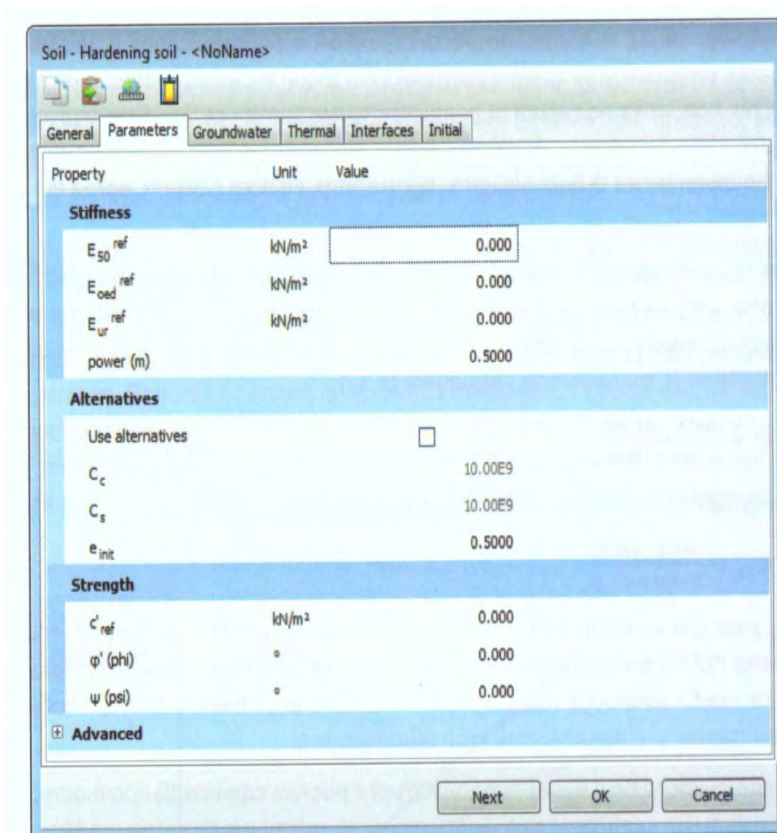


Рис. 3.3.11. Параметры Hardening Soil [6]

Определение параметров модели HS затрудняется необходимостью измерения малых перемещений порядка 4-10 мм. Такая точность не может быть обеспечена с помощью

распространенных в испытательном оборудовании трансформаторных датчиков LVDT и требует применения датчиков других конструкций (оптических, датчиков Холла и пр.) [49].

Выводы

Модель упрочняющегося грунта можно рекомендовать для расчетов напряженно-деформированного состояния строящихся геотехнических объектов и при экскавации, а модель Кулона-Мора – для предварительных деформационных расчетов в целях экономии времени и определения коэффициента устойчивости системы. Модель Мора-Кулона не учитывает изменение модуля деформации и применение ее при вычислении разработки котлована ведет к поднятию его дна и занижению осадок существующего здания.

В этом заключается ее серьезное отличие от модели упрочняющегося грунта, которая может с большей степенью достоверности описать поведение грунта для проведения подобных расчетов.

Вопросом сравнения результатов использования различных грунтовых моделей (упругопластическая модель с упрочнением и упруго-идеально-пластическая модель (модель Кулона-Мора)) занимались многие инженеры-геотехники.

Более серьезным изучением выбора модели грунта и ее параметров для численного моделирования занимались А.И. Голубев, А.В. Селецкий, Л.А. Строкова и другие ученые, сделавшие серьезный вклад в развитие данной темы.

Часть II. Методические основы

Глава 4. Программа инженерно-геологических изысканий для определения характеристик грунта, входящих в состав математического расчета оснований зданий и сооружений

В настоящее время все инженерно-геологические изыскания выполняются в соответствии с требованиями действующих нормативных документов: СП 11-105-97 [84], СП 47.13330.2016 [83], федеральный закон Российской Федерации от 30 декабря 2009 г. № 384-ФЗ [91], СП 22.13330.2016 [85].

Объем инженерно-геологических изысканий определяется этапом проектирования и компонентами инженерно-геологических условий.

Дополнительные требования, не отраженные в нормативной базе, к изысканиям обусловлены использованием программных комплексов для выполнения геотехнического моделирования, основанных на МКЭ.

Численное моделирование совместной работы здания и основания осуществляется в трехмерной и двухмерной постановке с выбором моделей грунта различной степени сложности, для использования которых не хватает данных стандартных инженерно-геологических изысканий.

В зависимости от сложности поставленного вопроса, при задании характеристик модели используются прямые и косвенные методы их определения (рис. 4.1).

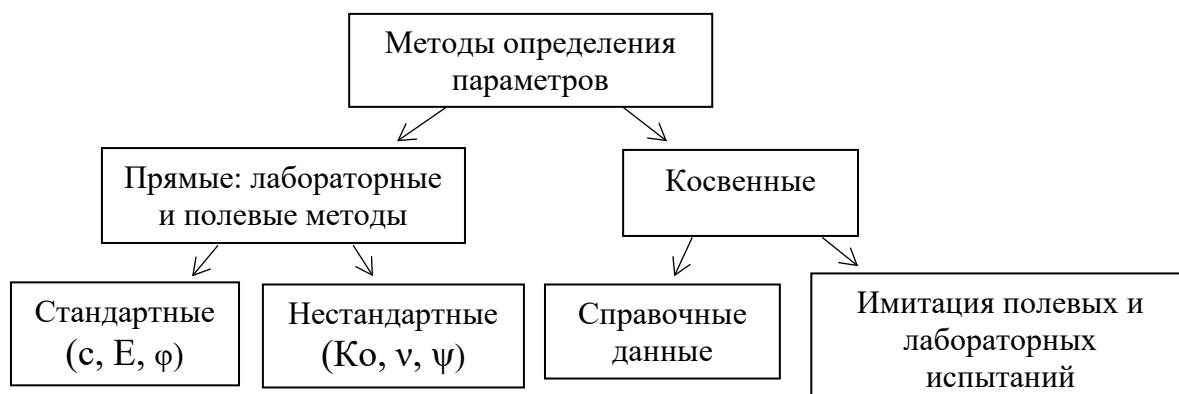


Рис. 4.1. Методы определения параметров модели [81]

Без детальных инженерно-геологических изысканий с лабораторными испытаниями, в ходе которых будут получены все необходимые параметры сложные модели для расчетов применять нельзя. К большому сожалению, на данный момент нет обоснованной программы инженерно-геологических изысканий для определения параметров грунта под численное моделирование, что влияет на точность расчетов.

Цель инженерных изысканий состоит, в первую очередь, в предоставлении необходимых характеристик грунтов востребованных в дальнейших расчетных схемах [79]. В противном случае движение отрасли вперед становится невозможным.

Критерием стесненных условий является возведение зданий, расположенных вплотную или на небольшом расстоянии (до 10м) от существующих сооружений, одинаковая глубина заложения и конструкции фундамента, что приводит к пересечению сжимающих толщ или активных зон уплотнения, возникающих от зданий и как следствие всего к деформациям.

На рис. 4.2. представлена диаграмма, показывающая основные встречаемые трудности при использовании программ для моделирования НДС грунта

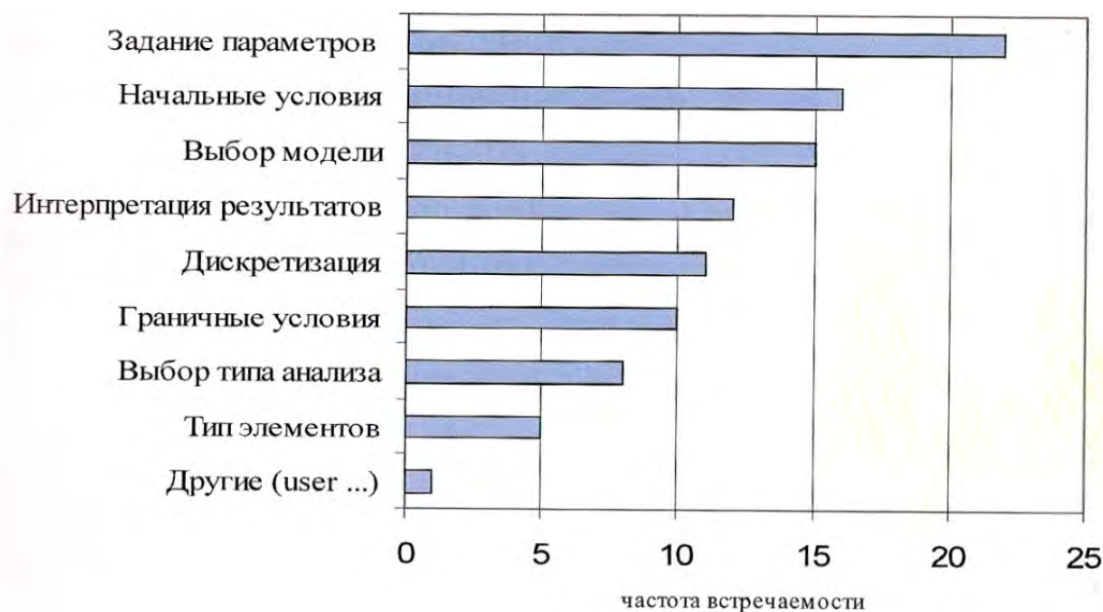


Рис. 4.2. Встречаемые трудности при использовании программ для моделирования напряженно-деформируемого состояния грунта [81]

Процесс определения характеристик грунта для математических расчетов является важнейшей составляющей обеспечения качества оценки напряженно-деформированного состояния [132].

В качестве примера рассмотрим технологию назначения входных параметров двух альтернативных моделей грунта, наиболее часто используемых в практической деятельности – модель Кулона-Мора и упругопластическая модель с упрочнением.

Ниже приведена технологическая схема операций по проведению инженерно-геологических изысканий с целью моделирования напряженно-деформируемого состояния основания МКЭ и описана методика определения характеристик грунта.

Технологическую схему операций можно разделить на три этапа: подготовительный, полевой и камеральный этапы (рис. 4.3)

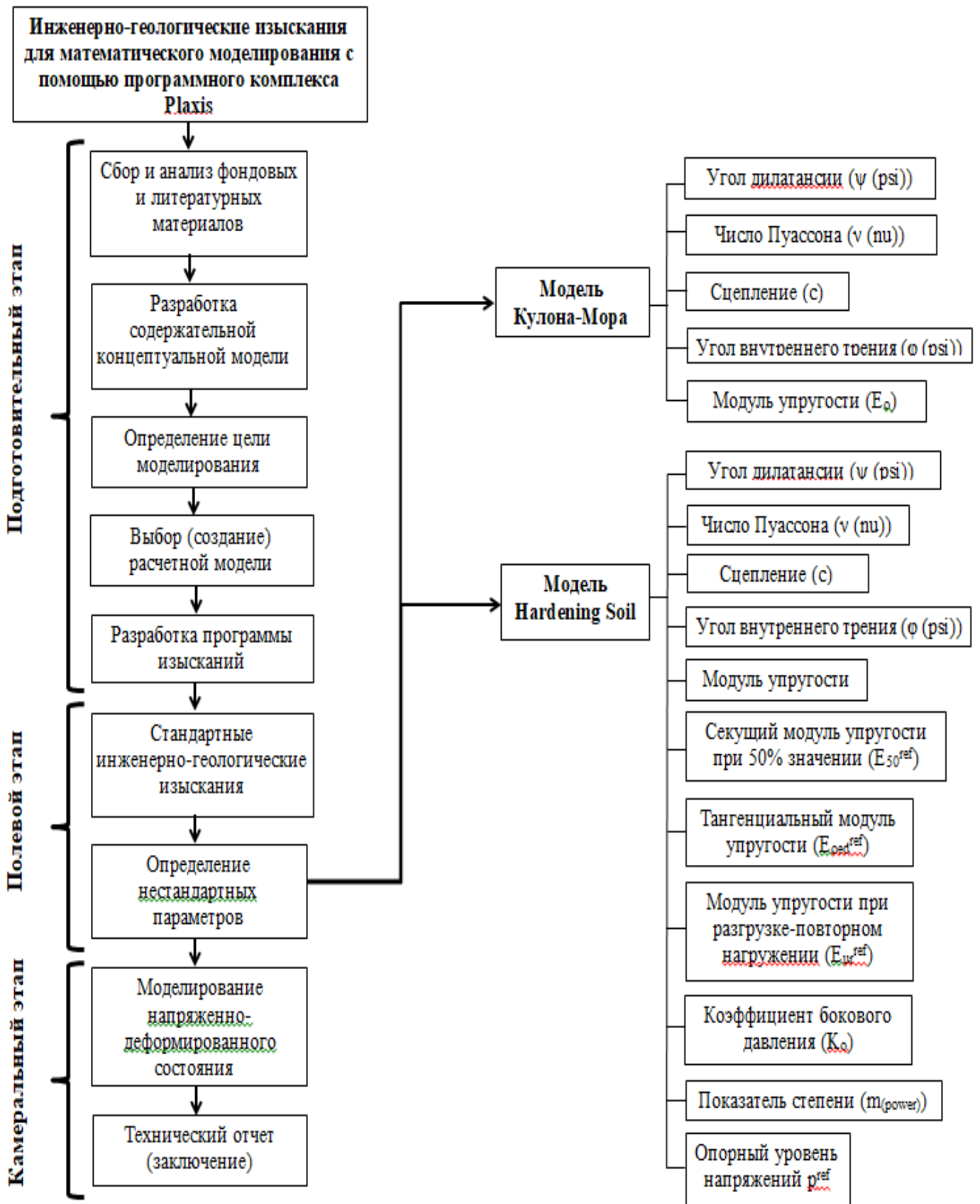


Рис. 4.3. Технологическая схема операций по проведению инженерно-геологических изысканий с целью моделирования напряженно-деформируемого состояния основания методом конечных элементов (МКЭ)

4.1. Подготовительный этап

Инженерно-геологические изыскания начинаются с составления Программы инженерно-геологических изысканий, соответствующей стадии проектной документации, в соответствии с техническим заданием. Дополнительно к п. 4.15 и п. 4.19 СП 47.13330.2016 [83], программа выполнения инженерно-геотехнических изысканий должна содержать:

- оценку результатов инженерно-геологических изысканий и обследования зданий в зоне влияния строительства объекта;
- обоснование геотехнической категории объекта (категория сложности);
- характеристику здания;
- оценку технического состояния основных несущих и ограждающих конструкций и всего здания в целом;
- обоснование глубины исследований на основании расчетов глубин взаимодействия проектируемых зданий с основанием;
- определение целей моделирования;
- схематизацию объекта (конечно-элементная расчетная схема);
- поиск математического описания НДС;
- выбор определяющих уравнений;
- обоснование состава, объемов и методов инженерно-геотехнических работ исходя из предполагаемых расчётных схем;
- обоснование расположения горных выработок и точек полевых испытаний для получения характеристик грунтов необходимых для моделирования.

Необходимо прилагать генеральный план объекта с местоположением проектируемых и существующих вокруг зданий, опорных элементов фундамента и инженерных сетей. Также важно учитывать требования обеспечения безопасности.

На начальной стадии обязателен сбор фондовых и литературных материалов, анализ данных государственного геологического и тематического картирования, топографических карт, дешифрирования аэрокосмических снимков (АКС), морфоструктурного строения района и конкурирующих пунктов размещения сооружения на рассматриваемой и соседних площадках.

Систематическое изучение инженерно-геологических условий исследуемой территории необходимо для анализа динамики развития и изменения геологической среды вокруг строительной площадки. Необходимо учитывать предысторию формирования НДС исследуемой области. Неотъемлемой частью инженерно-геотехнических изысканий, в случае деформаций зданий и условиях стеснённой застройки, является обследование подземных

частей существующих зданий и сооружений и их оснований с целью получения исходных данных об их конструктивных характеристиках и геометрических параметрах, а также проведение сбора нагрузок на фундаменты, определение расчетного сопротивления грунтов основания, прочности материалов конструкций неразрушающими методами, выполнение необходимых поверочных расчетов. Обследование оснований и фундаментов существующих зданий проводится в соответствии с указаниями СП 13-102-2003, СП 22.13330.2016 [85], СП 24.133300.2011 [86], Технического регламента о безопасности зданий и сооружений» № 384-ФЗ [91].

Прежде чем начинать инженерно-геологические изыскания необходимо разобраться, как функционирует исследуемая предметная область, представить все ее стороны и уметь отобразить их в базе данных, то есть создать концептуальную модель. Основными конструктивными элементами этой модели являются сущности, связи между ними и их свойства. При создании концептуальной модели выявляются качественные и количественные параметры системы и внешних воздействий.

На первом этапе создания концептуальной модели проводится вербальное описание взаимодействия системы «основание – сооружение» с приповерхностной частью литосферы для наглядной оценки инженерно-геологических условий, то есть теоретическое описание с учетом конструктивных особенностей объекта.

Затем последовательно рассматриваются последствия этого взаимодействия с приповерхностной областью литосферы с целью выявления возможности активизации неблагоприятных инженерно-геологических процессов, возникающих в результате совместной работы данной системы. Составляются сценарии возможных ситуаций и их последствий, а именно изменение физико-механических свойств грунтов.

Таким образом, создается первоначальная модель исследуемой области. Также мысленно выделяются основные ее компоненты и устанавливаются предполагаемые предельные состояния основания.

Исходя из конкретного типа хозяйственного предназначения рассматриваемой области, формируется целевая направленность данного строительства, которая формирует критерий в комплексной оценке территории. Под данный критерий подбирается определенный вид методики проведения инженерно-геологических исследований для получения нужной информации.

На заключительном этапе создания концептуальной модели обосновывается и обобщается информация, которая должна войти в будущую модель, выдвигается цель и задачи, а также анализируется набор параметров, которые могут быть исключены без существенных искажений результатов предстоящего моделирования.

В концептуальную модель должны войти все параметры системы и, в первую очередь, параметры, допускающие варьирование в процессе моделирования, которые обеспечивают определение интересующих характеристик при конкретных внешних воздействиях на заданном временном интервале функционирования системы.

Созданная концептуальная модель должна быть проверена на адекватность исследуемому объекту. При анализе объекта необходимо четко выделить моделируемый объект и его свойства, некоторые из которых невозможно описать количественными параметрами. Требуется расчленить объект на элементарные составляющие, создать совокупность более простых подобъектов, взаимосвязанных между собой.

Цель моделирования должна отражать последствия воздействия на объект и принятие правильного решения. В нашем случае это оценка влияния на соседние здания и сооружения, прогноз изменения среды в сложных инженерно-геологических условиях, оценка разработки мероприятий по локализации негативного влияния, информационная основа объекта.

На основе цели моделирования устанавливаются границы моделируемой системы. Разрабатываются гипотезы и фиксируются все допущения, необходимые для построения имитационной модели. Обсуждается уровень детализации моделируемых процессов.

Модель должна быть наиболее простой, подлежащей калибровке. Необходимо отметить, что составление определяющих уравнений является упрощением при решении реальных задач.

К принципам выбора адекватной модели относят:

- идентичность – выражение свойств с погрешностью не выше заданной;
- точность – степень совпадения значений характеристик реального объекта и значения этих характеристик;
- оптимальность – соответствие между требуемой точностью и сложностью;
- минимальность ресурсов и времени – упрощение при сохранении существенных свойств рассматриваемой системы;
- доступность процесса – прозрачность, минимальность условий сценария действий;
- обязательство за результат – отчет в своих действиях и их ступенчатость.

Необходимо подтверждение выбора вменяемости модели грунта в зависимости от цели выполняемых расчетов: оценка зоны влияния, прогноз изменения осадки в сложных инженерно-геологических условиях, оценка разработки мероприятий по локализации, информационная основа.

Разработка расчетной геотехнической модели производится в соответствии с требованиями СП 22.13330.2016 [85] и ряда региональных нормативных документов. На данном этапе, устанавливается конкретный и окончательный перечень параметров модели, после выбора последней, и задается перечень методов получения необходимых параметров.

Решение можно получить как численными методами, на которые сделан упор в работе, так и для сравнения применить аналитические методы, которые выражаются в символической форме, но из-за невозможности получения их простыми уравнениями и постоянными граничными условиями применение осложняется.

Для численного моделирования надо провести уменьшение числа степеней свободы (дискретизацию) до конкретного значения. Необходимо учесть, что при вводе параметров может возникнуть погрешность расчетной модели. В основе любой серьезной работы должен быть применим системный принцип «сверху – вниз», т. е. от общего к конкретному. Результат анализа объекта представляет собой выявления составных подобъектов и характер их взаимосвязи.

Итогом подготовительного этапа является программа проведения работ, которая содержит подробную инструкцию дальнейших этапов. Подготовительный период желательно проводить до начала полевых работ, чтобы иметь представление о площадке строительства. После подготовительного этапа, который займет несколько дней, и получении необходимой информации, можно переходить к полевому - наиболее ответственному периоду, который может повлиять на ход моделирования и полученные результаты.

При этом следует учитывать, что расчеты, на основе которых принимают проектные решения, необходимо выполнять после целого ряда предварительных вычислений, учитывающих действие работы геотехнической системы [82].

4.2. Полевой этап, включая лабораторные исследования

Инженерно-геологические изыскания, с целью определения параметров грунта для математических расчетов оснований зданий и сооружений, включают в себя стандартные изыскания и специфические работы по определению параметров модели. Стандартные инженерно-геологические изыскания (количество выработок, их глубина и расстояние между ними, объемы, методика работ) выполняются в соответствии с требованиями действующих нормативных документов: СП 11-105-97 [84], СП 47.13330.2016 [83], СП 22.13330.2016 [85], ТСН 50-304-2001 г. Москвы [94], инструкции по инженерно-геологическим и геоэкологическим изысканиям в г. Москве.

Физико-механические свойства грунтов, согласно п. 8.16. СП-11-105-97, часть 1 и п. 5.7 [84] СП 22.13330.2016 [85], устанавливаются на основе непосредственных испытаний грунтов в полевых и лабораторных условиях. Полевые испытания производятся для определения физико-механических свойств грунтов в естественном залегании [17, 18, 71, 93]. Лабораторные исследования выполняются согласно действующим ГОСТ [17-21, 52, 33, 59] по стандартным

методикам. Перечень основных физико-механических свойств определяемых лабораторными методами приведен в ГОСТ 30416-2012 [20], СП 47.13330.2016 [83], СП-11-105-97 Части 1 [84].

Дополнительно проводится обследование фундаментов и грунтов основания согласно СП 13-102-2003. Шурфы для обследования технического состояния проходятся вручную на глубину не менее 0,5-0,7 м ниже подошвы обследуемых фундаментов, местоположение которых выбрано с учетом требований ГОСТ 31937-2011 и в местах возможного размещения.

Длина обнажаемого участка фундамента должна быть достаточной для определения типа и оценки технического состояния его конструкций и проведения испытаний. Далее производится детальная документация фундаментов, определяется их тип, геометрические характеристики, осуществляется отбор образцов из-под подошвы и стенок, определяются неразрушающим методом характеристики кладки (бетона), выполняется фотофиксация. По завершению документации шурфы засыпаются местным грунтом с послойным уплотнением, восстанавливается черновое покрытие (при необходимости). В шурфах операция отбора монолитов не вызывает особых трудностей, хотя и требует тщательной подготовки и подсобных материалов (ножи, шпатели, изоляционный материал и т.п.). Испытания прочности материалов производится методом ударного импульса, прочность материалов [32].

При обследовании технического состояния фундаментов необходимо: уточнить инженерно-геологические условия; отобрать пробы грунтовых вод для оценки их состава и агрессивности; выяснить строение фундаментов, размер, глубину заложения; установить повреждения фундаментов и определить прочность материалов их конструкций; отобрать образцы для лабораторных испытаний материалов фундаментов и грунтов основания; установить наличие и состояние гидроизоляции; уточнить категорию технического состояния.

К специфическим методам относятся методы определения параметров грунта, входящих в расчетную модель (см. Глава 3 пп. 3.3.1 и 3.3.2).

Рассмотрит подробнее методику определения необходимых параметров грунта для геотехнических расчетов.

Дилатансия (ψ (psi)) - изменение объема, наблюдаемое в материалах, когда они подвергаются сдвиговым деформациям. Наиболее выражено это явление в плотных сыпучих грунтах и переуплотненных связных грунтах [113].

Этот эффект был впервые описан научным путем Осборн Рейнольдсом в 1885-1886 гг. и назван на английском языке «dilatation». Дилатансия является общей чертой грунта. Изучение данного явления является весьма важным. Смещение пород в приконтурной части горных выработок обусловлено двумя причинами: образованием субмикроскопических трещин и перемещением смежных поверхностей макроразрывов сплошности относительно друг друга.

Лодж определяет дилатансию как однородную деформацию всестороннего объемного расширения. Однако Шульман и Берковский указывают, что многие системы не расширяются при сдвиге, но дилатансию обнаруживают. В отсутствие избытка жидкость смещается от поверхности суспензии внутрь ее, и поверхность высыхает (дилатансия). В то же время, многие исследователи указывают на то, что поведение реальных грунтов при пластических деформациях не подчиняется ассоциированному закону течения. Это означает, что вектор приращения пластических деформаций в пространстве главных напряжений не направлен по нормали к поверхности текучести. Угол отклонения вектора приращения пластической деформации от девиаторной плоскости называется углом дилатансии и является независимой характеристикой механических свойств грунта. С ростом давления пороговые напряжения дилатансии и разрушения увеличиваются, поэтому становится возможной пластическая деформация без растрескивания. Механизм дилатансии объясняется нарушением непрерывных водных оболочек в результате резкого увеличения напряжения сдвига. При этом в системе появляются воздушные пустоты, способствующие загустению [101].

Угол дилатансии (ψ) определяется как отношение объемной деформации при сдвиге к деформации сдвига по предложению M.D. Bolton [8]: $tg\psi = -\frac{\Delta\epsilon_v}{\Delta\gamma}$, где знак «минус» означает расширение грунта. Углом дилатансии (ψ) – дополнительный параметр, входящий в уравнение потенциала пластичности, не является нормативной характеристикой.

Условие прочности для дилатирующих грунтов имеет вид: $\tau = \sigma tg(\varphi_{cr} + \psi)$, где φ_{cr} – угол внутреннего трения в критическом состоянии.

При определенной величине девиатора напряжений образец песка начинает расширяться с увеличением его объема. Плотный песок при сдвиге расширяется, а рыхлый – сжимается. Это явление наблюдается и в основании зданий и сооружений. Расширение сыпучего грунта или увеличение объема грунта при сдвиге называется положительной дилатансией, а сжатие — отрицательной дилатансией [9] (рис. 4.4).

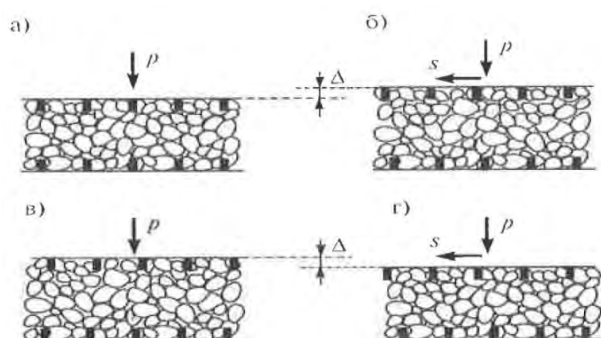


Рис. 4.4. Явление положительной и отрицательной дилатансии в грунтах (а – сложение песка перед сдвигом; б — расширение песка при сдвиге; в, г – рыхлый песок при сдвиге) [8]

Угол дилатансии можно определить, используя результаты испытаний на прямой срез, из угла наклона прямолинейного участка зависимости $\delta_v - \delta_h$ как отношение приращения

высоты δ_v к приращению горизонтального перемещения δ_h (рис. 4.5) [20]. Максимальное значение дилатансии наблюдается при максимальном напряжении τ_{peak} . Также, по предложению Р.А.Vermeer, de R. Borst, для определения угла дилатансии используют результаты испытаний трехосного дренированного сжатия: $\sin\psi_m = \frac{2\varepsilon_v}{\varepsilon_v - 2\varepsilon_1}$, где ε_1 и ε_v – скорости осевой и объемной деформаций [10].

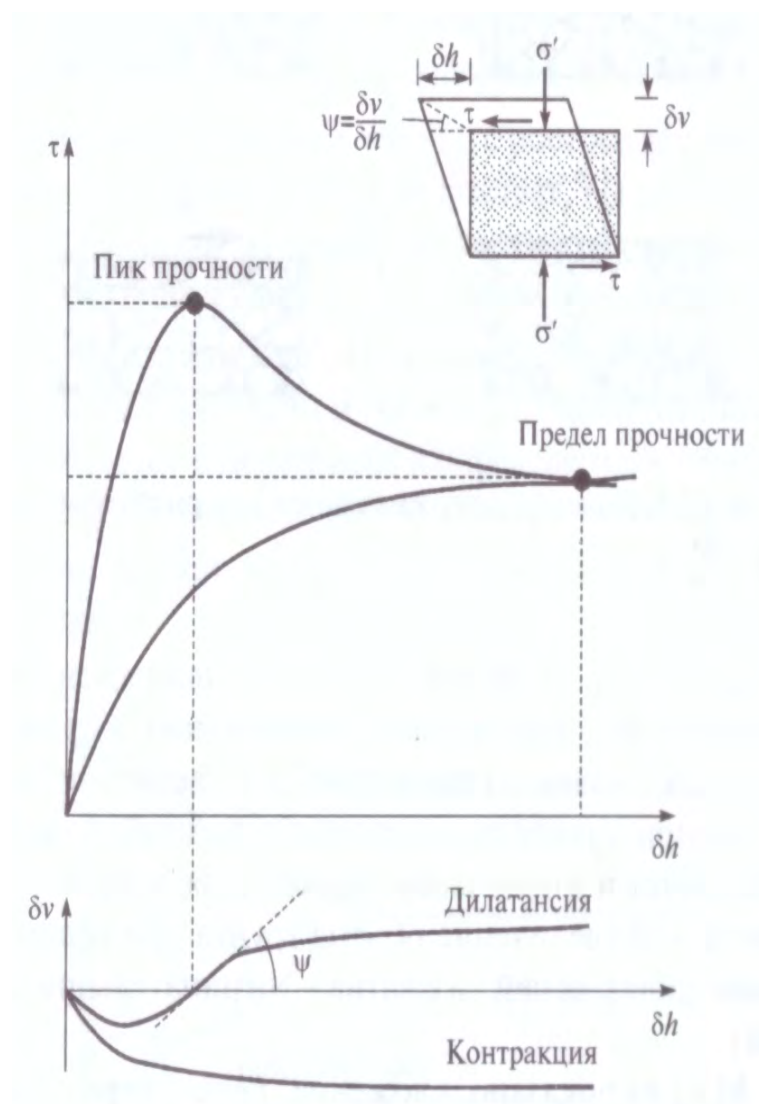


Рис. 4.5. Определение угла дилатансии по результатам прямого среза [5]

Используя величины пикового и остаточного угла внутреннего трения можно определить угол дилатансии: $\varphi_p - \varphi_r = 0,8\psi$, где φ_p – угол внутреннего трения на пике напряжений; φ_r – остаточный угол внутреннего трения. В выражении $\varphi_p - \varphi_r = 0,8\psi$, величина φ_r определяется при максимальной осевой деформации (рис. 4.6).

В моделях грунта Hardening Soil и Кулона-Мора угол дилатансии принимается постоянным и для песка в среднем по плотности и плотном состояниях определялся из условия $\psi = \varphi - 30$ [100]. Для рыхлого песка значение угла дилатансии увеличивается исходя из условия: $2\sin\psi / (1 - \sin\psi) = \varepsilon_v / \varepsilon_1^*$, где ψ — угол дилатансии; ε_v — объемная деформация при сдвиге; ε_1^* — предельное значение вертикальной деформации при сдвиге [117].

Используемое допущение для описания развития дилатансии подходит для плотных грунтов. Однако для грунтов рыхлых и средней плотности оно неприемлемо. При этом ошибка в расчетах при оценке объемной деформации рыхлых песков и песков средней плотности может превышать 50%.

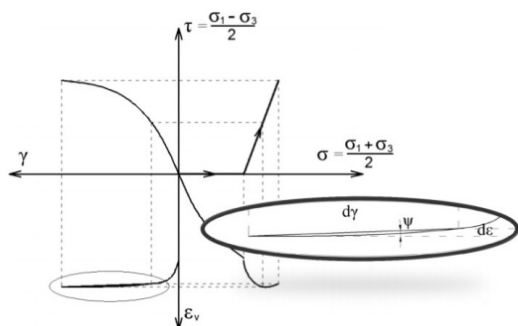


Рис. 4.6. Определение угла дилатансии из испытаний перекашивания (при условии измерения вертикальных деформаций) [6]

Числом (коэффициентом) Пуассона (ν_{ur}) называется отношение относительных деформаций (поперечной ϵ_x к продольной ϵ_z), взятое с обратным знаком в случае, если действуют только вертикальные напряжения σ_z (напряжения σ_x и σ_y в этом случае отсутствуют), изменяется теоретически от минус 1 до плюс 5, а практически – от 0 до плюс 0,5 [37]: $\nu = -\frac{\Delta\epsilon_x}{\Delta\epsilon_z}$ (рис. 4.7).

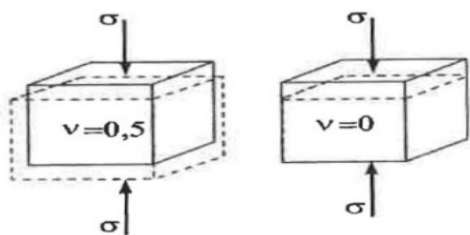


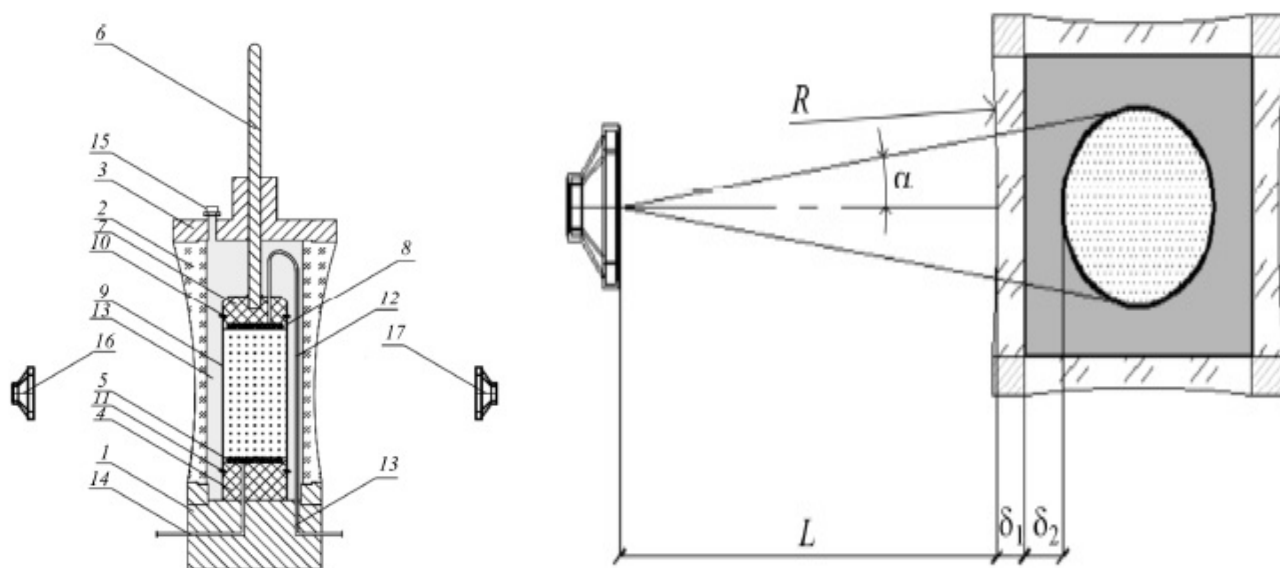
Рис. 4.7. Вид деформации и значения коэффициента Пуассона [6]

Анализ исследований, приводимых различными авторами (Цытович Н.А., Ishibashi I., Nazarika H, Беллендир Е.Н., Семашко С.В., Сибиряков Е.Б., Строкова Л.А., Щетинина Н.Н.), показывает изменение коэффициента Пуассона в широком диапазоне и отличается от рекомендованных СП 22.13330.2016 [85]. Коэффициент Пуассона зависит от природы материала, из которого изготовлен образец, в основном от гранулометрического состава, полностью характеризует упругие свойства, безразмерен, но может быть выражен в относительных единицах: мм/мм, м/м [104].

При приложении к телу растягивающего усилия оно начинает удлиняться, т.е. продольная длина увеличивается, а поперечное сечение уменьшается. Коэффициент Пуассона показывает, во сколько раз поперечная деформация деформируемого тела больше продольной деформации, при его растяжении или сжатии. Для абсолютно хрупкого материала коэффициент Пуассона равен 0, для абсолютно несжимаемого — 0,5 [5, 8].

Число Пуассона определяется в результате измерения продольных и поперечных деформаций (рис. 4.11) по формуле $\nu = \frac{1}{2} \left(1 - \frac{\Delta \varepsilon_v}{\Delta \varepsilon_1} \right)$, а также при использовании некоторых методов: стабилметрических испытаний; стабилметрических испытаний на основе параметрической фотометрии (рис. 4.8) и компрессионный прибор с эластичным вкладышем (рис. 4.9). Наиболее достоверные результаты при определении этой характеристики дают стабилметрические испытания.

Компрессионный прибор с эластичным вкладышем обладает простотой и низкой стоимостью испытаний по сравнению со стабилметром.



а) б)
Рис. 4.8. Стабилметр: а) 1 – основание; 2 – прозрачные боковые стенки; 3 – крышка; 4 – нижний штамп; 5 – перфорированный вкладыш; 6 – шток; 7 – верхний штамп; 8 – перфорированный вкладыш; 9 – эластичная оболочка; 10, 11 – кольца; 12 – дренажная трубка; 13, 14 – дренажные отверстия; 15 – штуцер; 16, 17 – фотокамеры; б) поперечный разрез рабочей камеры стабилметра [104]

Под действием нагрузки, прикладываемой к поршню, образец грунта и эластичный вкладыш одновременно сжимаются, а датчики перемещения регистрируют их поперечные деформации.

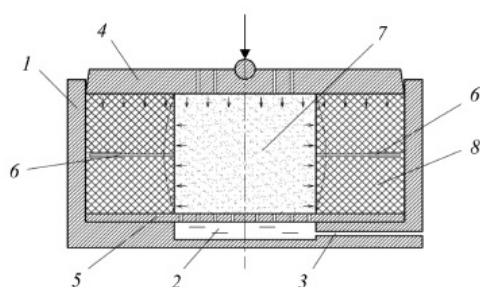


Рис. 4.9. Прибор для испытаний грунта на сжимаемость: 1 – корпус; 2 – углубление; 3 – дренажное отверстие; 4 – перфорированный поршень; 5 – пористое дно; 6 – датчики перемещения; 7 – грунт; 8 – эластичный вкладыш [32]

Для учета факторов, искажающих результаты лабораторных испытаний, при определении коэффициента Пуассона можно применять численное моделирование лабораторных установок и приборов, например, в ПВК Plaxis.

Сцепление (c) и угол внутреннего трения (φ (ϕ)) грунтов являются основными показателями, характеризующими грунт в различном напряженном состоянии. Для сооружений II и III класса допускается принимать значения φ и c по таблицам СП 22.13330.2016 [85].

Известно достаточно много способов определения c и φ . Из лабораторных наиболее широкое применение нашли методы, определяющие параметры:

- по данным прочности на одноосное сжатие и растяжение;
- по данным объемного сжатия (трехосное сжатие);
- по данным сдвиговых испытаний.

Определение φ и c в условиях трехосного сжатия в большей степени соответствует напряженному состоянию грунта в основании сооружения [23]. В полевых условиях характеристики φ и c определяются:

- испытаниями на срез в заданной плоскости целика грунта;
- методами кольцевого и поступательного среза;
- методами выпирания и обрушения грунта в горных выработках.

Угол внутреннего трения песчаных грунтов может быть определен с помощью статического и динамического зондирования [71, 73].

Деформационные свойства грунтов в программе Plaxis задаются модулем упругости E или модулем общей деформации E_0 , секущим модулем упругости при 50 % значении E_{50}^{ref} , тангенциальным модулем упругости E_{ur}^{ref} и модулем упругости при разгрузке – повторном нагружении E_{oed}^{ref} .

Модуль деформации, в механике грунтов – модуль Юнга, является коэффициентом пропорциональности зависимости «деформация – напряжение», предложенной Гуком в виде:

$$\varepsilon_z = \frac{1}{E} \sigma_z.$$

Параметр E является величиной постоянной и называется упругим модулем деформации. Модуль упругости всегда больше общей деформации [61]. Модуль упругости определяется из испытаний образцов при их упругом поведении, которое имеет место при разгрузке (рис. 4.10. Ветвь ab), а модуль общей деформации, характеризующий поведение грунта при наличии как упругих, так и остаточных деформаций, находят из испытаний по ветви нагружения Oa (рис. 4.10). Модули деформации определяются следующими методами: компрессионными и трехосными испытаниями, испытаниями штампом in-situ. Модуль деформации грунтов E основания определяется вертикальными статическими нагрузками на штамп в скважинах для

грунтов, залегающих в основании фундаментов в соответствии с ГОСТ 20276-2012 [17]. Места и глубина испытаний выбираются после проходки скважин и уточнения геологического строения площадки работ.

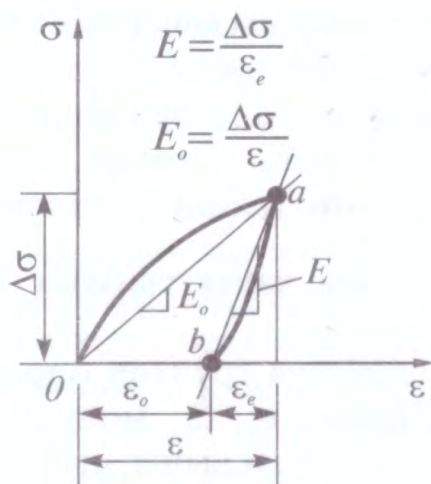


Рис. 4.10. Поведение грунта: Модуль общей деформации - E_0 , упругий модуль деформации - E [8]

Модуль упругости при компрессионных испытаниях определяется как тангенс угла наклона кривой «напряжение – деформации» (рис. 4.11). В компрессионных приборах (одеметрах) образец грунта сжимается без возможности бокового расширения. Компрессионные испытания проводят в соответствии с требованиями ГОСТ 12248 [19] в России, ASTM D 2435, ASTM D 4186 в США и ISO 17892-5 в Евросоюзе [115, 116].

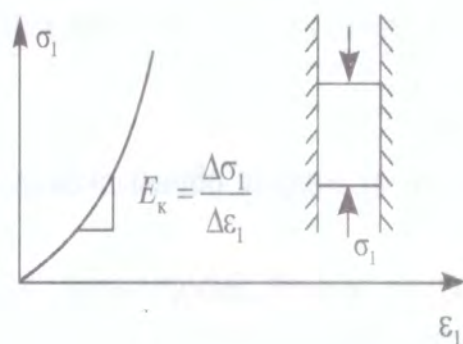


Рис. 4.11. Схема испытаний образцов грунта в компрессионном приборе [6]

Значения модулей деформации по компрессионным испытаниям получаются для всех грунтов (за исключением сильносжимаемых) заниженными, поэтому они могут использоваться для сравнительной оценки и неоднородности сжимаемости грунтов и корректируются при определении осадки сопоставлением со штамповыми испытаниями [60].

При этом используют коэффициент сжимаемости m_0 . Из компрессионной кривой можно найти компрессионный модуль деформации: $E_k = \frac{\beta}{m_v}$ (рис. 4.12), где коэффициент β учитывает поперечное расширение грунта, который назначается в зависимости от коэффициента Пуассона ν и определяется, как $\beta = \frac{1-2\nu_0^2}{1-\nu_0}$, $m_v = \frac{m_0}{1+e_0}$, e_0 — начальный коэффициент пористости грунта.

Одновременно с компрессионным модулем деформации можно найти одометрический модуль деформации, применяя зависимость осевой деформации от нормального давления $\varepsilon=f(p)$: $E_{oed} = \frac{\Delta p}{\Delta \varepsilon}$.

Одометрический и компрессионный модули связаны между собой зависимостью: $E_k = \beta \times E_{oed}$.

Одометрический модуль деформации можно найти из компрессионных испытаний по формуле: $E_{oed} = E_{oed}^{ref} \left(\frac{c \cos \varphi - \sigma'_1 \sin \varphi}{c \cos \varphi + p^{ref} \sin \varphi} \right)^m$, где m – показатель степени, предложенный Ohde (1937) для оценки изменения модуля упругости при увеличении или уменьшении действующего напряжения по отношению к опорному (атмосферному) давлению $p^{ref} \approx 100 \text{ кН/м}^2$ [93].

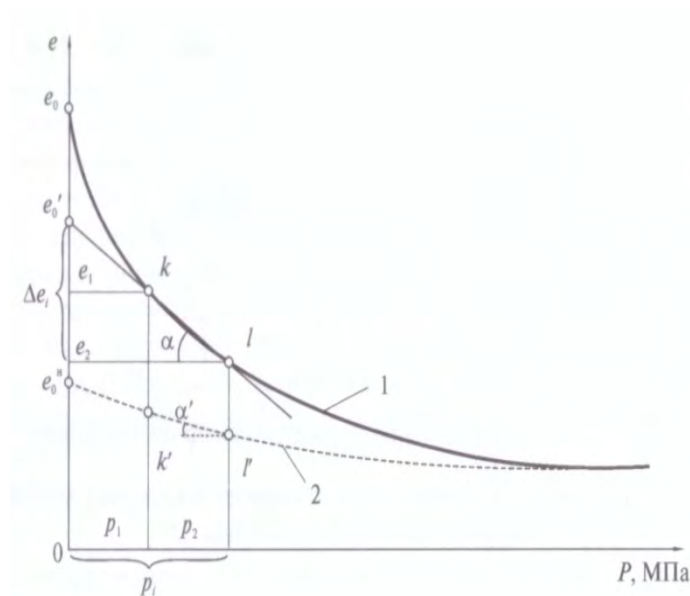


Рис. 4.12. К определению компрессионного модуля деформаций [7]

Модуль упругости можно найти через одометрический модуль из выражения:

$$E = \frac{E_{oed}(1 - 2\nu)(1 + \nu)}{1 - \nu}$$

Лучшие результаты получаются при определении модуля деформации в приборах трехосного сжатия (рис. 4.13).

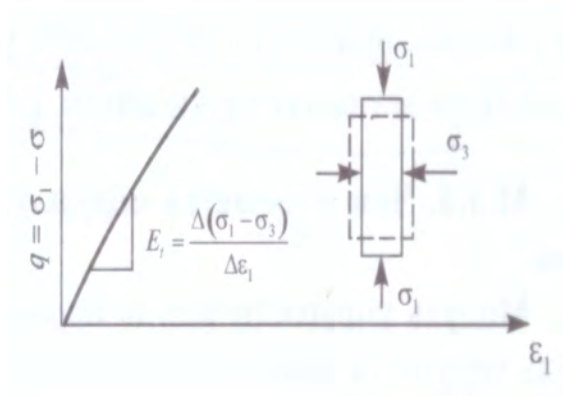


Рис. 4.13. Схема испытаний образцов грунта в приборе трехосного сжатия [10]

Согласно актуализированному СП 22.13330.2016 [85] проектирование оснований сооружений должно осуществляться с учетом возможных динамических воздействий. До 70-х годов прошлого века не существовало надежных методов испытания грунтов в условиях динамического возбуждения.

В настоящее время использование современных динамических стабилометров дает испытателям широкие возможности по прогнозированию поведения грунтовых массивов под воздействием циклических и вибрационных нагрузок [63].

Работы проводятся в соответствии с методикой, рекомендованной мировым сообществом геотехников, согласно ASTM D5311-11, в соответствии с требованиями приложения Г части 5 СП 11-105-97 [84].

Установка динамического трехосного сжатия дает возможность моделировать естественные сейсмические явления и техногенные вибрационные процессы. Исследование динамической устойчивости грунтов методом трехосных виброиспытаний основывается на девиаторном нагружении предварительно консолидированного образца в режиме вибрации с частотой реального вибрационного воздействия. Испытания проводятся в стабилометрических камерах большого диаметра (диаметр образца не менее 50мм). Использование камер меньшего диаметра недопустимо по причине возникновения выраженного масштабного эффекта. Уровень заданных расчетных ускорений контролируется при помощи акселерометра, подключенного к каналу цифрового сигнального процессора с высокоскоростным интерфейсом [15, 64].

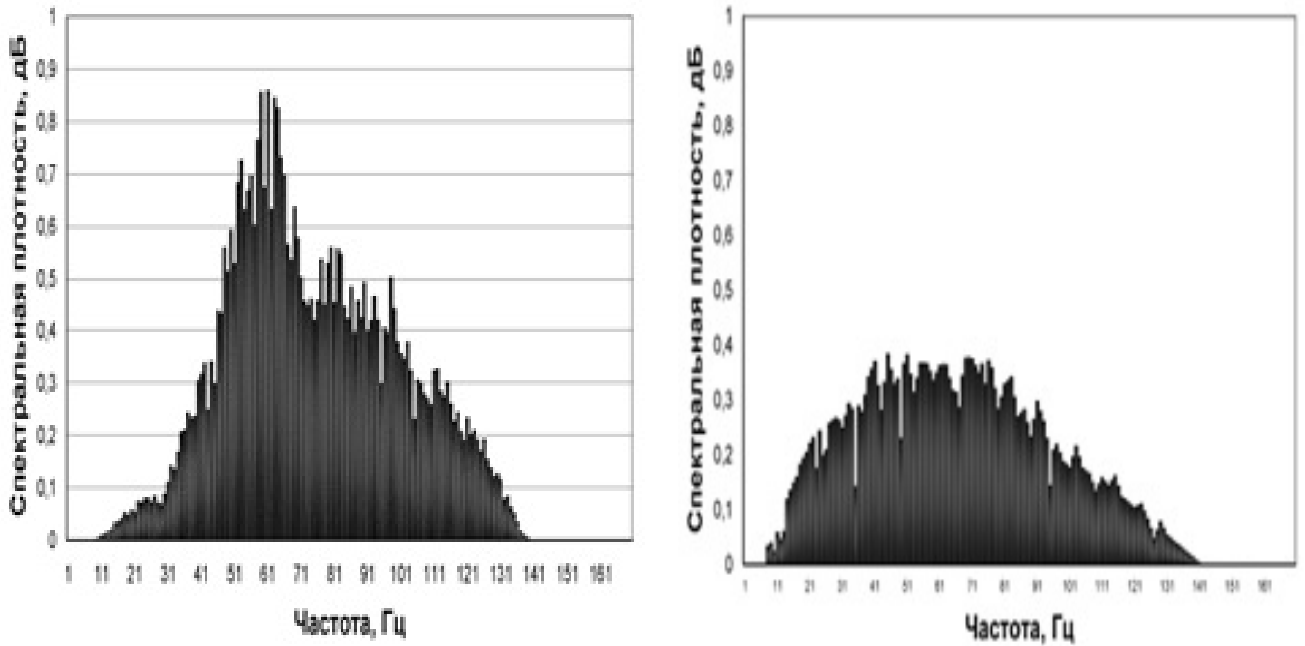
По записанной акселерограмме колебаний вычисляется спектр отклика одномассового осциллятора: «испытываемый образец-устройство нагружения». Смещение максимума частотного спектра в область низких частот свидетельствует о высокой степени поглощения механической энергии испытываемым образцом грунта и, как следствие, деградации его прочности (рис. 4.14 а, б). Расширение спектра свидетельствует о нарастании эффекта демпфирования исследуемого грунта вынужденных колебаний, что, как правило, предшествует явлению разжижения (Озмидов, 1993).

Дополнительным критерием, указывающим на склонность грунтов к разжижению, является величина удельной энергии, поглощенной грунтом в процессе динамического возбуждения. Удельная поглощенная энергия равна площади петли гистерезиса девиатора напряжений в осях (σ, ϵ) и определяется по формуле:

$$\Delta W_{уд} = \oint \sigma d\epsilon,$$

где σ – девиатор напряжений, ϵ – осевая деформация.

На практике площадь петли определяется посредством построения графика $\sigma = f(\epsilon)$ и последующей его обработки при помощи программного средства MDGT-E2.



а)

б)

Рис. 4.14. Смещение максимума частотного спектра: а) исходный спектр; б) результирующий спектр [72]

Удельная поглощенная энергия представляет собой энергию, поглощенную единицей объема грунта в процессе динамического возбуждения и выражается в кДж/м³.

Потенциально разжижаемый грунт поглощает большое количество энергии, увеличивая тем самым внутреннюю энергию и повышая подвижность элементов (частиц) системы.

Из трехостных испытаний можно определить секущий модуль упругости E_{50}^{ref} (при 50 % значении максимального девиаторного напряжения) и модуль упругости при разгрузке – повторном нагружении E_{ur}^{ref} :

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \left(\frac{c \cos \varphi - \sigma'_3 \sin \varphi}{c \cos \varphi + p^{ref} \sin \varphi} \right)^m \text{ и } E_{ur} = E_{ur}^{ref} \left(\frac{c \cos \varphi - \sigma'_3 \sin \varphi}{c \cos \varphi + p^{ref} \sin \varphi} \right)^m$$

Секущий модуль упругости E_{50}^{ref} и модуль упругости в цикле «разгрузка — повторное нагружение» E_{ur}^{ref} являются величинами, зависящими от удельного сцепления c , угла внутреннего трения φ , наименьшего главного напряжения σ_3 . Секущий модуль деформации — это модуль соответствующий определенному уровню напряжений (точка a на кривой деформирования рис. 4.15) [58].

Из закона Гука следует постоянство модуля деформации (модуль упругости), в то время как на самом деле это не так (рис. 4.15). Закон справедлив только для отрезка Oa зависимости напряжение – деформация (рис. 4.15). Если через участок Oa провести линию и определить угол ее наклона, то получим касательный модуль деформации $E_s = \frac{\Delta \sigma}{\Delta \epsilon}$.

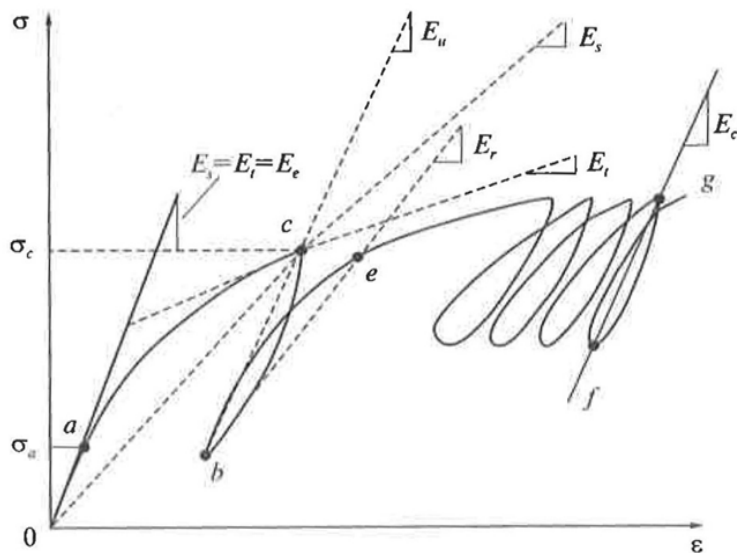


Рис. 4.15. Схема к определению модулей деформации [8]

На начальном участке кривой деформирования касательный модуль совпадает с секущим модулем деформации $E_s = E_{50} = E$. Если провести прямую из начала координат в точку c , то она будет секущей к кривой деформирования, и ее наклон будет определять значение секущего модуля E_{50} (E_t) [55].

Угол наклона прямой через точки c и b позволяет вычислить значение упругого модуля при разгрузке грунта E_e . Прямая, проведенная через точки b и e , используется для определения модуля E_r , характеризующего повторное нагружение грунта, после его разгрузки.

При циклическом нагружении грунта, после определенного количества циклов «нагрузка – разгрузка» грунт начинает вести себя упруго, без остаточной деформации. В этом случае упругая осадка определяется с помощью упругого модуля E_c , который находится из наклона прямой gf [17]. При этом величина модуля, полученного по трехосным испытаниям ниже, чем по штамповым, а в стабилметре модуль упругости оказывается больше компрессионного модуля деформации E_k [8].

В полевых условиях модуль деформации, близкий к естественному, можно определить прессиометром (домкрат Гудмана) в буровых скважинах, закреплённых обсадными трубами (рис. 4.16).

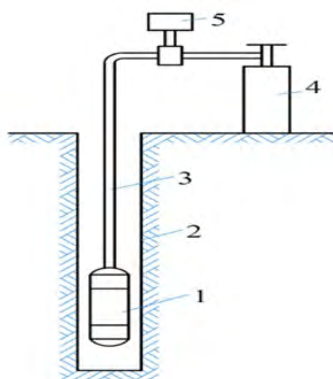


Рис. 4.16. Схема испытания грунта прессиометром 1 — резиновая камера; 2 — скважина; 3 — шланг; 4 — баллон сжатого воздуха; 5 — измерительное устройство [93]

Для проведения испытания зонд устанавливают на заданную глубину. С помощью ручного насоса создают в гидросистеме давление P_0 , после чего рабочий клапан закрывают (насос отключается от гидросистемы). При этом измеряют начальный и конечный уровень рабочей жидкости в мерной ёмкости. Затем, используя пресс-объёмометр, ступенями поднимают давление от P_0 до P_{max} , фиксируя на каждой ступени приращение объёма закачанной жидкости V_i , после чего давление сбрасывают до P_0 . Выдержку давления на каждой ступени проводят до его условной стабилизации в соответствии с [10]. Обработка результатов испытаний заключается в пересчете объёмов закачанной жидкости на каждой ступени в диаметральные перемещения " u " стенок скважины, расчете реальных нагрузок на стенку скважины " q " и построении графика зависимости $u = f(q)$. По графику зависимости $u = f(q)$ выбирается расчетный интервал – прямолинейный участок графика и вычисляется модуль деформации E . Определение модуля деформации производится по следующей формуле:

$$E = K * (\Delta q / \Delta u) * d_{скв.} * \psi * (1 + V),$$

где: $d_{скв.}$ – диаметр скважины; K – поправочный коэффициент на объемный эффект ($K=0,86$); ψ – коэффициент условий нагружения (рис. 4.17).

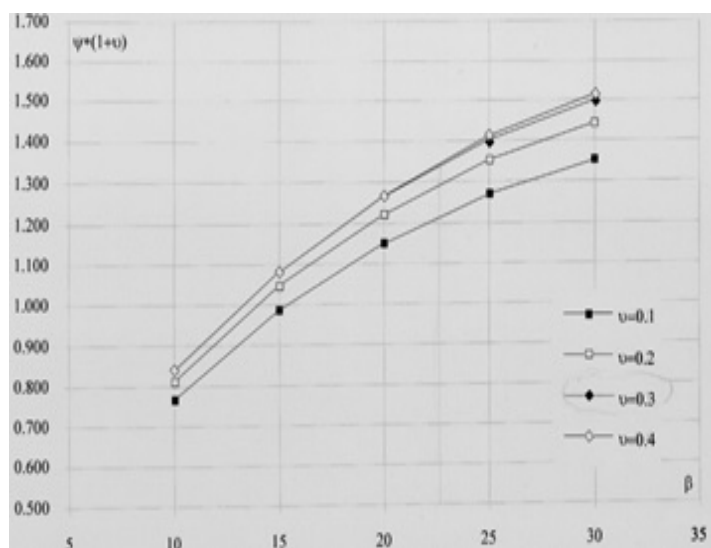


Рис. 4.17. Номограмма для определения коэффициента условий нагружения [28]

Формула $E = K * (\Delta q / \Delta u) * d_{скв.} * \psi * (1 + V)$ рекомендована Международным обществом по механике горных пород для использованного типа прессиометров [19].

На основании выше описанного следует:

- величина модуля деформации определяется величиной и методикой определения деформаций;
- по наклону прямолинейного участка соотношения «осевое напряжение — осевая деформация» из трехосных испытаний можно определить упругий модуль деформации;
- одометрический и компрессионный модули приводятся к расчетному модулю посредством сопоставления с результатами штамповых или прессиометрических испытаний.

Коэффициентом бокового давления (K_0) называется отношение приращения бокового давления $\Delta\sigma_x$ (или $\Delta\sigma_y$) к приращению вертикального давления $\Delta\sigma_z$, при обязательном отсутствии боковых деформаций ($\varepsilon_x=\varepsilon_y=0$):

$$K_0 = \frac{\sigma'_{xx}}{\sigma'_{yy}}, \text{ изменяется от } 0 \text{ до } +1 [12]$$

Коэффициент бокового давления определяется видом грунта, плотностью, влажностью, углом внутреннего трения, историей нагружения и отражает мгновенное напряженно-деформированное состояние массива и меняется в геологическом времени.

При нормальной консолидации K_0 является постоянной величиной, при увеличении вертикальных напряжений – уменьшается, при разгрузке – увеличивается [93].

Характеристика коэффициента бокового давления применяется для определения активного или пассивного давления при проектировании ограждающих конструкций в грунте.

Для нормально уплотненных грунтов, по Jáky (1944), $K_0 = 1 - \sin\varphi$, где φ – предельный угол внутреннего трения.

Из-за недооценки степени уплотнения грунта обратной засыпки значения K_0 по формуле Jáky сильно занижены [109].

Для определения K_0 рекомендуется применять следующее выражение:

$$K_0 = (1 - \sin\varphi) + \left(\frac{\gamma_d}{\gamma_{d(\min)}} - 1 \right) 5,5;$$

где γ_d , $\gamma_{d(\min)}$ – удельный вес сухого песка в плотном и рыхлом состоянии, соответственно [96].

Максимальное значение K_0 достигается в предельно напряженном состоянии на предельной прямой и равно: $K_0^{max} = K_p = tg^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right)$.

В случае бокового расширения грунта: $K_0^{min} = K_p = tg^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right)$.

Коэффициент бокового давления связан с коэффициентом Пуассона: $K_0 = \frac{\nu_0}{1-\nu_0}$. Связь коэффициента бокового давления и коэффициента переуплотнения OCR выражается следующим образом: $K_0 = (1 - \sin\varphi)\sqrt{OCR}$.

Для определения K_0 предложено множество полевых (пенетrometer, дилатометр) и лабораторных (компрессия, K_0 -консолидация (стабилометр с гидравлической рабочей камерой)) методов. В связи с тем, что приборы трехосного сжатия значительно дороже, то для определения коэффициента бокового давления больше используют одометры с гибкими или жесткими границами на боковой поверхности образца грунта, впервые предложенные К. Терцаги. Первой попыткой разработки компрессионного прибора с измерением боковых напряжений была конструкция, разработанная Brooker and Ireland (1965) [131]. В 1985 году

Dyvik et al предложили свою конструкцию одометра с измерением горизонтальных напряжений (рис. 4.18).

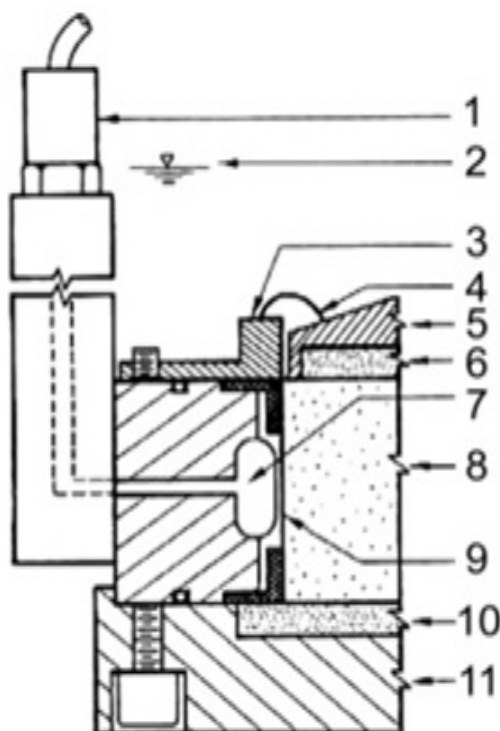


Рис. 4.18. Одометр конструкции Dyvik et al (1985). 1 – датчик давления; 2 – уровень воды в ванночке; 3 – прижимное кольцо; 4 – силиконовый герметик; 5 – штамп; 6, 10 – фильтр; 7 – камера заполненная водой; 8 – образец диаметром 66,8 мм и высотой 26,7 мм; 9 – тефлоновая мембрана; 11 – основание [8]

Конструкция подобного одометра, но с жесткой границей и измерением бокового давления, была разработана в МИСИ им. В.В. Куйбышева (сегодня МГСУ) в 1986 году в лаборатории В.Ф. Сидорчука (рис. 4.19) [109]. В отличие от известных конструкций одометра в одометре МИСИ применены жесткие датчики давления (месдозы, Баранов Д.С., 1971) с гидравлическим усилителем. Это практически исключает податливость самих датчиков, что позволяет измерять боковое давление при отсутствии смещения вертикальной границы.



Рис. 4.19. Компрессионный прибор с измерением боковых напряжений конструкции МИСИ (Сидорчук, 1986) [10]

В 1989 г. Senneset (рис. 4.20) предложил конструкцию, в которой применены три датчика, встроенных в боковую поверхность жесткой обоймы, разделенной на три части. Три сегмента могут смещаться в радиальном направлении, что позволяет создать в образце грунта

начальное напряженное состояние. Возможность смещения сегментов позволяет измерять как активные, так и пассивные значения горизонтальных напряжений.

В конструкции одометра Colmenares (2001) используются четыре стальные мембраны диаметром 10 мм, расположенные ортогонально вокруг жесткого кольца. На мембраны наклеены тензодатчики деформации. Боковое давление определяется как среднее из четырех значений методом обратной компенсации в резервуарах с маслом. Подобная конструкция одометра была применена в исследованиях Gareau et al. (2004) [97].

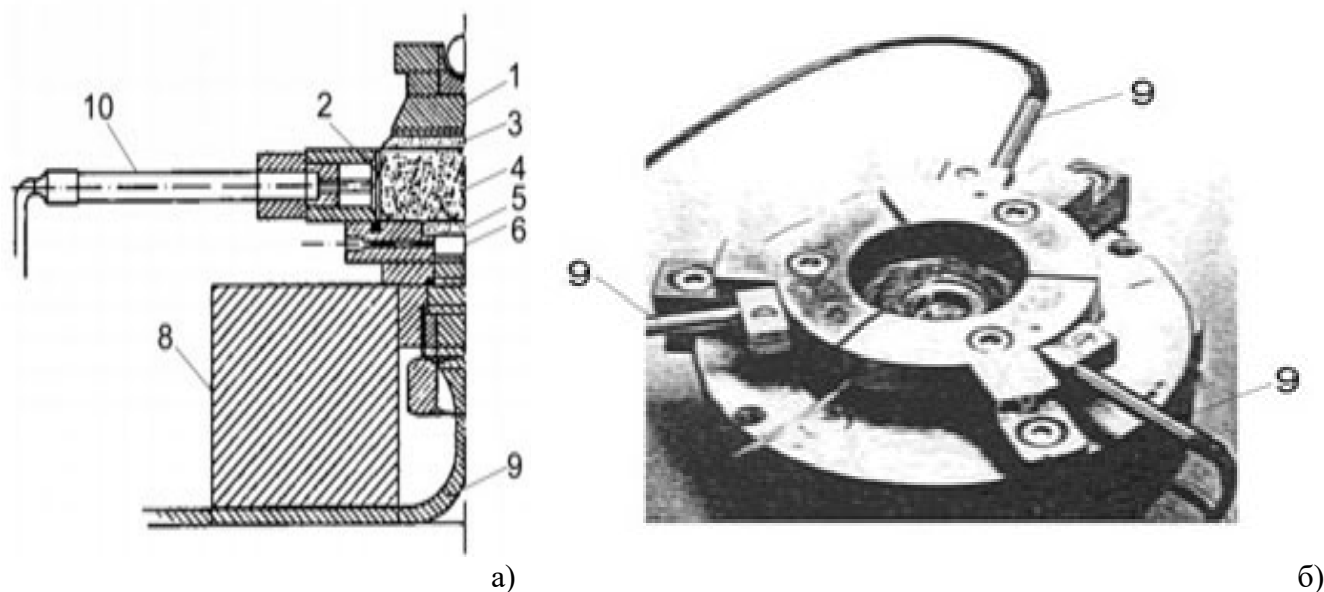


Рис. 4.20. Одометр конструкции Senneset (1989): а – сечение; б – внешний вид камеры: 1 – штамп; 2 – стальная мембрана; 3, 5 – фильтр; 4 – образец диаметром 54,3 мм, высотой 20 мм; 6 – камера, заполненная водой; 7 – датчик порового давления; 8 – основание; 9 – датчик перемещения LVDT [167]

В 2005 году в ООО «Геотек» была разработана конструкция автоматизированного компрессионного прибора с одометром В.Ф. Сидорчука (рис. 4.23) [22].

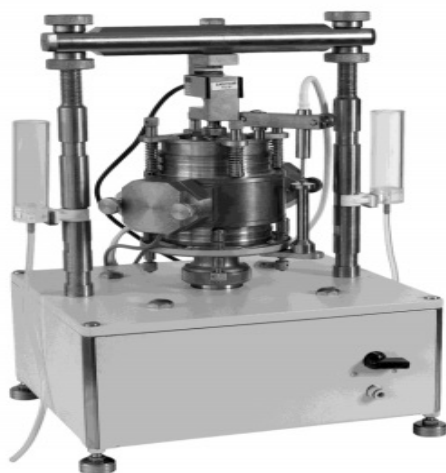


Рис. 4.23. Компрессионный прибор с измерением боковых напряжений, конструкции ООО «Геотек» [7]

Показатель степени (m ($power$)), предложен Ohde (1937), применяется при анализе модуля деформации вследствие изменения действующего напряжения по отношению к атмосферному давлению $p_{ref} = 100$ кПа, по умолчанию $m = 0,5$.

Показатель степени характеризует зависимость модуля деформации от напряжений и описывает степень кривизны (нелинейности) компрессионной кривой. Это означает что все параметры жесткости относятся к определенному эталонному напряжению, которое приблизительно составляет 100 кН/м^2 . Определяется из компрессионных испытаний m ($power$), испытаниями дилатометром и по результатам трехосных испытаний [127]. Значение величины показателя степени более существенно изменяется по ветви первичного нагружения и менее – по ветви повторного при разгрузке образца в ходе выполнения испытания.

Опорный уровень напряжений (p^{ref}), по умолчанию $p^{ref} = 100$. Помимо абсолютных достаточно часто используются относительные характеристики сигналов и, в частности, мощности, напряжения и тока [6]. Опорный уровень напряжения — это устройство, которое способно поддерживать точный уровень напряжения, учитывая достаточно широкий диапазон обратного тока. Опорный уровень указывается в виде «добавки».

Прецизионные источники опорного напряжения (ИОН) нужны во многих случаях, и область их применения постоянно расширяется. Это измерительные приборы, системы связи, но чаще всего необходимость в них возникает при построении аналогово-цифровых преобразователей (АЦП), представляющих отношение входного напряжения к опорному в цифровой форме, на выходе которых получают напряжение опорного источника в масштабе, определяемом кодом на его цифровом входе. От источника опорного напряжения в значительной степени зависит насколько параметр разрешения будет реализован в точности измерения или воспроизведения напряжения. Тенденция к увеличению точности в измерительной технике существовала всегда и уровень достигнутого целесообразно оценить по достигнутому в области мировой метрологии.

Гидрогеологические условия в программе задаются значением уровня подземных вод, фактически замеренном в скважинах в ходе буровых работ. Результаты расчетов получаются не достоверными при неграмотно заданном значении уровня.

Gouw (2012) подчеркнул важность определения уровня грунтовых вод и учёта фильтрационных сил, которые действуют во время разработки котлована. Эффект фильтрации подземных вод в сторону котлована зачастую игнорируется или некорректно моделируется неопытными инженерами или подрядчиками, и в некоторых случаях это может привести к серьезным последствиям, таким, как потеря устойчивости ограждений котлованов [84].

Для корректного расчета фильтрации подземных вод при расчете глубоких котлованов, необходимо в первую очередь понимать, может ли вода проходить через ограждающую

конструкцию котлована или ограждающая конструкция является противofильтрационной завесой (ПФЗ) [38].

Значительные фильтрационные силы могут существенно снизить вертикальное эффективное напряжение от собственного веса грунта и, как следствие, привести к гидравлическому разрушению водонасыщенного грунта, что впоследствии сопровождается суффозией.

В режиме гидрогеологических условий (water condition) на соответствующей стадии расчета, на первом шаге требуется активировать интерфейсы вдоль ограждения котлована, что приводит к тому, что оно становится водонепроницаемым.

Второй шаг – это задание уровня подземных вод, или так называемый z-метод (z-method). На данном этапе требуется провести горизонтальную линию из левой границы модели на любую точку, находящуюся между левой границей модели и ограждающей конструкцией котлована, но не на само ограждение. Затем, требуется провести наклонную линию на точку, расположенную на ограждающей конструкции, на отметке планируемого уровня грунтовых вод со стороны котлована, а затем провести горизонтальную линию на правую границу модели (на планируемом уровне грунтовых вод). Plaxis автоматически рассчитает депрессионную кривую на той части модели, где экскавация грунта не осуществляется [58].

Третий шаг заключается в создании граничных условий для потока грунтовых вод на границах модели. Нижняя граница модели должна быть закрыта, так как в данном случае, поток воды ее не пересекает. Правый контур модели является осью симметрии (так как в модели представлена лишь половина котлована). В этом месте потока грунтовых вод не будет, следовательно, этот контур также должен быть закрыт.

Последний шаг – выбор расчета грунтовых вод или установившегося потока грунтовых вод. Необходимо отметить важность задания корректных величин водопроницаемости для геологических элементов в модели.

Для того чтобы получить равномерную эпюру давления воды в зоне котлована, на этапе создания геометрии модели рекомендуется построить горизонтальную линию, которая будет проходить через нижнюю точку (острие) ограждения котлована. Напоры грунтовых вод, давления в поровой воде и внешние давления создаются с помощью вводу в программу уровня подземных вод.

4.3. Камеральный этап

Технический отчёт по результатам инженерно-геотехнических изысканий представляется в виде пояснительной записки, включая графический материал и приложения.

Помимо основных разделов входящих в состав инженерно–геологических изысканий, согласно требованиям СП 47.13330.2016 [83], СП 22.13330.2016 [85] и СП 11–105–97 [84] необходимо отобразить следующие данные:

- дополнительные характеристики свойств грунтов согласно выбранной модели;
- описание конструктивной схемы здания, материалов и состава основных конструкций и фундаментов;
- математическое и физическое моделирование взаимодействия геологической среды с проектируемыми зданиями и сооружениями;
- влияние проектируемого объекта на инженерную среду;
- прогноз изменения гидрологических условий территории при условии постройки проектируемого объекта;
- результаты обследования существующих объектов в предварительной зоне влияния предстоящего строительства;
- прогнозирование изменения несущей способности грунтов основания;
- анализ и прогнозирование дальнейшего поведения грунтов (напряженно-деформируемое состояние основания);
- методику проведения, а также результаты полевых и лабораторных исследований грунтов основания (основной упор на параметры модели).

Камеральные работы являются завершающим этапом, которые заключаются в окончательной обработке материала. Осуществляется увязка и обобщение, делаются выводы, и необходимые заключения, составляется комплекс карт и разрезов, таблиц и диаграмм, а также окончательный отчет по выполненным работам.

На данном этапе осуществляется моделирование системы на основе поставленных целей и задач, анализ полученных и предполагаемых решений, производится контроль погрешности моделирования. Результаты моделирования лучше всего сопоставлять с натурными, полученными при мониторинге. Процесс моделирования системы можно разделить на следующие основные этапы: анализ объекта, задача, разработка модели (геометрия, структура, логика, информационная составляющая), компьютерный эксперимент (план и технология моделирования), анализ результатов моделирования и рекомендации. Прежде чем взяться за компьютерное моделирование, необходимо сделать предварительные наброски, расчетные формулы, что является творческим процессом. Сегодня, в век компьютеризации, многие предпочитают сразу составлять модель на компьютере без промежуточных решений.

Конечная цель моделирования - принятие решения, которое должно быть выработано на основе всестороннего анализа полученных результатов. Этот этап решающий - либо исследование будет продолжено, либо закончено. Полученные выводы часто способствуют

проведению дополнительной серии экспериментов, а подчас и изменению модели.

Если результаты не соответствуют целям поставленной задачи, значит, допущены ошибки на предыдущих этапах вследствие упрощенного построения информационной модели, неудачного выбора метода или среды моделирования, нарушения технологических приемов при построении модели. Если такие ошибки выявлены, то требуется корректировка модели.

Текстовая часть отчета об инженерно-геологических изысканиях, обязательно включает таблицу нормативных и расчетных значений основных показателей физико-механических свойств грунтов.

Текстовые приложения содержат результаты трехосных, штамповых и компрессионных испытаний грунтов, а также моделирования, под каждым графиком ведется расшифровка полученных результатов.

Графические приложения содержат: карту фактического материала с расположением горных выработок, местами полевых испытаний грунтов и результатами геофизических исследований; инженерно-геологические разрезы; данные статического и динамического зондирования и их обработку.

Все выше сказанное было рассмотрено на ниже приведенных примерах взаимодействия системы «сложение – грунт» в условиях плотной застройки. Расчеты были произведены в модели Hardening Soil программного комплекса PLAXIS как для самих сооружений в отдельности, так и с учетом их влияния на существующую застройку.

Модель Hardening Soil выбрана за основу из-за значительного количества параметров, сложности, по сравнению с моделью Мора – Кулона, и туманности определяющего уравнения.

Выводы

Приведенная методика определения характеристик грунта может быть использована при подготовке рекомендаций по созданию цифровых расчетных моделей.

Основными и определяющими факторами, влияющими на достоверность количественной оценки НДС, являются: оценка инженерно-геологических и гидрогеологических условий площадки строительства, расчетные параметры грунтов, входящие в модели и слагающие рассматриваемый массив.

Для оптимизации процесса составления цифровой расчетной схемы разумно определить самые чувствительные из параметров.

Помимо стандартных лабораторных испытаний (компрессионных), не позволяющих определить все входные параметры, обязательно необходимо выполнение трехосных испытаний.

Часть III. Практические приложения

Глава 5. Характеристика локальных литотехнических систем

В связи с постоянным развитием городов-мегаполисов и наличием стесненной застройки, а также с усложнением инженерно-геологических условий, проблема оценки напряженно-деформированного состояния приобретает актуальное значение. Как выше отмечено, определение нужных параметров грунтов производится с различными подходами к определению объема, качества и постановке цели, что приводит к недостаточности полученной информации для назначения параметров грунта при проведении математического моделирования напряженно-деформируемого состояния.

Для анализа природы влияния и способа определения свойств грунтов на конечные результаты математических расчетов рассмотрены локальные литотехнические системы взаимодействия «основание – грунт» в условиях плотной застройки на территории центрального административного округа г. Москвы, расположенных по адресу:

- 1) многофункциональный комплекс по адресу: ул. Ходынская, владение 2;
- 2) многофункциональный деловой центр с подземной автостоянкой по адресу: ул. Большая Садовая, д.5, стр.1,2; ул. 2-я Брестская, д.1, стр.1; ул. Гашека, вл.12 часть стр.1 (подъезды 1-4), стр. 5, 6, 7.

Ниже подробно приведены характеристики подсистемы «сооружения», для которой производились расчеты деформаций окружающей застройки и «сферы взаимодействия» (элементов локальной литотехнической системы).

5.1. Проектируемый многофункциональный комплекс по адресу: г. Москва, ул.

Ходынская, владение 2

Согласно техническому заданию (рис. 5.2) проектируется строительство многофункционального комплекса, представляющего собой два 38-ми этажных здания с заглублением на 25,0 м с подземной автостоянкой (рис. 5.1). Размеры зданий в плане 45×45м и 65×48м соответственно. Тип фундаментов – монолитная железобетонная плита на естественном или свайном основании, нагрузки до 90т/м². По инженерно-геологическим условиям территория строительства относится к III категории сложности.

В активную зону влияния нового строительства попадает здание главного производственного комплекса и жилой дом, расположенные по адресу ул. Ходынская владение 2 и ул. Ходынская, д.4.

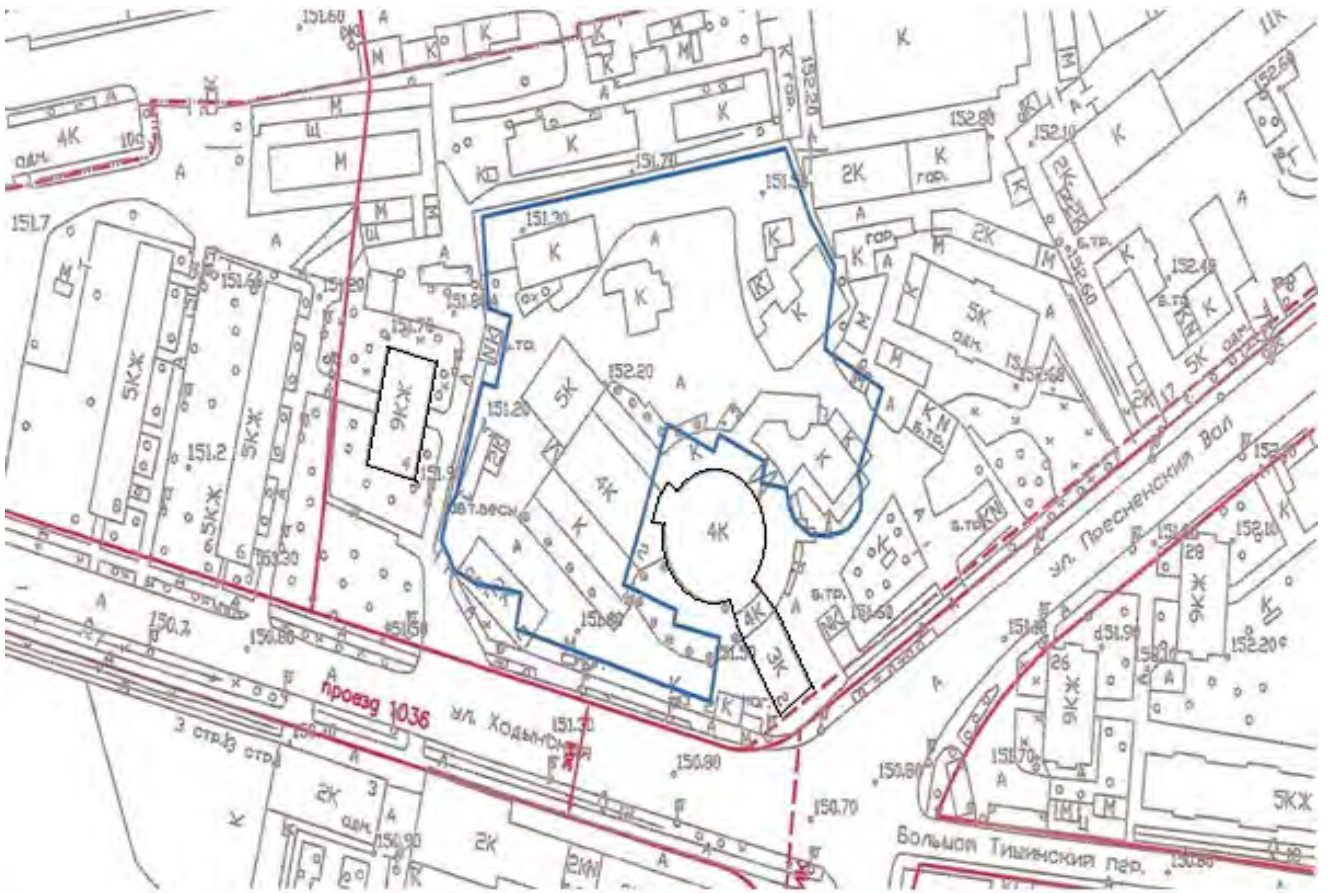


Рис. 5.1. Ситуационный план территории изысканий

Здание главного производственного корпуса одно-четырёхэтажное, круглое в плане, с подвалом, 1931 года постройки. Фундаменты стен ленточные, бутовые, фундаменты колонн - отдельностоящие, монолитные железобетонные (фото 5.1, 5.2).



Фото. 5.1. Общий вид здания главного производственного корпуса



Фото 5.2. Торцевая часть здания главного производственного корпуса

Жилой девятиэтажной дом (ул. Ходынская д.4) с подвалом и техническим этажом построен в 1969 году, в плане прямоугольной формы с размерами 30,9х16,8м. Здание жилое с планировкой квартирного типа, бескаркасное с несущими поперечными стенами, фундаменты ленточные, из сборных бетонных и железобетонных элементов (фото 5.3). Пространственная жесткость здания обеспечивается продольными и поперечными стенами, стенами лифтовых шахт и дисками перекрытий. Фундаменты ленточные, из сборных бетонных и железобетонных элементов (ФБС, ФЛ, ФБ). Стены здания выполнены из полнотелого керамического кирпича на цементно-песчаном растворе с облицовкой снаружи из щелевого керамического кирпича, толщина стен составляет 380-510мм.



Фото 5.3. Общий вид жилого здания по адресу ул. Ходынская д.4

ТЕХНИЧЕСКОЕ ЗАДАНИЕ
на производство инженерно-геологических изысканий
для строительства зданий и сооружений

1. **Объект и адрес:** Многофункциональный комплекс
адрес: г.Москва, Ходынская ул., вл.2
 2. **Заказчик:** ООО «Ордена Трудового Красного Знамени хлебзавод им. В.П. Зотова»
 3. **Стадия проектирования:** рабочая документация
 4. **Серия здания (по типовому или индивидуальному проекту):** индивидуальный проект
 5. **Уровень ответственности здания:** I
 6. **Габариты здания в плане и полезная площадь:** Два здания размером 45х45 м и 65х48м. Общая площадь комплекса 231000м², из них надземная – 163600м², подземная – 67400м²
 7. **Количество и высота этажей:** 38 надземных этажей, высота 1-го этажа (от пола до пола) – 5,0м, высота типового этажа (от пола до пола) – 3,9м, высота верхнего этажа – 3,9м
 8. **Наличие подвала, его назначение и заглубление от поверхности земли:** имеется шестиуровневая подземная автостоянка. Заглубление от поверхности земли – 25,0м. Высота подземных этажей – 3,3м
 9. **Конструкция здания:**
 - а). **основные несущие конструкции (каркас, панели, кирпичные стены):** монолитный железобетонный каркас, внутренние несущие стены
 - б). **ограждающие конструкции (панели, кирпичные стены):** кирпичные самонесущие с поэтажной разрезкой и облицовкой панелями «Алукобонд»
 10. **Предполагаемый тип фундаментов:** фундаментная плита на естественном или свайном основании.
 11. **Нагрузки (на погонный метр ленточного фундамента, на отдельную опору, на 1 кв.м плиты):** до 90 т/м²
 12. **Планировочные отметки (ориентировочно):** существующие
 13. **Предельные значения средних осадок фундаментов:** по СНиП 15см.
 14. **Требования к изысканиям:** Изыскания выполнить в соответствии с «Инструкцией по инженерно-геологическим и геоэкологическим изысканиям в г.Москве», СНиП 11-02-96, СП11-105-97 «Инженерно-геологические изыскания для строительства»
В случае обнаружения на участке насыпных (свалочных) грунтов со строительным мусором и бытовыми отходами выявить газогеохимические опасные участки, степень их опасности по содержанию CH₄CO₂. Провести экспертизу геологических изысканий в «Геонадзоре» г.Москвы.
 15. **Объем изысканий:**
 - А. Инженерно-геологические изыскания
 - Б. Заключение о возможности развития карстово-суффозионных процессов.
 16. **Геотехническая категория объекта:** в соответствии с МГСН 2.07-01 п. 4.4 – категория третья
- Заказчик: _____ 2006 г.
- «СОГЛАСОВАНО»
- Проектная организация ООО «ТПО «Резерв»
- Главный конструктор _____
- Главный инженер проекта _____
- 
 В.В. Андреев
 С.В. Поречный

Рис. 5.2. Техническое задание на производство изыскания под многофункциональный комплекс по адресу: г. Москва, ул. Ходынская, владение 2

В ходе ранее проведенных инженерно-геологических изысканий были выполнены следующие виды и объемы работ:

- бурение 16-ти инженерно-геологических и гидрогеологических скважин глубиной 60,0-80,0м $\varnothing$ 340мм и 25-ти скважин глубиной 35,0-40,0м $\varnothing$ 168мм. Фактический объем буровых работ – 2056п.м.;

- испытание грунтов статическим и динамическим зондированием в 12-ти 11-ти точках соответственно;

- 14 испытаний грунта прессиометром;

- отбор 195-ти образцов грунта;

- комплекс лабораторных исследований физико-механических, химических и коррозионных свойств грунтов и подземных вод;

- сейсморазведочные работы по четырем профилям длиной 74–132м.

В геоморфологическом отношении территория приурочена к поверхности ходынской надпойменной террасы р. Москвы, рельеф которой изменён в процессе освоения. Территория спланирована, заасфальтирована, с сетью инженерных коммуникаций, с абсолютными отметками поверхности земли 151,00-152,50м.

В геологическом строении проектируемого объекта до глубины 80,0м принимают участие отложения четвертичной и каменноугольной системы (рис. 5.3).

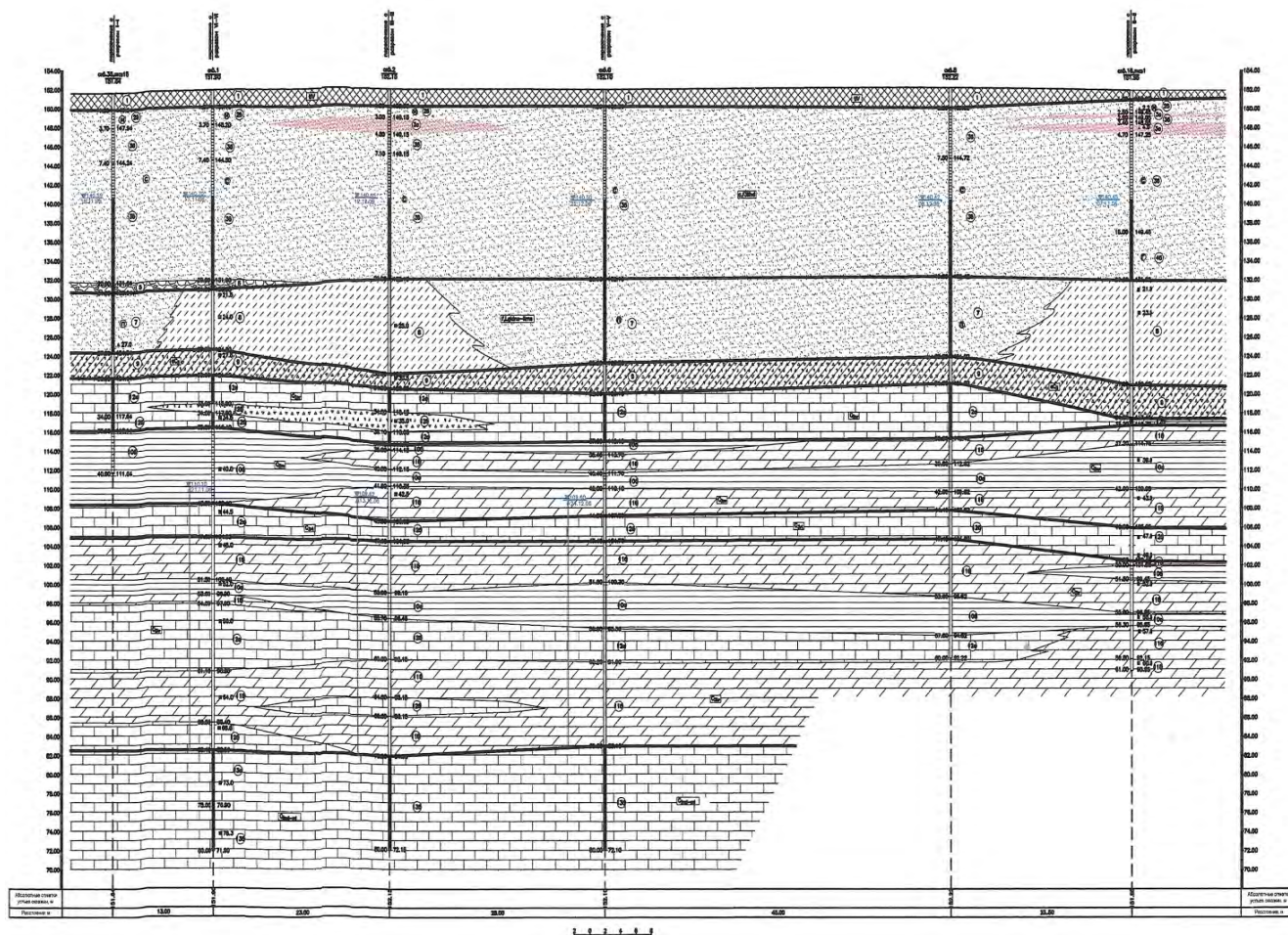


Рис. 5.3. Инженерно-геологический разрез участка строительства по линии II - II

I Литологическое строение

	Насыпные грунты
	Пески: $\odot$ — мелкие, $\odot$ — средней крупности и $\odot$ — крупные, однородные и с гравием до 15%, малой степени водонасыщения и насыщенные водой, средней плотности и плотные
	Пески: $\odot$ — гравелистые с гравием до 25% насыщенные водой
	Гравийно-галечный грунт с песчаным заполнителем до 30%
	Супеси пластичные
	Пески рыхлые
	Доломитовая и известковистая мука со щебнем известняка, твердая и пластичная
	Глина левкая пылеватая, мергелистая, полутвердая и твердая
	Мергель глинистый, от очень низкой прочности до средней прочности, необводненный
	Известняк органогенный и органогенно-детритовый от малопрочного до средней прочности, водоносный и необводненный
	Известняк органогенный и органогенно-детритовый разрушенный до глыб и грессы с трещинами без заполнителя или заполненные известковой мукой малопрочный
	Полости в известняках, заполненные песками и супесями со щебнем известняка
	Окремнелость
	Проходы бурового инструмента

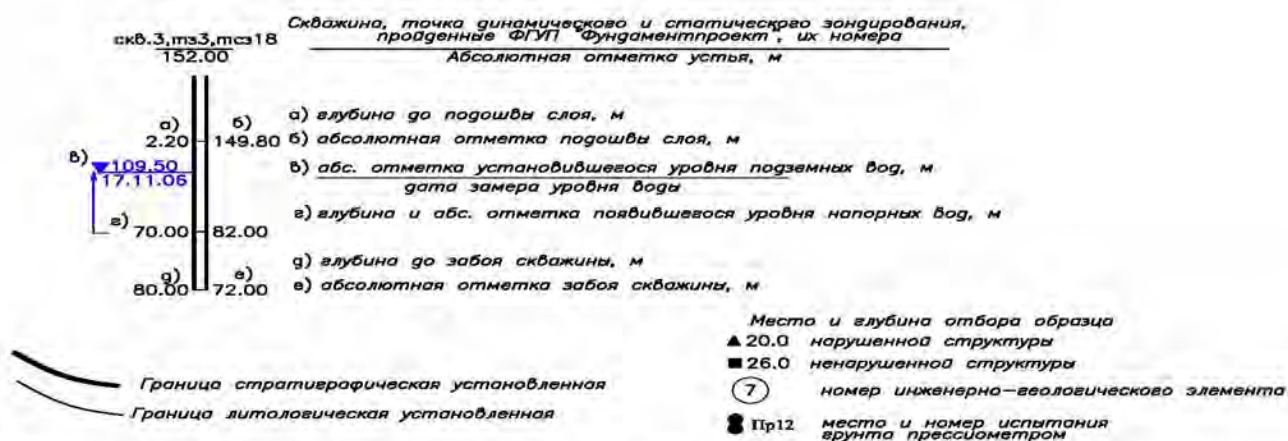
II Стратиграфо-генетические комплексы Четвертичная система

tIV	Техногенные отложения. Современное звено голоцена.
a, f, illhd	Аллювиальные отложения. Среднее звено неоплейстоцена, третья (ходынская) терраса р. Москвы.
f, lgldns-llms	Флювиогляциальные отложения. Нижнее-среднее звено неоплейстоцена, донское-московское межледниковье

Каменноугольная система

eC ₃	Верхний отдел. Элювиальные отложения.
C _{3mac}	Верхний отдел. Мещеринская пачка.
C _{3pr}	Верхний отдел. Перхуровская пачка.
C _{3nv}	Верхний отдел. Неверовская пачка.
C _{3rt}	Верхний отдел. Ротмировская пачка.
C _{3kr}	Верхний отдел. Кребякинский горизонт.
C _{2mc-pd}	Средний отдел. Отложения мячковско-подольского горизонта.

III Прочие знаки



Консистенция глинистых и степень влажность песчаных грунтов

супеси суглинки и глины	пески
твердые	малой степени водонасыщения
полутвердые	
тугопластичные	
пластичные	средней степени водонасыщения
мягкопластичные	
текущие	насыщенные водой

Рис. 5.4. Условные обозначения к рисунку 5.3

С поверхности повсеместно залегают современные техногенные отложения, представленные песками средней крупности с включением гравия, гальки, дресвы, щебня и строительного мусора до 15%.

Ниже залегают среднечетвертичные аллювиально-флювиогляциальные отложения третьей надпойменной террасы р. Москвы (a,f3Ihd), представленные разнозернистыми песками с линзами гравийно-галечного грунта, малой степени водонасыщения, и ниже-среднечетвертичные флювиогляциальные и лимногляциальные отложения донского-московского межледникового (f,lgIdns-IIms), представленные песками и супесями; пески от пылеватых до мелких, насыщенные водой, плотные, супеси пластичные.

Большую часть разреза с глубин 25,6-31,5м до 67,40-70,20м занимают закономерно чередующиеся пачки известняков, мергелистых глин и мергелей позднекаменноугольного возраста (C₃). Известняки различной степени выветрелости, малопрочные и средней прочности, в кровле с полостями заполненными песками и супесями или без заполнителя, глины твёрдые и полутвердые, мергели от очень низкой до средней прочности.

Нижняя часть разреза сложена мощной толщей известняков среднекаменноугольного возраста (C₂mc-pd), малопрочных и средней прочности.

В толще грунтов основания вскрыты два водоносных горизонта.

Первый горизонт вскрыт на глубинах 10,5-11,85м, абсолютных отметках 140,20-141,10м, имеет двухслойное, гидравлически связанное строение, безнапорный. Водовмещающими породами верхней части горизонта являются аллювиальные и флювиогляциальные пески с прослоями супесей, нижней части – известняки дорогомиловского горизонта и прослой щебня в коре выветривания. На участках распространения мешеринских глин и при значительной мощности коры выветривания, которая является относительным водоупором, вода содержится в известняках. Нижним водоупором являются верхнекаменноугольные мергелистые глины и мергели.

Второй горизонт наблюдается на глубинах 67,40-70,20м, абсолютных отметках 81,95–84,80м. Подземные воды напорные, с величиной напора 24,7-27,7м. Нижний водоупор не вскрыт.

По результатам выполненных исследований в толще грунтов основания выделено 25 инженерно-геологических элементов (ИГЭ).

Нормативные и расчетные значения основных показателей физико-механических свойств выделенных инженерно-геологических элементов приведены в таблице 5.1.

Информация об инженерно-геологических условиях территории составлена на основании фондовых материалов и комплексных инженерно-геологических и инженерно-

экологических изысканий, выполненных отделом обследования сооружений (ООС) АО «Фундаментпроект» в 2006г.

Таблица 5.1. - Нормативные и расчетные значения основных показателей физико-механических свойств грунтов

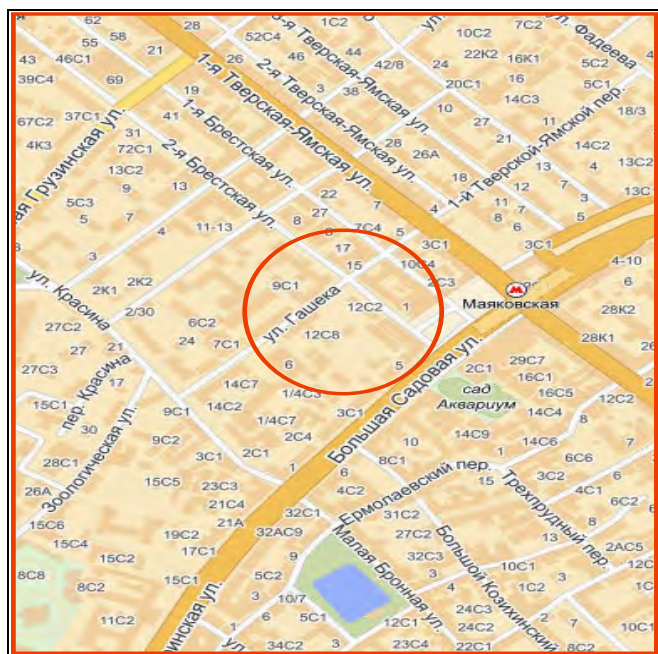
СДМ	Статификационный индекс	Наименование грунта	Предел текучести W_L , %	Плотность частиц грунта ρ_s , г/см ³	Плотность грунта, г/см ³			Коэффициент пористости e , д.е.	Показатель текучести I_L , д.е.	Угол внутреннего трения ϕ , град			Удельное сцепление C , кПа			Модуль деформации E , МПа	Предел прочности на одноосное сжатие R_c МПа		Коэффициент фильтрации k_f , м/сут.			
					ρ_n	р расч				ϕ_n	р расч		C_n	С расч			вст. впаж.	водонас.				
						ρ_r	ρ_l				ϕ_r	ϕ_l		C_r	C_l							
1	IV	Техногенные отложения	-	-	-	18,0	-	-	-	не нормируется										-	-	-
2a	а, блпнд	Песок мелкий, малой степени водонасыщения, рыхлый	3,4	26,5	15,6	15,5	-	0,78	-	30	25	22	0	0	0	17	-	-	6,8			
2б		Песок мелкий, малой степени водонасыщения, средней плотности	3,4	26,5	16,3	16,2	-	0,68	-	34	32	31	2	1	1	28	-	-	4,5			
2в		Песок мелкий, малой степени водонасыщения, плотный	3,4	26,5	17,3	17,2	-	0,58	-	38	37	36	4	3	3	40	-	-	3,5			
		насыщенный водой	20,8		20,3	20,2																
3a		Песок средней крупности, малой степени водонасыщения, рыхлый	3,2	26,5	15,9	15,8	-	0,72	-	34	30	27	0	0	0	17	-	-	10,0			
		насыщенный водой	25,8		19,4	19,3																
3б		Песок средней крупности, малой степени водонасыщения, средней плотности	3,2	26,5	16,6	16,5	-	0,65	-	37	35	34	1	0	0	30	-	-	8,5			
		насыщенный водой	23,3		19,6	19,7																
3в		Песок средней крупности, малой степени водонасыщения, плотный	3,2	26,5	17,9	17,8	-	0,53	-	40	39	38	2	1	1	55	-	-	7,5			
		насыщенный водой	19,0		20,6	20,5																
4a		Песок крупный и гравелистый, малой степени водонасыщения, рыхлый	2,1	26,5	15,7	15,6	-	0,72	-	32	31	30	0	0	0	17	-	-	17,0			
		насыщенный водой	25,8		19,4	19,3																
4б		Песок крупный и гравелистый, малой степени водонасыщения, средней плотности	2,1	26,5	16,3	16,2	-	0,66	-	37	35	34	0	0	0	30	-	-	15,0			
		насыщенный водой	23,7		19,7	19,6																
4в		Песок крупный и гравелистый, малой степени водонасыщения, плотный	2,1	26,5	17,6	17,5	-	0,54	-	40	39	38	1	0	0	55	-	-	12,0			
		насыщенный водой	19,4		20,5	20,4																
5			Гравийно-галечниковый грунт, насыщенный водой	-	26,5	-	-	-	-	-	43	-	-	-	-	60	-	-	20,0			
6	I, блпнс-лпмс	Песок мелкий, насыщенный водой, плотный	17,5	26,5	17,9	17,8	0,48		42	40	39	17	11	8	60	-	-	1,35				
7		Песок пылеватый, насыщенный водой, плотный	17,9	26,5	20,9	20,8	0,50		37	36	36	17	12	9	45	-	-	0,12				
8		Супесь пластичная	16,3	26,5	21,2	21,0	0,46	0,57	29	27	26	60	48	40	50	-	-	0,0033				
9	C ₃	Известняковая и доломитовая мука с редким щебнем известняка, твердая и пластичная	21,1	28,3	21,2	21,0	0,62	0,06	31	27	25	58	42	35	48	-	-	0,0010				
10a		Глина легкая пылеватая с линзами суглинка, полутвердая	22,0	27,6	20,6	20,4	0,64	0,05	15	13	11	103	82	69	55	-	-	0,0003				
10б		Глина легкая пылеватая, твердая	17,2	27,9	21,6	21,4	0,52	<0	16	13	11	121	85	62	95	-	-	0,0003				
11a		Мергель глинистый, очень низкой прочности	13,7	27,4	21,8	21,8	0,42	-	25	22	20	144	90	75	120	0,5	-	-				
11б		Мергель низкой и пониженной прочности	12,0	27,6	23,7	23,6	-	0,30	-	-	23	-	-	200	-	200	2,7	2,0	-			
11в		Мергель малопрочный и средней прочности	6,0	27,7	23,7	23,6	-	0,24	-	-	27	-	-	50	-	500	14,9	14,3	-			
12a		Известняк глинистый, малопрочный	8,0	27,7	21,2	21,1	-	0,43	-	-	27	-	-	50	-	750	-	10,2	-			
12б		Известняк глинистый, средней прочности	5,0	27,8	23,6	23,5	-	0,24	-	-	39	-	-	200	-	1000	-	23,9	-			
12в		Известняк разрушенный до щебня с доломитовой мукой в заполнителе (по заполнителю)	21,7	27,0	20,4	20,3	-	0,61	-	31	27	25	58	42	35	60	-	-	0,0010			
13a		C ₄ mc-pd	Известняк глинистый, малопрочный	8,0	27,1	22,6	22,5	-	0,30	-	-	35	-	-	100	-	800	-	9,3	-		
13б	Известняк глинистый, средней прочности		5,0	27,9	23,4	23,3	-	0,25	-	-	41	-	-	300	-	1200	-	23,7	-			

5.2. Проектируемый многофункциональный деловой центр с подземной автостоянкой по адресу: г. Москва, ул. Большая Садовая, д.5, стр.1,2; ул. 2-я Брестская, д.1, стр.1; ул. Гашека, вл.12 часть стр.1 (подъезды 1-4), стр. 5, 6, 7

Второй рассматриваемый объект локальной литотехнической системы взаимодействия «основания – грунт» в условиях плотной застройки состоит из проектируемого многофункционального делового центра с подземной автостоянкой по адресу: г. Москва, ул. Большая Садовая, д.5, стр.1,2; ул. 2-я Брестская, д.1, стр.1; ул. Гашека вл.12 часть стр.1 (подъезды 1-4), стр. 5, 6, 7; здания по адресу: ул. Гашека, д.12, стр.2, здания по адресу: ул. Гашека, д.12, стр.8 и гостиничного комплекса «Пекин», по адресу ул. Большая Садовая ул., д.5, стр.1, 2, (рис. 5.5).

Информация об инженерно-геологических условиях территории составлена на основании фондовых материалов, а также актуализации инженерно-геологических и инженерно-экологических изысканий для строительства многофункционального делового центра с подземной автостоянкой, обследовании зданий в зоне реставрации, выполненных ООО «Компания Маком» в 2012г.

Проектируемый многофункциональный деловой центр с подземной автостоянкой состоит из трех корпусов: корпус № 1 и № 2 – апартаменты (12 этажей), корпус № 3 – административное здание (6 этажей). Проектом под зданиями предусмотрен 3-х этажный подземный паркинг с заглублением 13,4м для технических и вспомогательных помещений гостиницы. Здания с габаритами в плане 68,0х61,0м (высота этажей – $h = 3,8 - 5,6$ м) и 151,0х79,0м (высота этажей – $h = 3,6$ м) соответственно (см. рис. 5.6, 5.7).



Условные обозначения



- место расположения площадки изысканий

Рис. 5.5. Ситуационный план территории изысканий

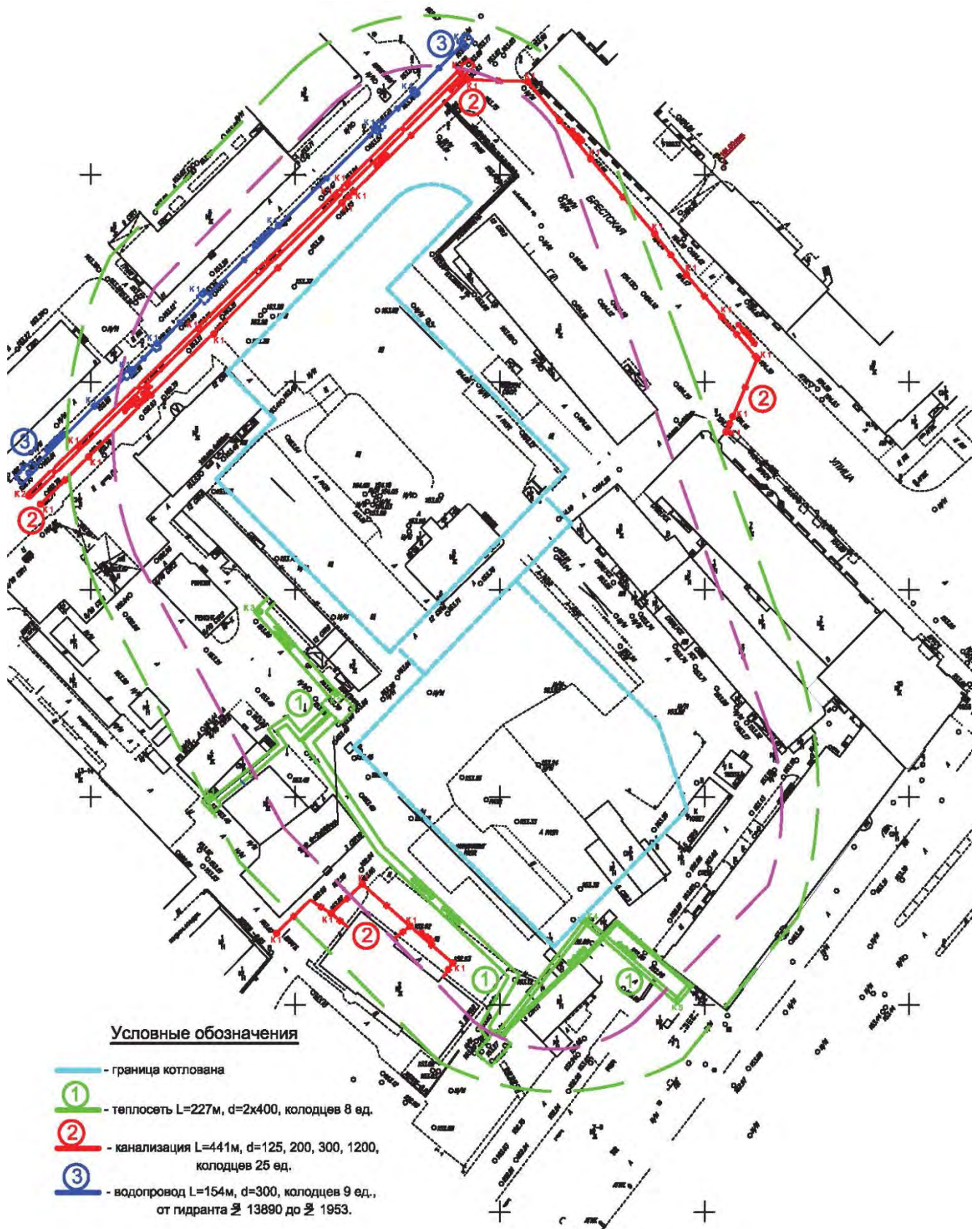


Рис. 5.6. Топографический план территории изысканий проектируемого многофункционального делового центра с подземной автостоянкой по адресу: г. Москва, ул. Большая Садовая, д.5, стр.1,2; ул. 2-я Брестская, д.1, стр.1; ул. Гашека, вл.12 часть стр.1 (подъезды 1-4), стр. 5, 6, 7.

ТЕХНИЧЕСКОЕ ЗАДАНИЕ

на производство инженерно-геологических и инженерно-экологических
изысканий для строительства зданий и сооружений

По адресу ул. Б. Садовая, вл. 5, стр. 12, ул. 2 Брестская, вл. 1, стр. 1, ул. Гатская, вл. 12

Для объекта Реставрация ГСК «Пекин» и комплексная застройка на отведенной территории

Заказчик ЗАО «Инвест-Проект»

Инвестор ОАО «Бюджетинг-Инвест»

Сроки проектирования 2012г.

Сроки строительства (год ввода) 2014г.

Стадия проектирования объекта рабочая документация

Постановление Правительства г. Москвы № _____ от «___» _____ 200 г.

ХАРАКТЕРИСТИКА ПРОЕКТИРУЕМОГО ОБЪЕКТА

1. Серия здания (по типовому или индивидуальному проекту) и его назначение: многофункциональное здание общественно-делового назначения, гостиница (пристройка)
2. Уровень ответственности сооружения: второй
3. Габариты здания в плане и полезная площадь: 151 м x 79 м, 66730 м²;
68 x 61 м, 16983 м²
4. Количество и высота этажей: 12 (3,60 м); 6 (5,638 м)
5. Наличие подвала, его назначение и заглубление от поверхности земли: накипит на 3-х подземных этажах 13,4 м; технические и вспомогательные помещения гостиницы
6. Конструкция здания:
 - а) основные несущие конструкции (каркас, панели, кирпичные стены): монолитный железобетонный каркас
 - б) ограждающие конструкции (панели, кирпичные стены): монолитный железобетон, кирпич
7. Предполагаемый тип фундамента: монолитная железобетонная плита
8. Предполагаемая технология обустройства котлована (стена в грунте, шпунтовое ограждение и прочее): стена в грунте
9. Нагрузки (на погонный метр ленточного фундамента, на отдельную опору, на 1 м² плиты): не менее 42 т/м²
10. Планировочные отметки (ориентировочно): 153,00 – 153,90
11. Предельные величины средних осадок оснований фундаментов: согласно СНиП
12. Глубина сжимаемой толщи грунтов основания применительно к предполагаемому типу фундамента и нагрузкам (для зданий, сооружений I уровня ответственности и выше): _____



Рис. 5.7. Техническое задание на производство инженерно-геологических изыскания для строительства зданий и сооружений

Основные несущие конструкции здания – монолитный железобетонный каркас, ограждающие конструкции – монолитный железобетон, кирпич. Предполагаемый тип фундаментов – монолитная железобетонная плита. Предполагаемая технология обустройства котлована: «стена в грунте» с глубиной заложения 19,4м. Нагрузки (на погонный метр ленточного фундамента, на отдельную опору, на 1м² плиты): не менее 42т/м². Планировочные отметки (ориентировочно): 153,0 – 153,90м. Уровень ответственности – II.

Здание по адресу: ул. Гашека, д.12, стр.2 (фото 5.4) – административное, 5-ти этажное с выносным подвалом и техническим этажом. Год постройки здания 1953. В настоящее время в нем расположено Главное Архитектурно-планировочное управление г. Москвы. Последняя реконструкция производилась в 70-х годах 20-го века. Основные габариты здания в плане - 12,3 х 61,6м. Жесткость и устойчивость здания обеспечена наружными кирпичными стенами, стенами лестничных клеток, стальным внутренним каркасом и дисками перекрытий. Стены здания с 1-го этажа по 3-й – из глиняного кирпича на известковом растворе. Стены на уровне 5-го и 4-го этажей – кирпичные на цементно-песчаном растворе. Наружные стены в уровне технического этажа выполнены из щелевого керамического камня на цементно-песчаном растворе. Наружная поверхность стен оштукатурена и окрашена.

Минимальное расстояние от здания до ограждения котлована строящегося объекта составляет приблизительно 6,1м.

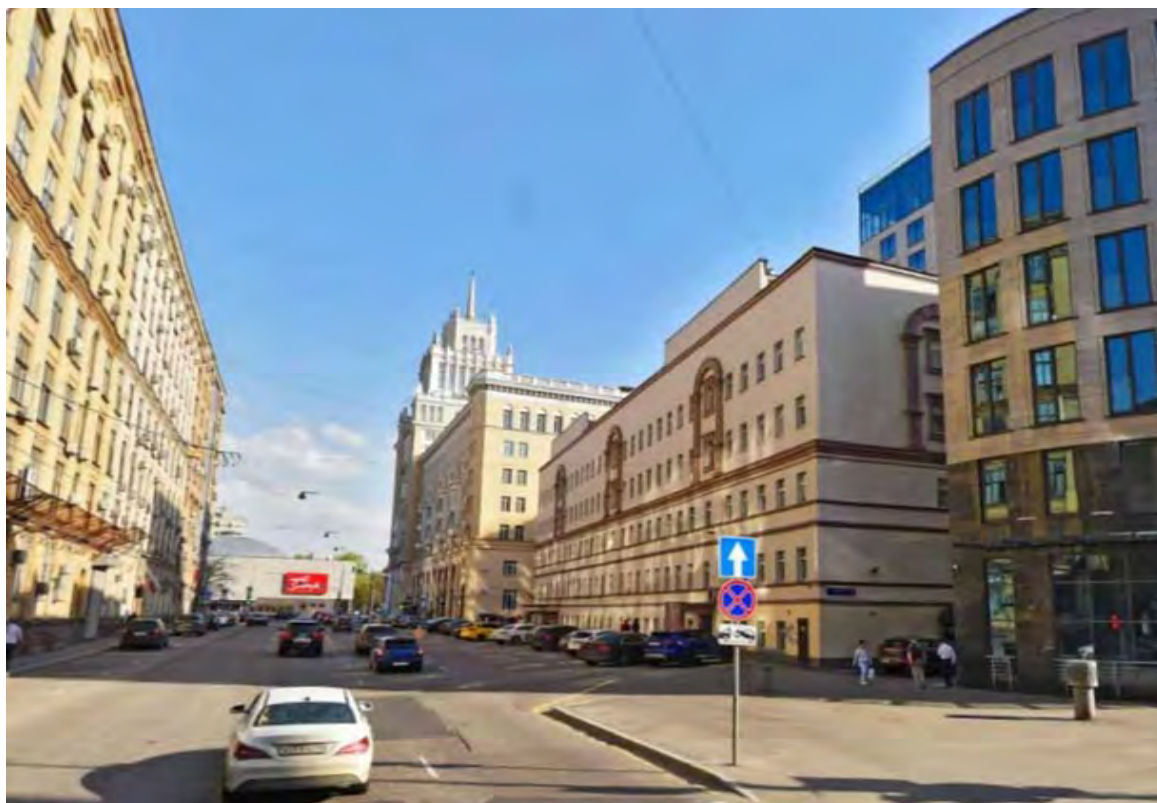


Фото 5.4. Общий вид фасада здания по адресу: ул. Гашека, д.12, стр.2

Здание по адресу: ул. Гашека, д.12, стр.8 (фото 5.5) - административное, согласно планам БТИ - 2-х этажное с мансардой, надстройкой над мансардой и подвалом под частью здания, здание прямоугольное в плане. В здании имеются две двухмаршевые железобетонные лестницы, ведущие с первого этажа на мансарду. Год постройки не установлен, данных о капитальном ремонте нет. Стены подвальной части здания и 1-2-го этажей сплошные кирпичные. Каркас мансардного этажа деревянный. Каркас стены выполнен из вертикальных стоек, состоящих из 2-х досок сечением 140х50мм, между которыми уложен утеплитель. С внутренней стороны каркас обшит листами гипсокартона, с наружной стороны – листами металлочерепицы. Минимальное расстояние от существующего здания до ограждения котлована строящегося объекта составляет приблизительно 6,0м.



Фото 5.5. Общий вид здания по адресу: ул. Гашека, д.12, стр.8

Здание гостиничного комплекса «Пекин», по адресу ул. Большая Садовая ул., д.5, стр.1, 2 спроектировано архитектором Чечулиным Д.Н. в конце 30-х годов XX века. Работы по строительству здания начались в 1939 году и закончились в 1958 году (фото 5.6, 5.7). Статус здания – старое. Уровень ответственности – 2 (нормальный). Устойчивость и жесткость здания обеспечивается системой наружных и внутренних несущих стен, стенами лестничных клеток, колоннами и дисками перекрытий.

Фундаменты здания под наружными и внутренними несущими стенами – ленточные, из монолитного железобетона. В местах расположения колонн фундаменты представлены

монолитными подколонниками. Глубина заложения составляет от 1,20м до 1,90м. Класс прочности бетона на сжатие В15. Полы подвального объема представлены монолитной железобетонной плитой с толщиной от 0,7 до 0,9м. Минимальное расстояние от здания до ограждения котлована строящегося объекта составляет приблизительно 17,3м.



Фото 5.6. Главный фасад здания гостиницы «Пекин»



Фото 5.7. Главный фасад здания гостиницы «Пекин»

В ходе инженерно-геологических изысканий были выполнены следующие виды работ:

- анализ архивных материалов;
- бурение 15-ти скважин глубиной по 34,0м и добуривание 11-ти архивных скважин до глубины 34,0м (на 6 п.м.). Общий объем бурения составил 576,0 п. м.;
- статическое зондирование грунтов – 7 т.з.;
- испытания грунтов статическими нагрузками на штамп – 9 испытаний;
- опытно-фильтрационные работы (откачки) – 3шт.;
- сейсморазведочные работы – 5 профилей;
- электроразведочные работы – 4 точки, блуждающие токи – 2 точки;
- отбор из скважин 172-х проб для лабораторных исследований грунтов (из них 51 монолит, 89 образцов грунтов с нарушенной структурой и 32 образца скальных пород);
- 24 пробы для определения коррозионной агрессивности грунтов и 9 проб воды для проведения сокращенного химического анализа.

В *геоморфологическом отношении* участок расположен в пределах древнеаллювиальной террасы р. Москвы.

Рельеф площадки относительно ровный, характеризуется абсолютными высотными отметками поверхности порядка 153,15 – 154,25м.

Площадка хорошо спланирована, локальных мест понижений рельефа на площадке не отмечено, в связи с чем условия поверхностного стока характеризуются как удовлетворительные.

В *геологическом отношении* (рис. 5.8) с уровня дневной поверхности и под щебнем, и асфальтобетонным покрытием до глубины 2,3 – 5,5м участок перекрыт насыпными грунтами (t-Q_{IV}).

Насыпные грунты преимущественно песчано-глинистого состава, с включением строительного мусора: обломков кирпича, бетона, стекла, остатками древесины, местами с корнями растений, неуплотненные, слежавшиеся, влажные и насыщенные водой.

Под насыпными грунтами, залегают верхнечетвертичные древнеаллювиальные отложения (a-Q_{III}), представленные песками от пылеватых до крупных, рыхлыми, средней плотности и плотными, средней степени водонасыщения и насыщенными водой и гравийными и гравийно-галечниковыми грунтами, насыщенными водой, общей мощностью 3,0 – 8,4м.

Комплекс четвертичных древнеаллювиальных отложений на глубине 7,8 – 11,2м, подстилается верхнеюрскими породами, представленными следующими ярусами:

- волжским (J_{3v});
- оксфордским (J_{3ox}).

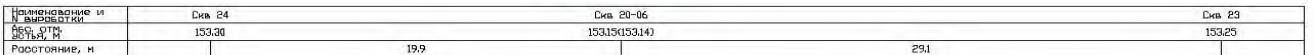


Рис. 5.8. Инженерно-геологический разрез участка строительства

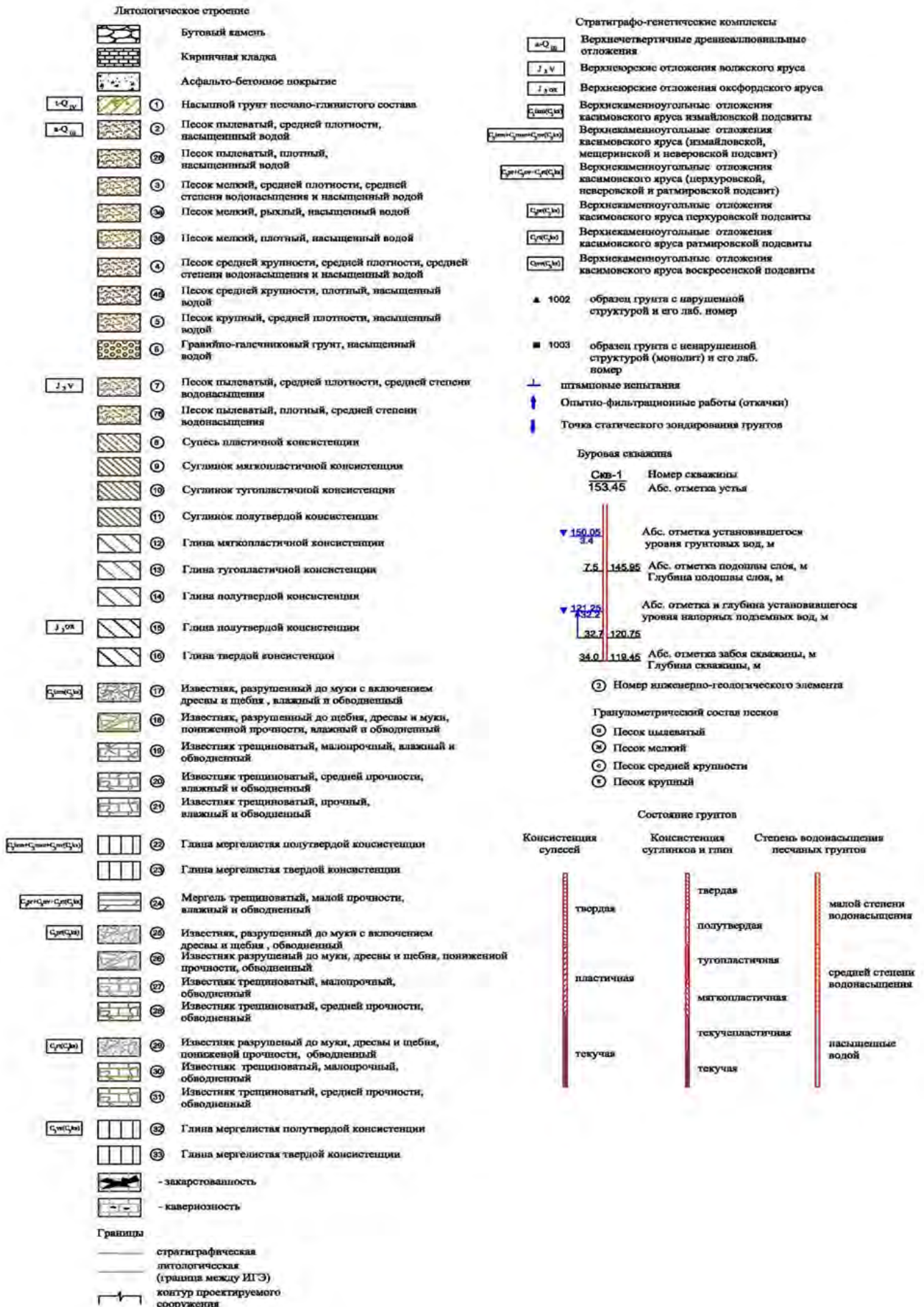


Рис. 5.9. Условные обозначения к рис. 5.8

Верхнеюрские породы волжского яруса (J_{3v}) представлены песками пылеватыми, средней плотности и плотными, средней степени водонасыщения, супесями пластичной консистенции, суглинками и глинами от мягкопластичной до полутвердой консистенции, общей мощностью 5,7 – 9,5 м.

Верхнеюрские породы оксфордского яруса (J_{3ox}) представлены глинами твердой и полутвердой консистенции, мощностью 6,5 – 9,0 м.

Под верхнеюрскими отложениями, на глубине 23,1 – 26,0 м залегают породы касимовского яруса верхнего отдела каменноугольной системы (C_3ks), представленного следующими подсвитами (сверху вниз): измайловской (C_{3izm}); мещеринской (C_{3msc}); перхуровской (C_{3pr}); неверовской (C_{3nv}); ратмировской (C_{3rt}); воскресенской (C_{3vs}).

Породы измайловской подсвиты ($C_{3izm}(C_3ks)$) залегают на глубине 23,1 – 26,0 м и представлены известняками, разрушенными до муки (супесь) и щебня, а также глинами мергелистыми, полутвердой консистенции, общей мощностью 2,6–6,1 м.

Породы мещеринской подсвиты ($C_{3msc}(C_3ks)$) залегают на глубине 28,5 – 29,7 м и представлены глинами мергелистыми, полутвердой и твердой консистенции, мощностью 2,9 – 5,0 м. Под глинами мещеринской подсвиты на глубине 31,9 – 33,6 м вскрыты породы перхуровской подсвиты ($C_{3pr}(C_3ks)$), представленные мергелями трещиноватыми, малопрочными, общей мощностью 2,0 – 3,3 м.

Породы перхуровской подсвиты на глубине 34,4 – 35,9 м подстилаются породами неверовской подсвиты ($C_{3nv}(C_3ks)$), представленны глинами мергелистыми, полутвердой и твердой консистенции и мергелями трещиноватыми, общей мощностью 2,7 – 3,9 м.

Под породами неверовской подсвиты на глубине 38,1 – 38,7 м залегают породы ратмировской подсвиты ($C_{3rt}(C_3ks)$), представленные глинами мергелистыми, полутвердой консистенции, мергелями трещиноватыми, общей мощностью 4,7 – 5,9 м.

Под породами неверовской подсвиты на глубине 42,9 – 44,2 м залегают породы воскресенской подсвиты ($C_{3vs}(C_3ks)$), представленные глинами мергелистыми, полутвердой и твердой консистенции, максимальной вскрытой мощностью 7,1 м.

Гидрогеологические условия участка характеризуются наличием надъюрского и трех верхнекаменноугольных водоносных горизонтов – измайловского, перхуровского и ратмировского.

Грунтовые воды надъюрского водоносного горизонта вскрыты на глубине 2,6 – 3,7 м, безнапорные. Подземные воды второго от поверхности - измайловского водоносного горизонта вскрыты на глубине 27,4 – 28,5 м. Горизонт дренирован, безнапорный. Подземные воды третьего от поверхности – перхуровского водоносного горизонта вскрыты на глубине 32,2 – 33,9 м. Горизонт напорный, величина напора составляет 0,3 – 1,4 м.

По результатам выполненных изысканий в толще грунтов основания выделено 38 инженерно-геологических элементов (ИГЭ) (таблица 5.2).

Таблица 5.2. - Нормативные и расчетные значения основных показателей физико-механических свойств инженерно-геологических элементов

Номер и наименование инженерно-геологического элемента (ИГЭ)	Удельное сопротивление грунта $\lambda_{об}$, МПа/б/с, кПа	Расчетное сопротивление грунта	Коэффициент пористости	Модуль деформации	Нормативные характеристики грунтов			Характеристики грунтов при расчете по деформациям			Характеристики грунтов при расчете по несущей способности			Номер позиции по разработке
					Удельное сцепление	Угол внутреннего трения	Плотность грунта	Удельное сцепление	Угол внутреннего трения	Плотность грунта	Удельное сцепление	Угол внутреннего трения	Плотность грунта	
		кПа		МПа	кПа	град	г/см ³	кПа	град	г/см ³	кПа	град	г/см ³	
ИГЭ-1. Насыпной неуплотненный грунт песчано-глинистого состава, с включением строительного мусора: обломков кирпича, бетона, стекла, щепы древесины, местами с корнями растений, слежавшийся, влажный и насыщенный водой ($t-Q_{нв}$)	-	100	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	26а
ИГЭ-2. Песок пылеватый, средней плотности, насыщенный водой ($a-Q_{нв}$)	-	100	0,73	18	3	28	1,89	2	26	1,87	1	24	1,85	29а
ИГЭ-2б. Песок пылеватый, плотный, насыщенный водой ($a-Q_{нв}$)	-	150	0,58	32	5	33	2,01	4	31	1,99	3	29	1,97	29а
ИГЭ-3а. Песок мелкий, рыхлый, насыщенный водой ($a-Q_{нв}$)	-	-	0,78	15	0	26	1,81	0	24	1,79	0	22	1,77	29а
ИГЭ-3. Песок мелкий, средней плотности, средней степени водонасыщения и насыщенный водой ($a-Q_{нв}$)	7,9/102,0	200	0,68	25	1	31	1,82/1,95	1	31	1,80/1,94	0	28	1,79/1,93	29а
ИГЭ-3б. Песок мелкий, плотный, средней степени водонасыщения и насыщенный водой ($a-Q_{нв}$)	17,1/215,6	300	0,51	37	4	36	1,87/2,07	4	36	1,85/2,06	3	33	1,83/2,05	29а
ИГЭ-4. Песок средней крупности, средней плотности, средней степени водонасыщения и насыщенный водой ($a-Q_{нв}$)	9,4/174,7	400	0,63	27	0	36	1,76/1,98	0	36	1,74/1,97	0	33	1,72/1,96	29б
ИГЭ-4б. Песок средней крупности, плотный, средней степени водонасыщения и насыщенный водой ($a-Q_{нв}$)	-	500	0,53	40	2	39	1,89/2,04	1	37	1,87/2,02	0	36	1,85/2,00	29б
ИГЭ-5. Песок крупный, средней плотности, насыщенный водой ($a-Q_{нв}$)	8,7/226,4	500	0,64	26	0	38	1,97	0	38	1,95	0	35	1,94	29в
ИГЭ-6. Гравийно-галечниковый грунт, насыщенный водой ($a-Q_{нв}$)	-	600	0,55	36	0	40	2,02	0	39	2,00	0	38	1,98	6б

[illegible]

Окончание Таблицы 5.2. - Нормативные и расчетные значения свойств грунтов.

Номер и наименование инженерно-геологического элемента (ИГЭ)	Удельное сопротивление грунта люб. МПа/бок. кПа	Расчетное сопротивление грунта	Коэффициент пористости	Модуль деформации	Нормативные характеристики грунтов			Характеристики грунтов при расчете по деформациям			Характеристики грунтов при расчете по несущей способности			Номер позиции по разработке
					Удельное сцепление	Угол внутреннего трения	Плотность грунта	Удельное сцепление	Угол внутреннего трения	Плотность грунта	Удельное сцепление	Угол внутреннего трения	Плотность грунта	
		кПа		МПа	кПа	град	г/см ³	кПа	град	г/см ³	кПа	град	г/см ³	
ИГЭ-19. Известняк микрозернистый, трещиноватый, малопрочный, влажный и обводненный ($C_{izm}(C_3ks)$)	28,5/179,0	Временное сопротивление одноосному сжатию в водонасыщенном состоянии $R_{сж} = 12,1$ МПа												16б
ИГЭ-20. Известняк микрозернистый, трещиноватый, средней прочности, влажный и обводненный ($C_{izm}(C_3ks)$)	31,1/256,0	Временное сопротивление одноосному сжатию в водонасыщенном состоянии $R_{сж} = 21,8$ МПа												16б
ИГЭ-21. Известняк микрозернистый, трещиноватый, местами окремненный, прочный, влажный и обводненный ($C_{izm}(C_3ks)$)	-	Временное сопротивление одноосному сжатию в водонасыщенном состоянии $R_{сж} = 88,5$ МПа												16в
ИГЭ-22. Глина мергелистая полутвердой консистенции ($C_{izm}+C_{msc}+C_{nv}(C_3ks)$)	-	515	0,56	20	79	21	2,10	75	20	2,09	72	19	2,08	8г
ИГЭ-23. Глина мергелистая твердой консистенции ($C_{izm}+C_{msc}+C_{nv}(C_3ks)$)	-	-	0,51	37	85	23	2,11	82	22	2,10	80	21	2,09	8д
ИГЭ-24. Мергель трещиноватый, малопрочный, влажный и обводненный ($C_{3pr}-C_{3nv}+C_{3rt}(C_3ks)$)	Временное сопротивление одноосному сжатию в водонасыщенном состоянии $R_{сж} = 11,6$ МПа													24б
ИГЭ-25. Известняк микрозернистый, разрушенный до муки (суглинок), с включением дресвы и щебня, обводненный ($C_{3pr}(C_3ks)$)	-	-	0,55	25	50	18	2,16	36	16	2,14	30	14	2,13	16а
ИГЭ-26. Известняк микрозернистый, разрушенный до щебня, дресвы и муки, пониженной прочности, обводненный ($C_{3pr}(C_3ks)$)	Временное сопротивление одноосному сжатию в водонасыщенном состоянии $R_{сж} = 3,8$ МПа													16а
ИГЭ-27. Известняк трещиноватый, малопрочный, обводненный ($C_{3rt}(C_3ks)$)	Временное сопротивление одноосному сжатию в водонасыщенном состоянии $R_{сж} = 9,8$ МПа													16а
ИГЭ-28. Известняк трещиноватый, средней прочности, обводненный ($C_{3rt}(C_3ks)$)	Временное сопротивление одноосному сжатию в водонасыщенном состоянии $R_{сж} = 27,5$ МПа													16б

Номер и наименование инженерно-геологического элемента (ИГЭ)	Удельное сопротивление грунта люб. МПа/бок. кПа	Расчетное сопротивление грунта	Коэффициент пористости	Модуль деформации	Нормативные характеристики грунтов			Характеристики грунтов при расчете по деформациям			Характеристики грунтов при расчете по несущей способности			Номер позиции по разработке
					Удельное сцепление	Угол внутреннего трения	Плотность грунта	Удельное сцепление	Угол внутреннего трения	Плотность грунта	Удельное сцепление	Угол внутреннего трения	Плотность грунта	
		кПа		МПа	кПа	град	г/см ³	кПа	град	г/см ³	кПа	град	г/см ³	
ИГЭ-29. Известняк разрушенный до щебня дресвы и муки, пониженной прочности, обводненный ($C_{3rt}(C_3ks)$)	Временное сопротивление одноосному сжатию в водонасыщенном состоянии $R_{сж} = 5,0$ МПа													16а
ИГЭ-30. Известняк трещиноватый, малопрочный, обводненный ($C_{3rt}(C_3ks)$)	Временное сопротивление одноосному сжатию в водонасыщенном состоянии $R_{сж} = 11,1$ МПа													16а
ИГЭ-31. Известняк трещиноватый, средней прочности, обводненный ($C_{3rt}(C_3ks)$)	Временное сопротивление одноосному сжатию в водонасыщенном состоянии $R_{сж} = 26,5$ МПа													16б
ИГЭ-32. Глина мергелистая полутвердой консистенции ($C_{3vs}(C_3ks)$)	-	480	0,60	35	100	16	2,07	100	16	2,05	67	14	2,04	8г
ИГЭ-33. Глина мергелистая твердой консистенции ($C_{3vs}(C_3ks)$)	-	-	0,52	42	110	19	2,12	110	19	2,10	73	17	2,09	8д

Строительная площадка для данного сооружения является естественно подтопленной.

Согласно существующему геологическому строению, гидрогеологическим условиям, геофизическим исследованиям, площадку изысканий следует считать неопасной для строительства в отношении развития карстово-суффозионных процессов.

Согласно СП 11-105-97 Часть II, площадка изысканий относится к категории VI (провалообразование исключается).

Глава 6. Проведение расчетов деформаций окружающей застройки

В рамках настоящей работы были проведены расчеты деформаций для оценки влияния нового строительства на прилегающую территорию с помощью метода послойного суммирования (рис. 7) и математического моделирования с характеристиками механических свойств, полученными различными методами (по справочным пособиям и нормативным документам (СП 22.13330.2016) – или по лабораторным/полевым методам на площадке in-situ) и сравнение полученных результатов с материалами мониторинговых наблюдений.

Ниже приведены расчеты деформаций окружающей застройки и «сферы взаимодействия» (элементов локальной литотехнической системы) методом послойного суммирования и численного моделирования напряженно-деформированного состояния грунтового основания.

6.1. Результаты расчета деформаций методом послойного суммирования

Определение осадок, с учетом и без влияния нового строительства и окружающей застройки выполнено традиционным методом, регламентированным СП 22.13330.2016 [85]. Результаты расчета для рассматриваемых сооружений приведены в таблице 6.1.

Таблица 6.1 Величины осадок, определенные методом послойного суммирования

Наименование объекта	Метод послойного суммирования (СП 22.13330.2016), см	
	Без учета нового строительства	С учетом нового строительства
Жилое здание (ул. Ходынская дом 4)	2,70	2,80
Главный производственный корпус (ул. Ходынская, владение 2)	1,90	2,05
Здание по адресу: ул. Гашека, д.12, стр. 2	2,97	4,17
Здание по адресу: ул. Гашека, д.12, стр.8	1,98	3,80
Здание по адресу: Большая Садовая ул., д.5, стр.1	2,20	2,59
Здание по адресу: Большая Садовая ул., д.5, стр. 2	2,65	3,99

Расчёты глубины зоны взаимодействия с учетом влияния нового строительства и без приведены в таблице 6.2.

Таблица 6.2 Величины глубины зоны взаимодействия

Здание	Глубина активной зоны, м	
	Без учета нового строительства	С учетом нового строительства
Жилое здание по адресу: ул. Ходынская, д.4	12,76	13,50
Здание главного производственного корпуса по адресу ул. Ходынская, владение 2	10,20	10,50
Здание по адресу: ул. Гашека, д.12, стр. 2	14,50	20,00
Здание по адресу: ул. Гашека, д.12, стр.8	13,00	18,50
Здание по адресу: Большая Садовая ул., д.5, стр.1, 2	20,20	23,20

На рис. 6.1 и 6.2 приведены эпюры сжимающих напряжений в массиве грунта от самого сооружения и с учетом влияния строящегося.

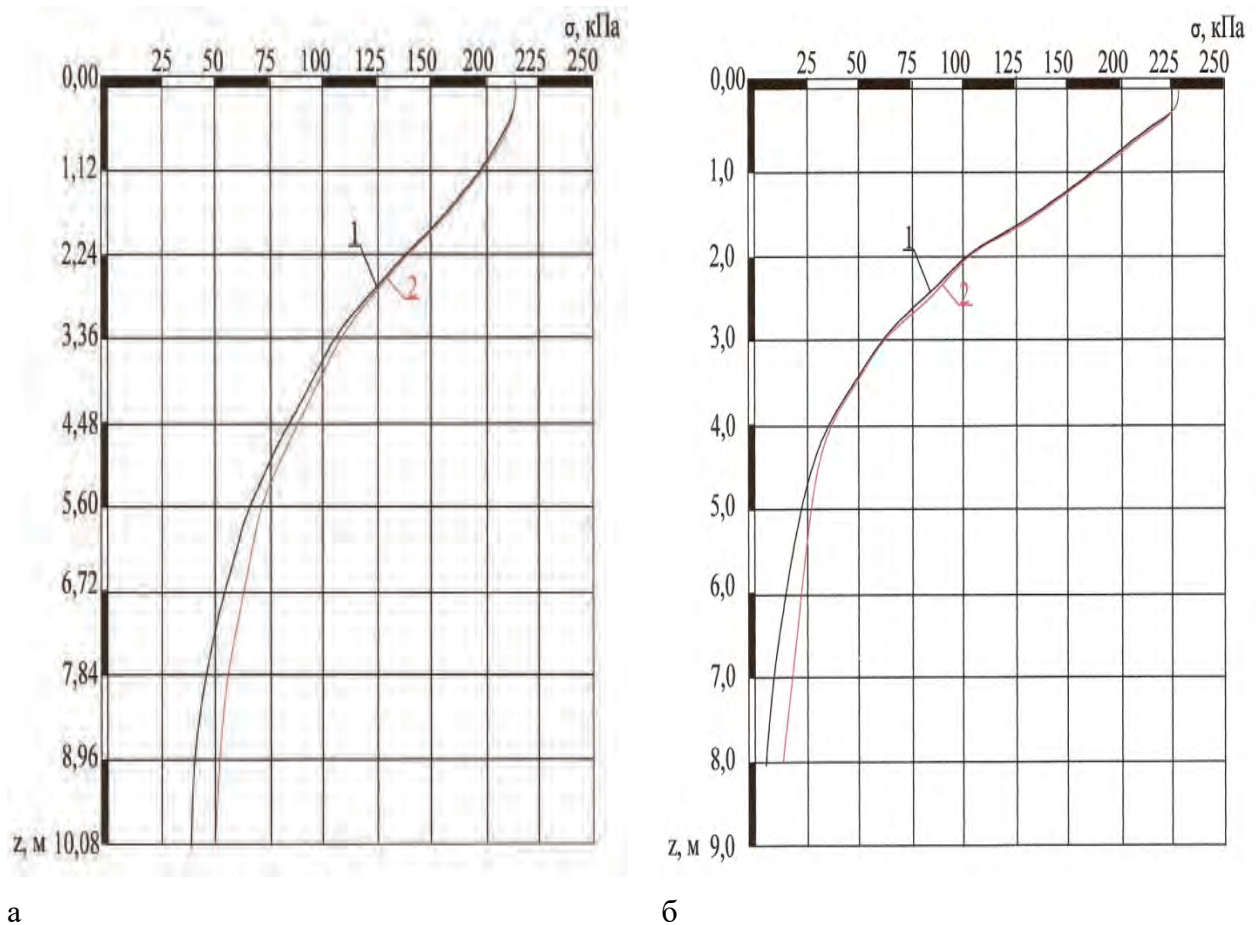
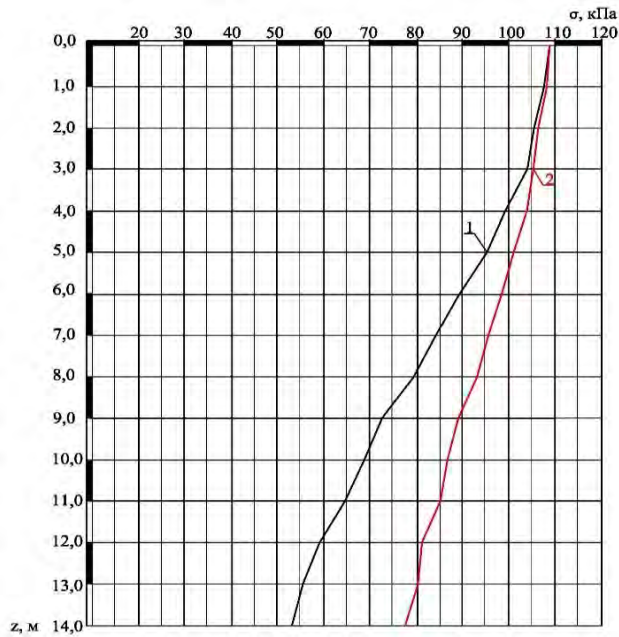
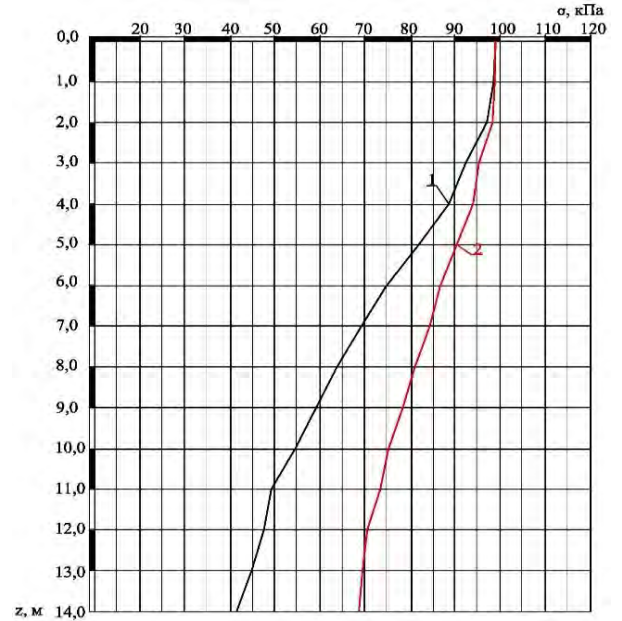


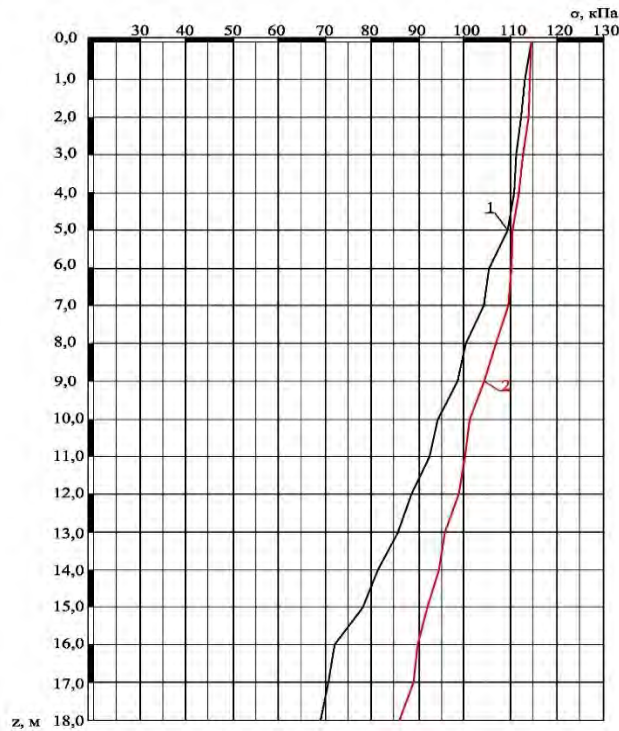
Рис. 6.1. Эпюры сжимающих напряжений по вертикальному сечению, проходящему через центр нагруженной площадки, от самого сооружения (1) и с учетом влияния строящегося (2): а) жилой дом; б) главный производственный корпус



а)



б)



в)

Рис. 6.2. Эпюры сжимающих напряжений по вертикальному сечению в массиве грунта от имеющегося сооружения (1) и с учетом влияния строящегося multifunctional делового центра с подземной автостоянкой (2): а) здания по адресу: ул. Гашека, д.12, стр. 2; б) здание по адресу: ул. Гашека, д.12, стр.8; в) здание по адресу: Большая Садовая ул., д.5, стр.1, 2.

Напряжения, возникающие от веса самого сооружения и с учетом влияния проектируемого multifunctional комплекса по адресу: ул. Ходынская, владение 2, имеют близкие значения, как для существующего здания, так и для строящегося.

6.2. Анализ напряженно-деформированного состояния математическими методами

Для решения задачи об определении происходящих при строительстве изменений напряженно-деформированного состояния ограждающей конструкции, грунтового массива и конструкций зданий и сооружений была реализована задача конечно-элементного моделирования на основе программного комплекса PLAXIS.

Программа PLAXIS, основанная на использовании конечно-элементных расчетов, позволяет при оценке напряженно-деформированного состояния грунтового массива и взаимодействующих с ним конструкций учитывать геометрические параметры реальной расчетной схемы, сложение и свойства массива, а также технологические особенности и последовательность возведения сооружения.

Расчеты производились по расчетным сечениям, отраженных на плане участка предполагаемого строительства с указанием существующей застройки.

При моделировании заданы стандартные граничные условия, предполагающие:

- невозможность горизонтальных перемещений на боковых границах области;
- невозможность вертикальных и горизонтальных перемещений на нижней границе области;
- свободные перемещения на верхней границе области.

При моделировании расчетной схемы также использовались специальные элементы:

- балочные – для моделирования конструкций ограждения котлована, свай и конструкций существующих зданий;
- анкерные – для моделирования распорной системы;
- интерфейсные – для моделирования взаимодействия ограждающих конструкций с грунтом (зона контакта «стены в грунте» с окружающим грунтом);
- специальные – линейные элементы для моделирования конструкций существующих коммуникаций.

Создание геотехнической модели основания начиналось с определения размеров расчетной области. Ее размеры назначались исходя из ожидаемого характера напряженно-деформированного состояния грунтового массива таким образом, чтобы задаваемые граничные условия не влияли на интересующие результаты моделирования.

При моделировании заданы стандартные граничные условия, предполагающие: невозможность горизонтальных перемещений на боковых границах области; невозможность вертикальных и горизонтальных перемещений на нижней границе области; свободные перемещения на верхней границе области.

При создании геотехнической модели количественно описаны гидрогеологические условия в пределах расчетной области, которые определяют величины поровых напряжений в

грунтовым массиве, взаимодействующем с конструкциями рассматриваемого сооружения, и влияют на значения других определяемых при решении геомеханических величин.

Гидрогеологические условия задавались путем введения одного или нескольких горизонтов грунтовых вод, ввода значений коэффициентов фильтрации для каждого инженерно-геологического элемента или же отнесением данного элемента к категории водонепроницаемых.

Применительно к рассматриваемым объектам, расчеты ведутся для «геомеханических» расчетных моделей, которые строятся для конкретного сечения и конкретного варианта расчета. Такие модели представляют собой геомеханические разрезы.

Из числа имеющихся в аппарате ПК PLAXIS моделей в рассматриваемой задаче была использована модель Hardening Soil.

Моделирование вскрытия котлована реализовано при помощи доступной в ПК PLAXIS функции снятия напряжений в требуемых границах, смысл которой состоит в деактивации элементов расчетной модели в этих границах.

При этом моделирование изменения напряженно-деформированного состояния осуществлялось с учетом этапности ведения работ по устройству котлована и вертикального ограждения.

Моделирование напряженно-деформируемого состояния основания проводилось в соответствии с историческим процессом его формирования с учетом современной оценки инженерно-геологических процессов в толще основания в настоящий период времени.

В расчетах учитывается современный уровень грунтовых вод, полученный по данным последних инженерно-геологических изысканий.

При проведении расчетов учитываются только статические нагрузки, отображенные в составе проектной документации.

Для зданий для которых предусмотрены мероприятия по усилению фундаментов моделирование производится согласно следующим этапам:

Этап 1. Загружение расчетной области собственным весом грунта и определение начального напряженно-деформируемого состояния грунтового массива до постройки существующих зданий (в отчете не приводится).

Этап 2. Моделирование строительства существующих зданий и коммуникаций.

Этап 3. Моделирование устройства ограждения котлована и экскавации грунта до проектной отметки с последовательным монтажом распорной части дисков перекрытий.

Этап 4. Моделирование устройства фундаментной плиты и приложения всех действующих нагрузок от подземной и надземной части строящегося здания.

Для остальных зданий моделирование велось по следующим этапам:

Этап 1.2. Загружение расчетной области собственным весом грунта и определение начального напряженно-деформируемого состояния грунтового массива до постройки существующих зданий (в отчете не приводится).

Этап 2.2. Моделирование строительства существующих зданий и коммуникаций.

Этап 3.2. Моделирование устройства ограждения котлована и экскавации грунта до проектной отметки с последовательным монтажом распорной части дисков перекрытий.

Этап 4.2. Моделирование устройства фундаментной плиты и приложения всех действующих нагрузок от подземной и надземной части строящегося здания [74].

Ниже приведены расчеты деформаций окружающей застройки и «сферы взаимодействия» (элементов локальной литотехнической системы) методом послойного суммирования и численного моделирования напряженно-деформированного состояния грунтового основания.

Значения характеристик механических свойств в расчетах заданы по результатам исследования двумя методами: по справочным пособиям и нормативным документам (СП 22.13330.2016) – (а) и по лабораторным/полевым методам на площадке in-situ – (б)).

6.2.1. Проектируемый multifunctional complex расположенный по адресу: г. Москва, ул. Ходынская, владение 2

Графические результаты расчетов приведены ниже (жилой дом – рис. 6.4 и производственный корпус – рис. 6.7).

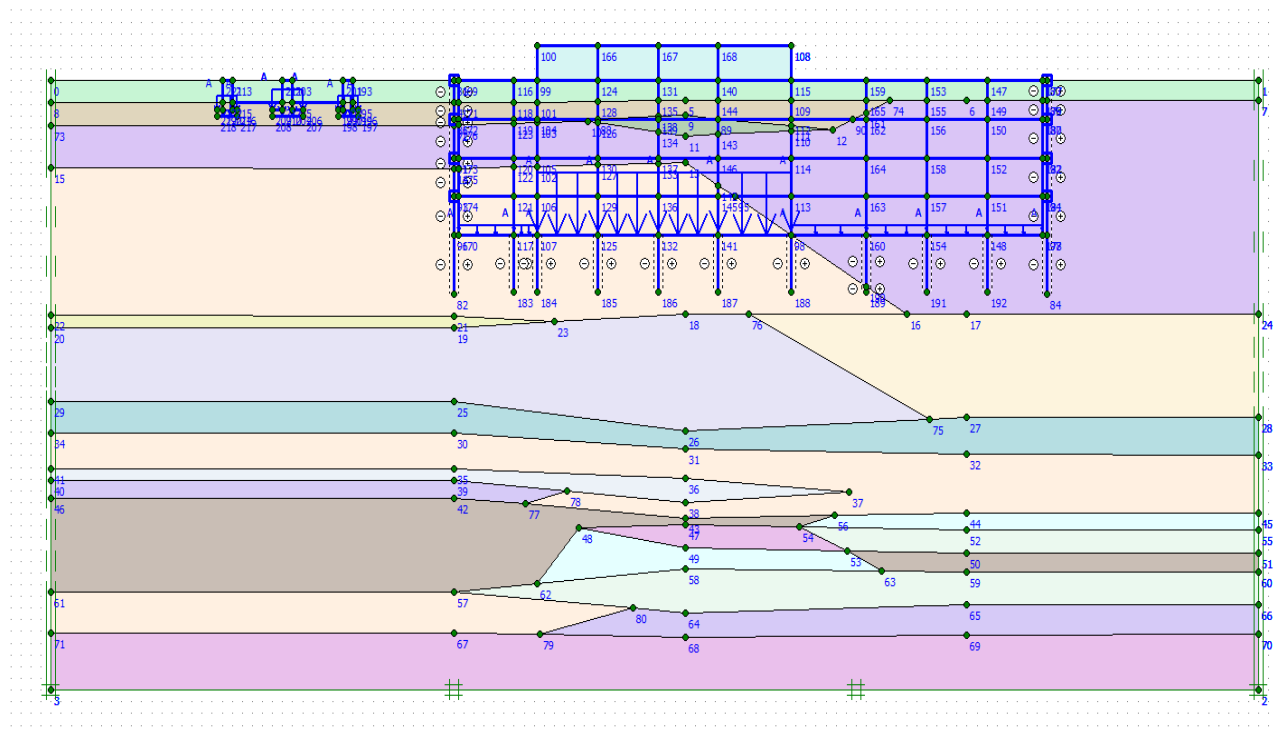
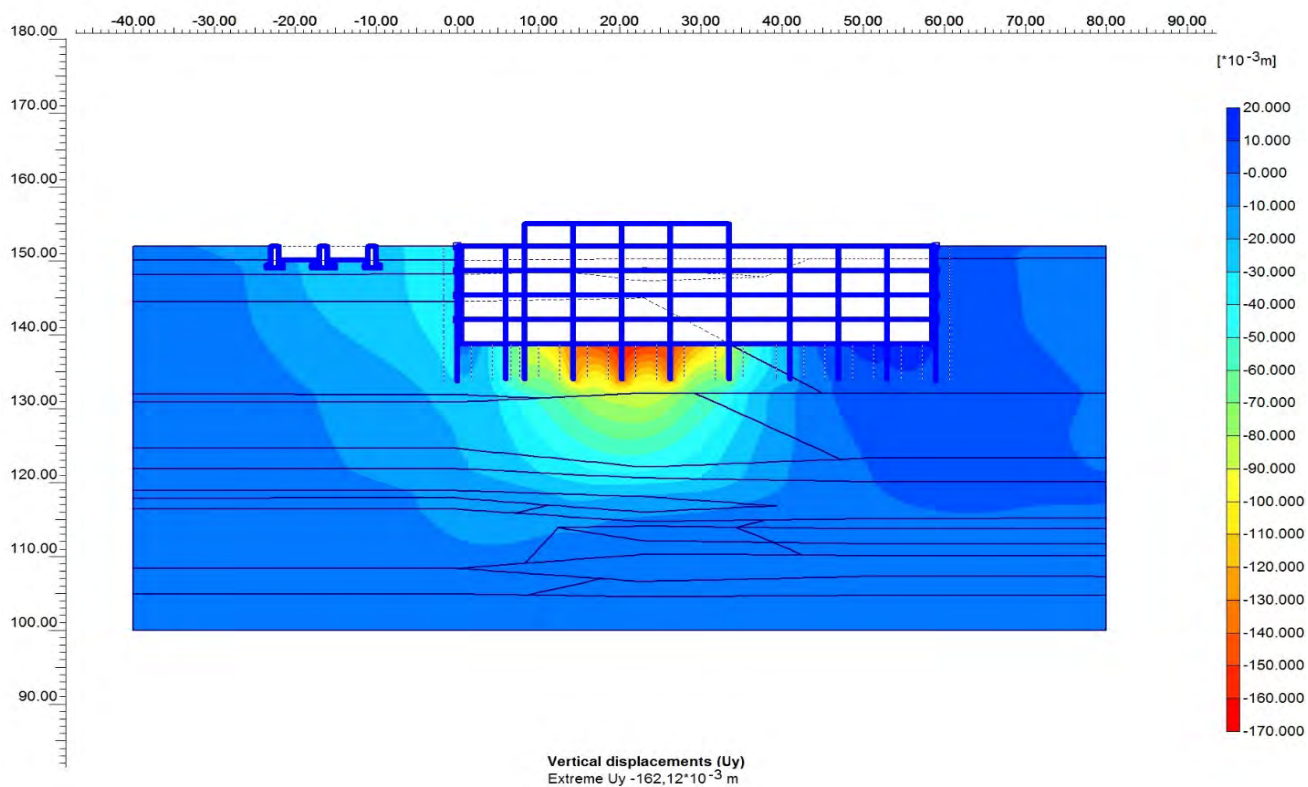
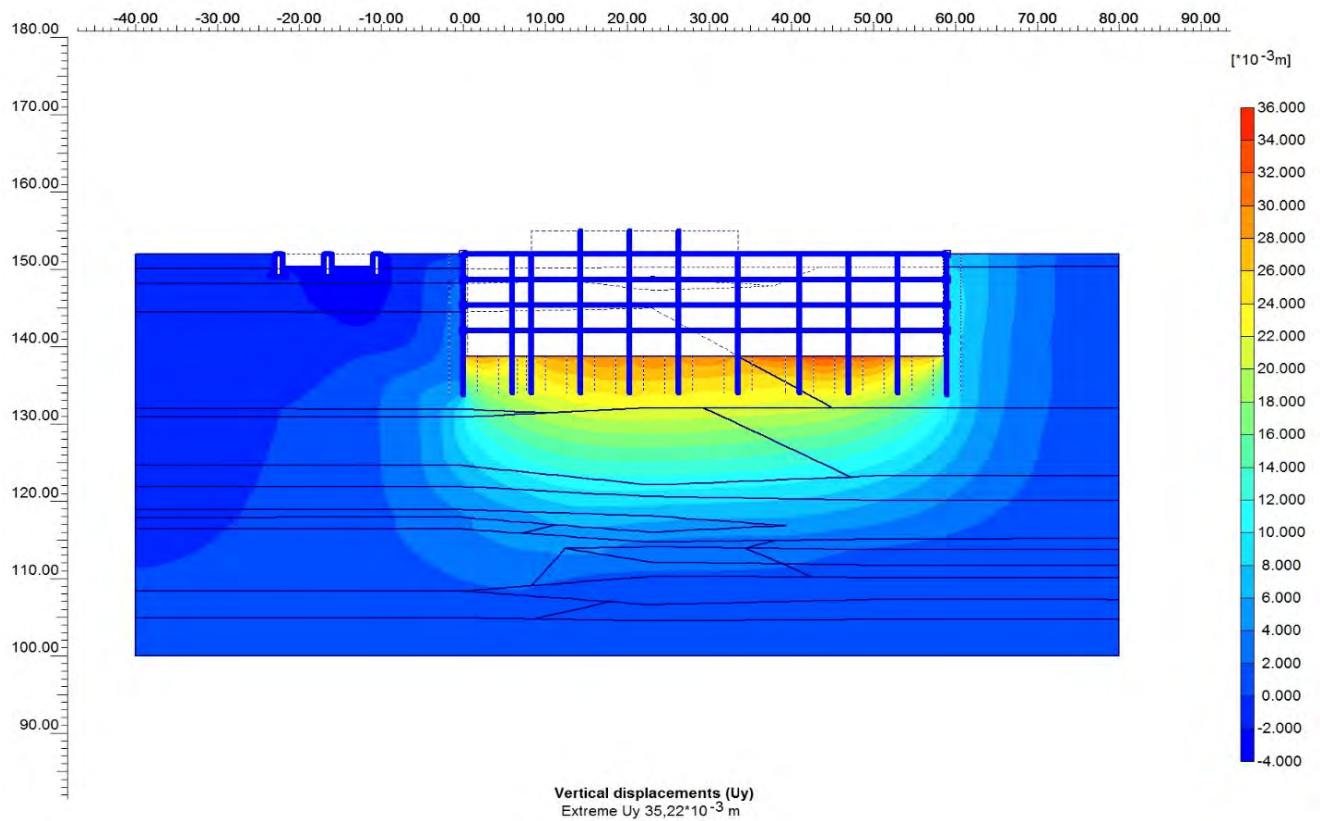


Рис. 6.3. Расчетная схема жилого дома

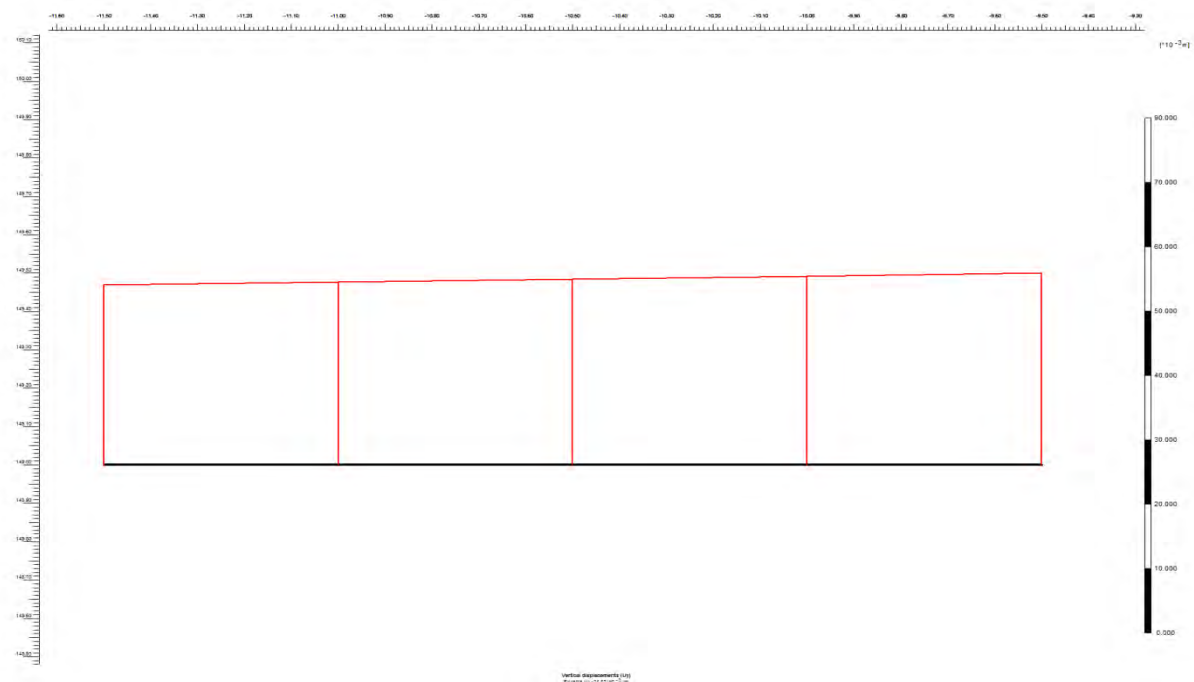


a)

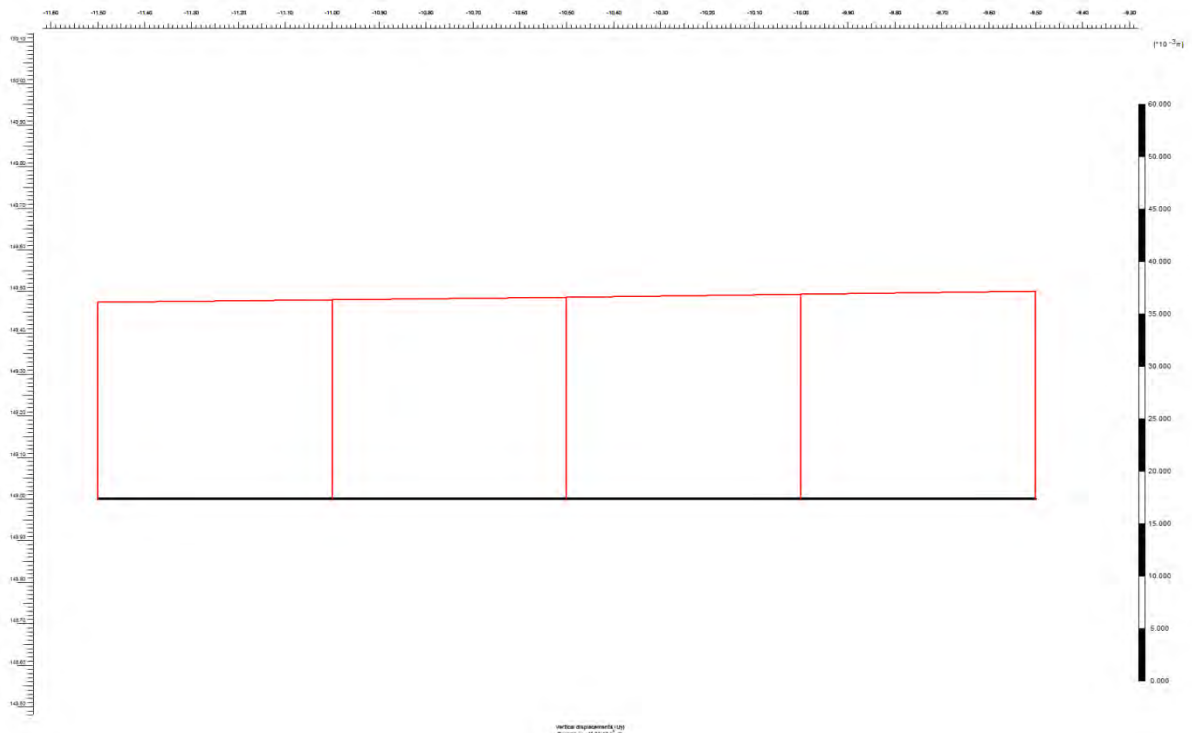


б)

Рис. 6.4. Изополя вертикальных деформаций для жилого дома и проектируемого здания со значениями механических свойств с учетом нового строительства: а) по справочным пособиям и нормативным документам; б) по лабораторным/полевым методам на площадке *in-situ*.



а)



б)

Рис. 6.5. Эпюры осадок фундамента существующего здания после приложения всех действующих нагрузок со значениями механических свойств а) по справочным пособиям и нормативным документам; б) по лабораторным/полевым методам на площадке in-situ.

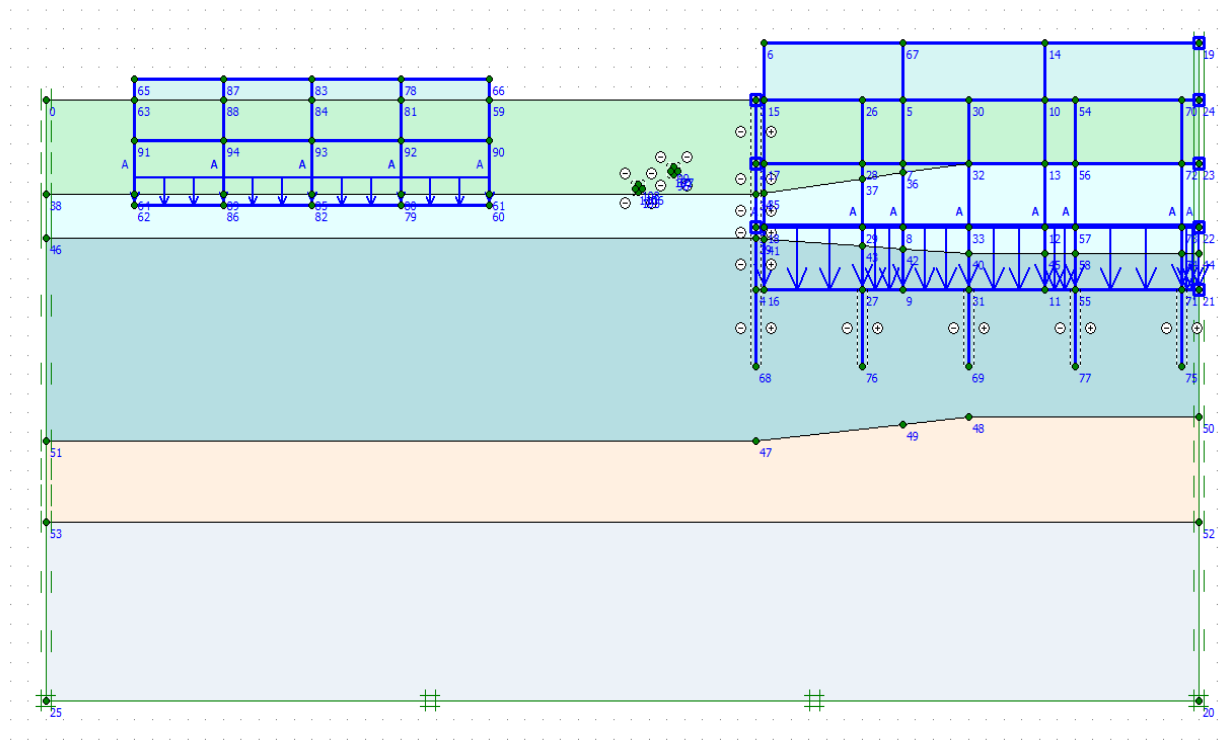
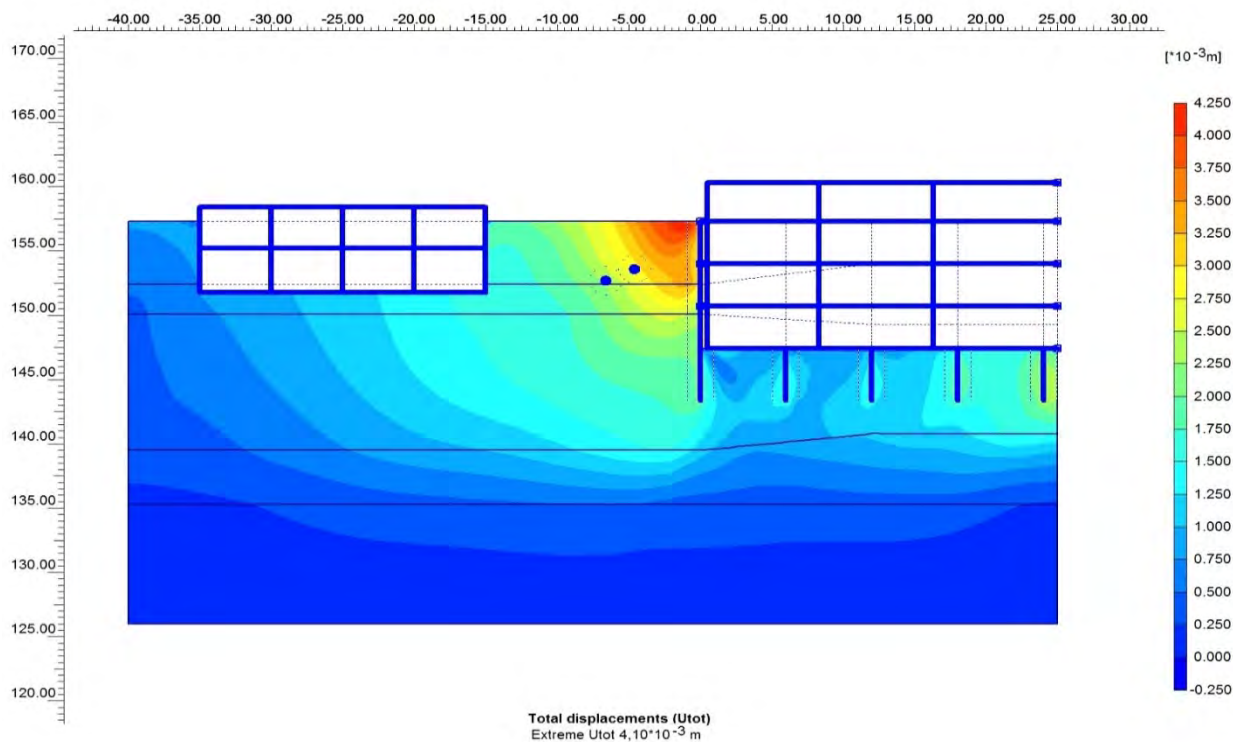
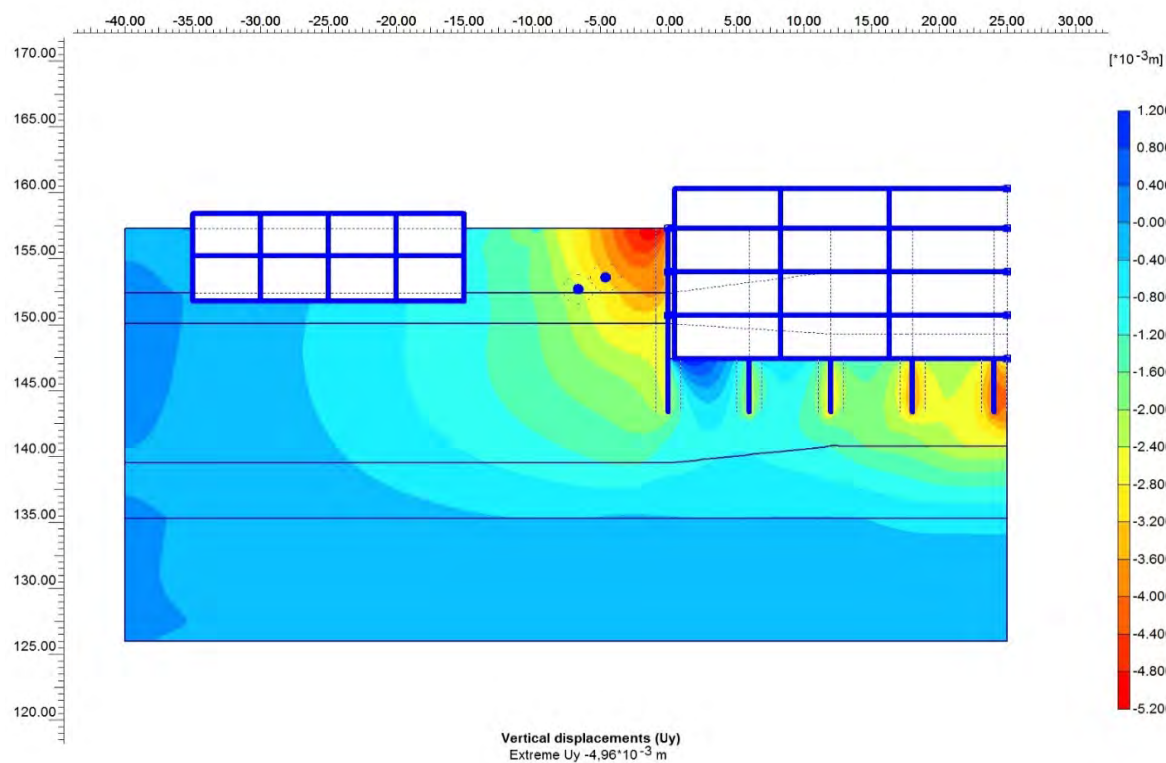


Рис. 6.6. Расчетная схема для главного производственного корпуса

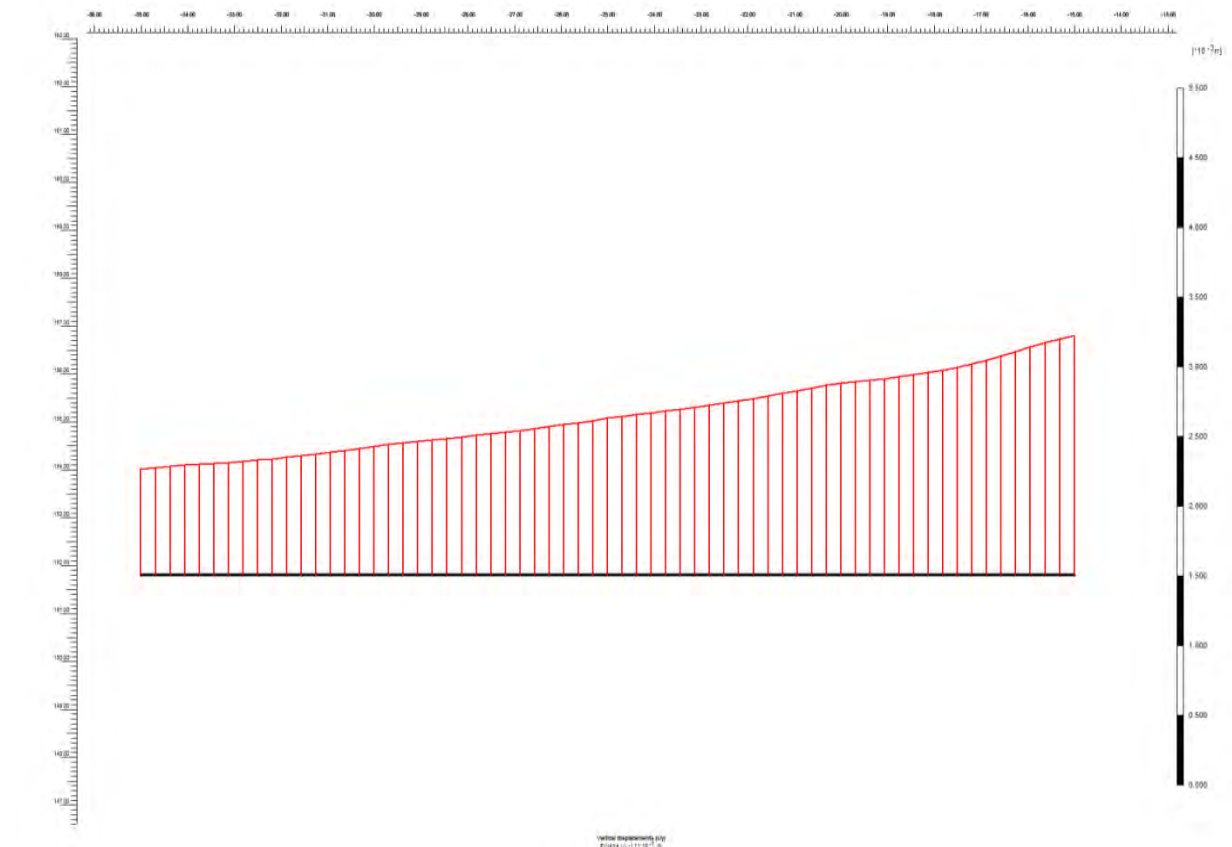


а)

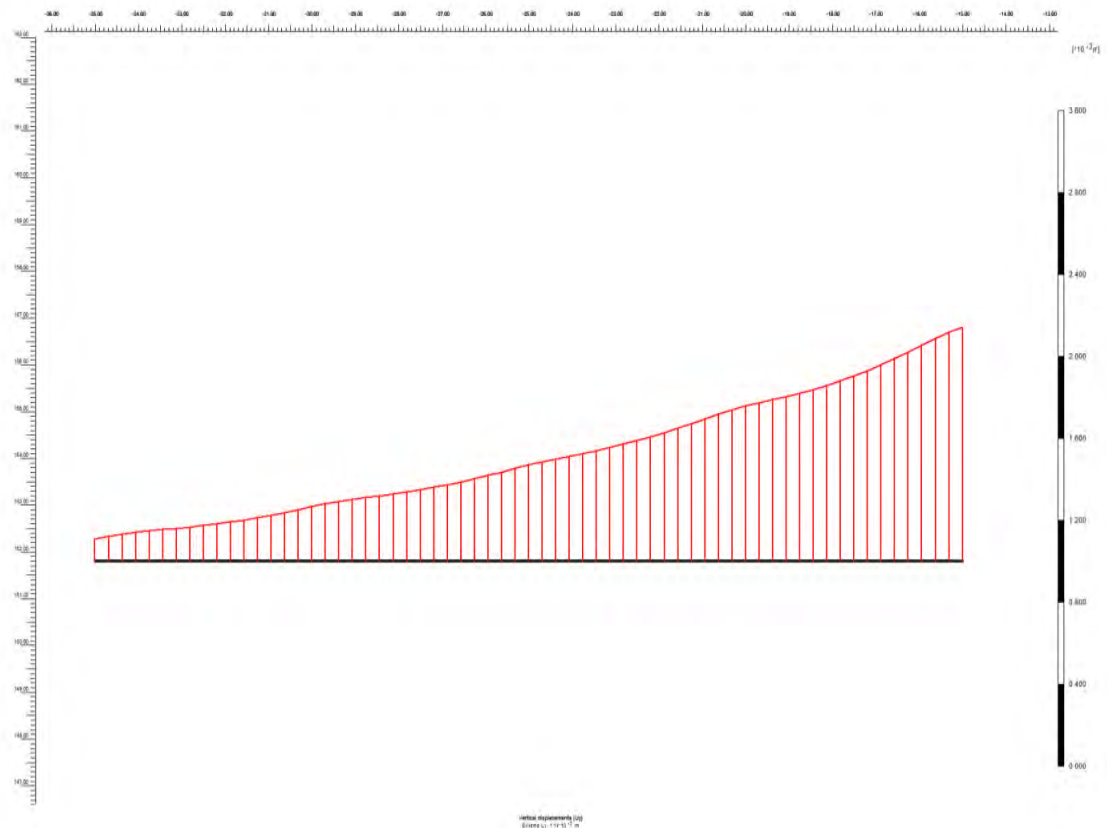


б)

Рис. 6.7. Изополя вертикальных деформаций грунтового массива для главного производственного корпуса и проектируемого зданий со значениями механических свойств с учетом нового строительства: а) по справочным пособиям и нормативным документам; б) по лабораторным/полевым методам на площадке in-situ.



a)



б)

Рис. 6.8. Эпюры осадок фундамента существующего здания после приложения всех действующих нагрузок со значениями механических свойств: а) по справочным пособиям и нормативным документам; б) по лабораторным/полевым методам на площадке in-situ.

Результаты расчета осадок математическими методами для рассматриваемых сооружений с/без учетом влияния нового строительства приведены в таблице 6.3.

Таблица. 6.3. Величины осадок, определенные с помощью модели Hardening Soil PLAXIS

Наименование объекта	Метод определения осадок, см			
	PLAXIS (модель Hardening Soil Model)			
	Без учета нового строительства		С учетом нового строительства	
	Параметры грунта			
	По справочным пособиям и нормативным документам	По лабораторным и полевым методам in-situ	По справочным пособиям и нормативным документам	По лабораторным и полевым методам in-situ
Жилое здание по адресу: ул. Ходынская, д. 4	0,32	0,25	0,52	0,65
Главный производственный корпус по адресу ул. Ходынская, владение 2	0,17	0,42	0,27	0,72

6.2.2. Проектируемый многофункциональный деловой центр с подземной автостоянкой по адресу: г. Москва, ул. Большая Садовая, д.5, стр.1,2; ул. 2-я Брестская, д.1, стр.1; ул. Гашека, вл.12 часть стр.1 (подъезды 1-4), стр. 5, 6, 7

Графические результаты расчетов осадок существующих зданий с учетом влияния нового строительства приведены на рис. 6.10 (здание по адресу: ул. Гашека, д.12, стр.2), рис. 6.13 (здание по адресу: ул. Большая Садовая ул., д.5, стр.1), рис. 6.16 (здание по адресу: ул. Гашека, д.12, стр.8) и рис. 6.19 (здание по адресу: ул. Большая Садовая ул., д.5, стр.2).

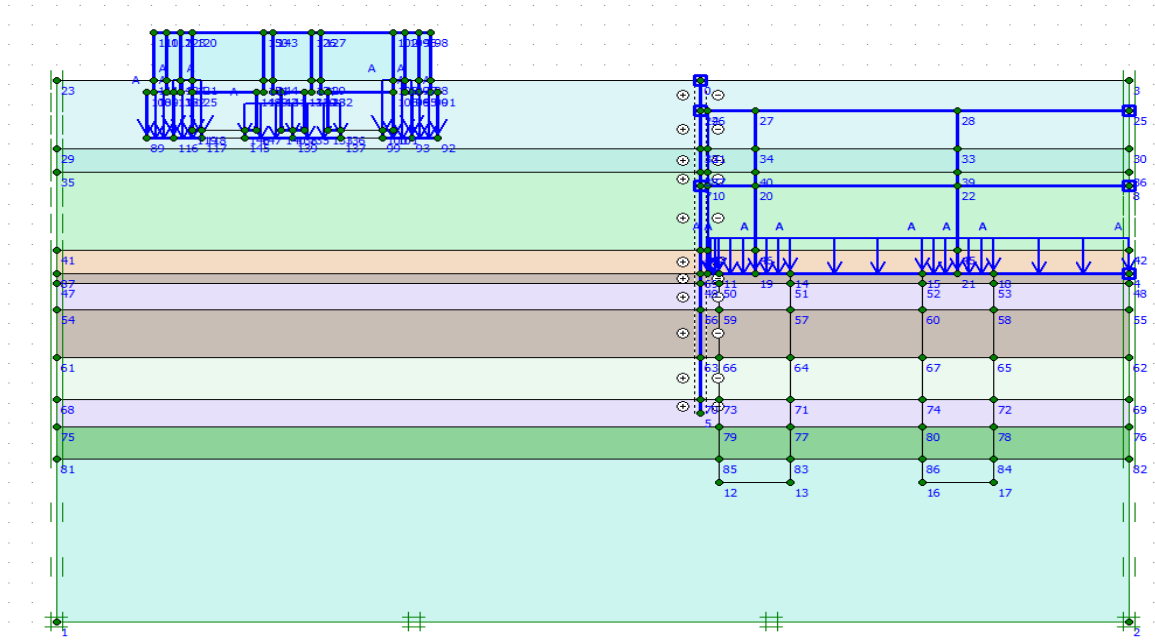
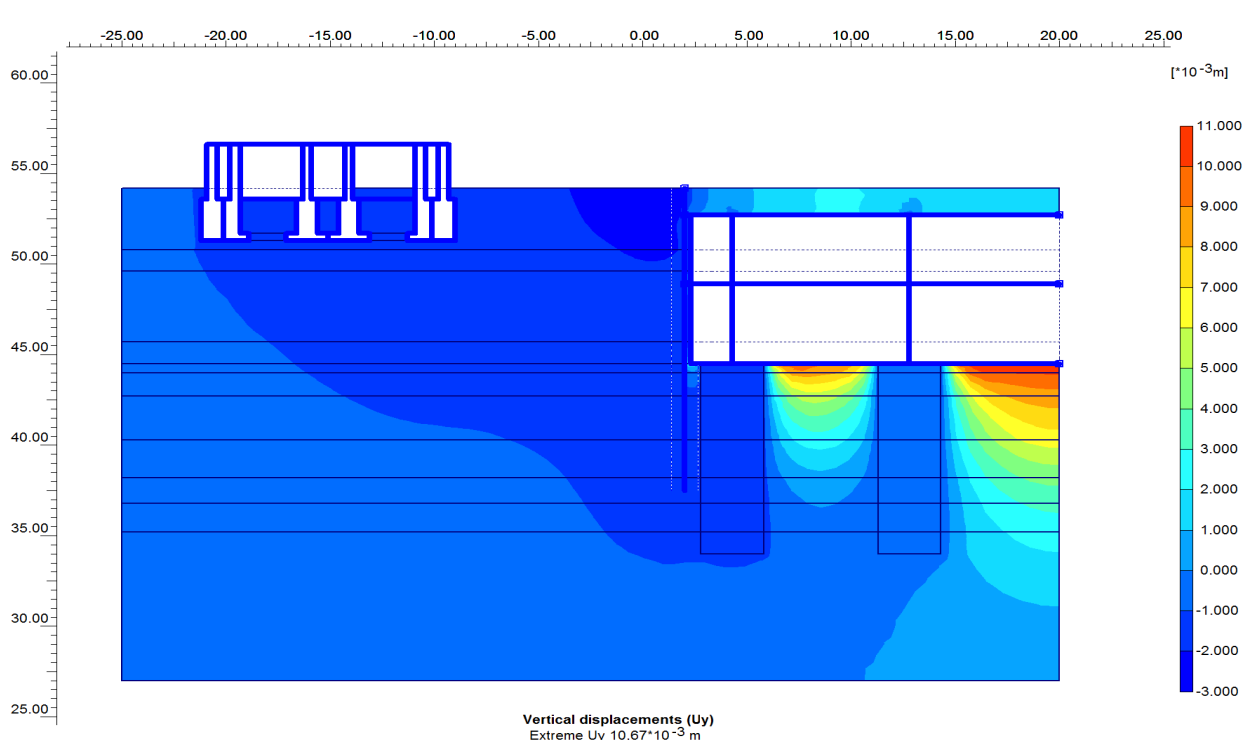
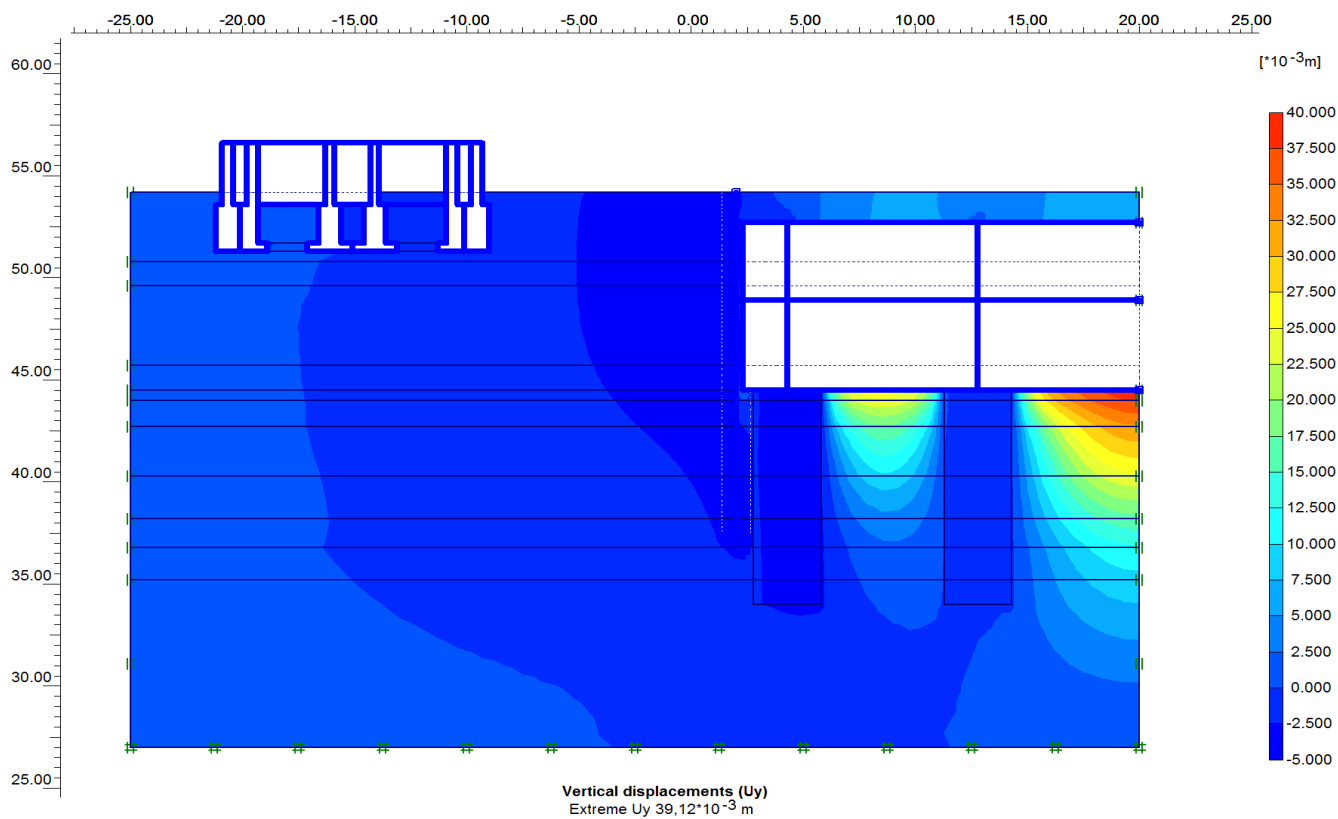


Рис. 6.9. Расчетная схема здания по адресу: ул. Гашека, д.12, стр.2

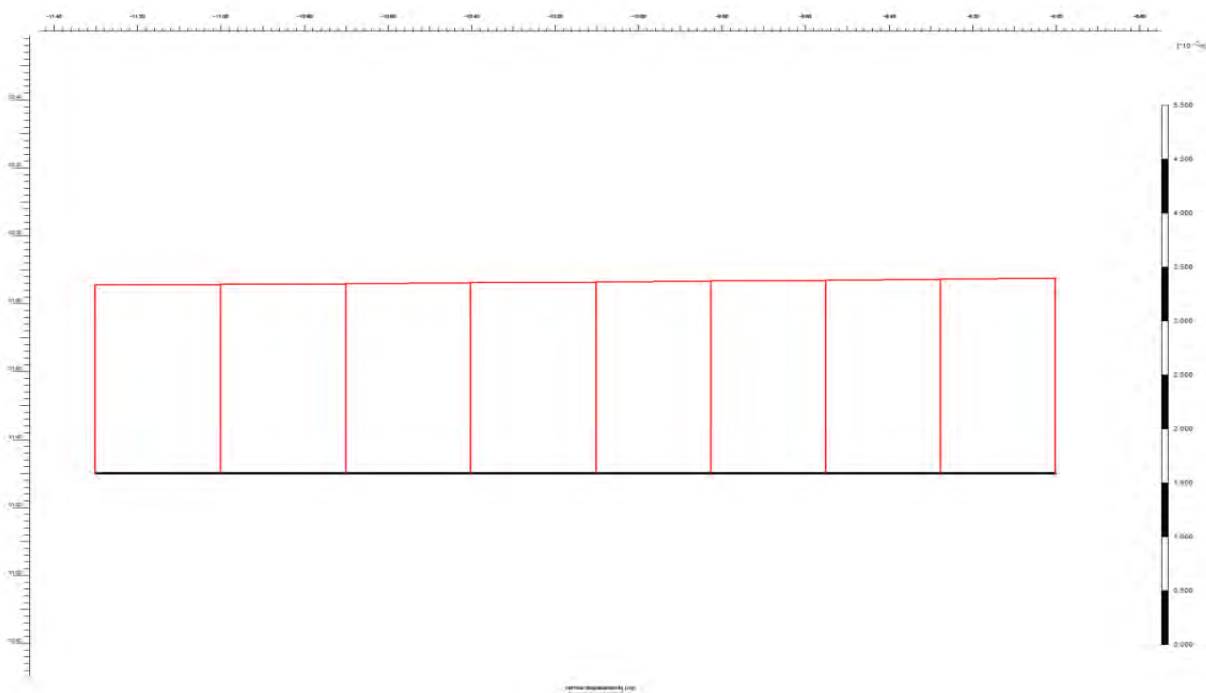


a)

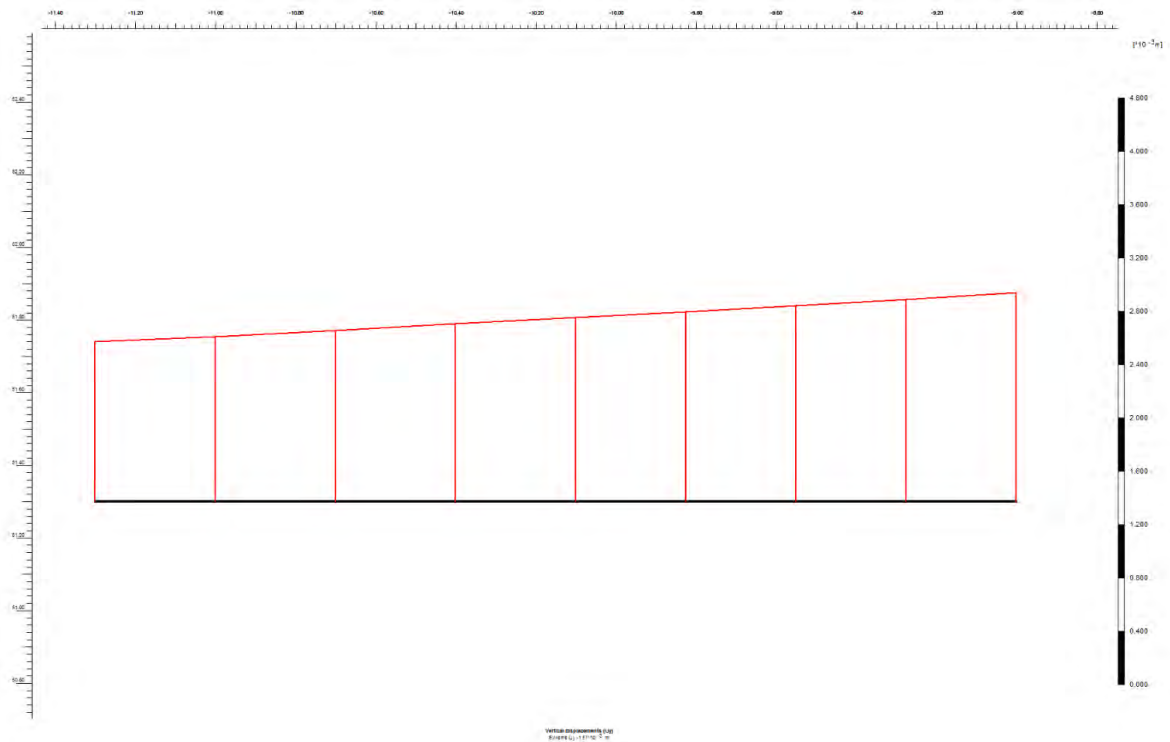


б)

Рис. 6.10. Изополя вертикальных деформаций для здания по адресу ул. Гашека, д.12, стр.2 со значениями механических свойств с учетом нового строительства: а) по справочным пособиям и нормативным документам; б) по лабораторным/полевым методам на площадке *in-situ*.



а)



б)

Рис. 6.11. Эпюры осадок фундамента здания по адресу: ул. Гашека, д.12, стр.2 после применения действия всех нагрузок со значениями механических свойств: а) по справочным пособиям и нормативным документам; б) по лабораторным/полевым методам на площадке in-situ.

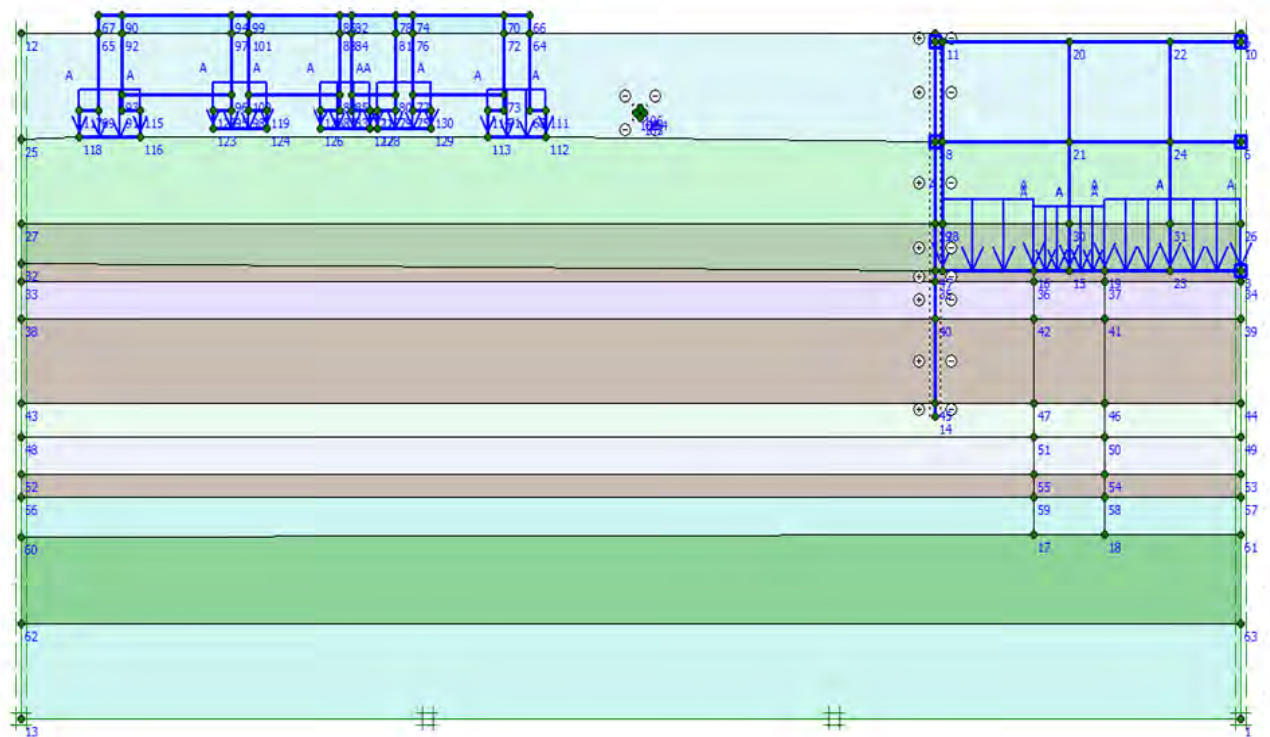
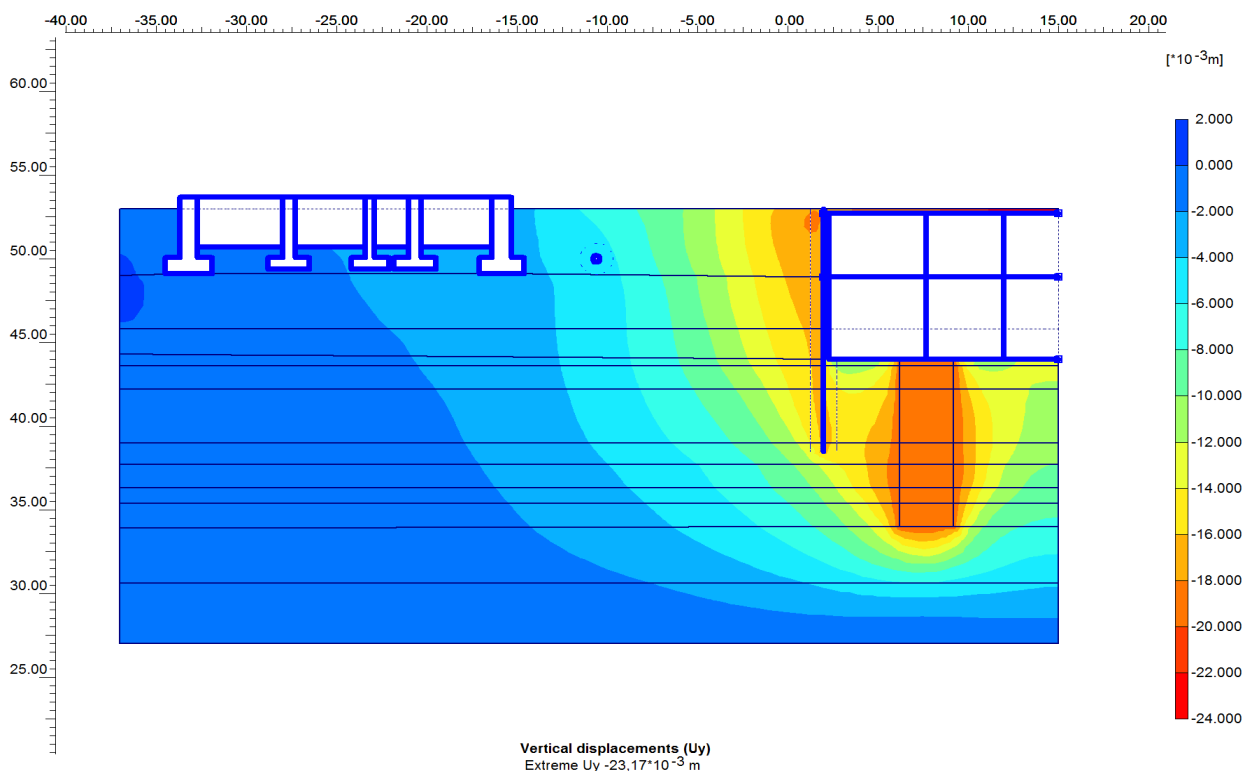
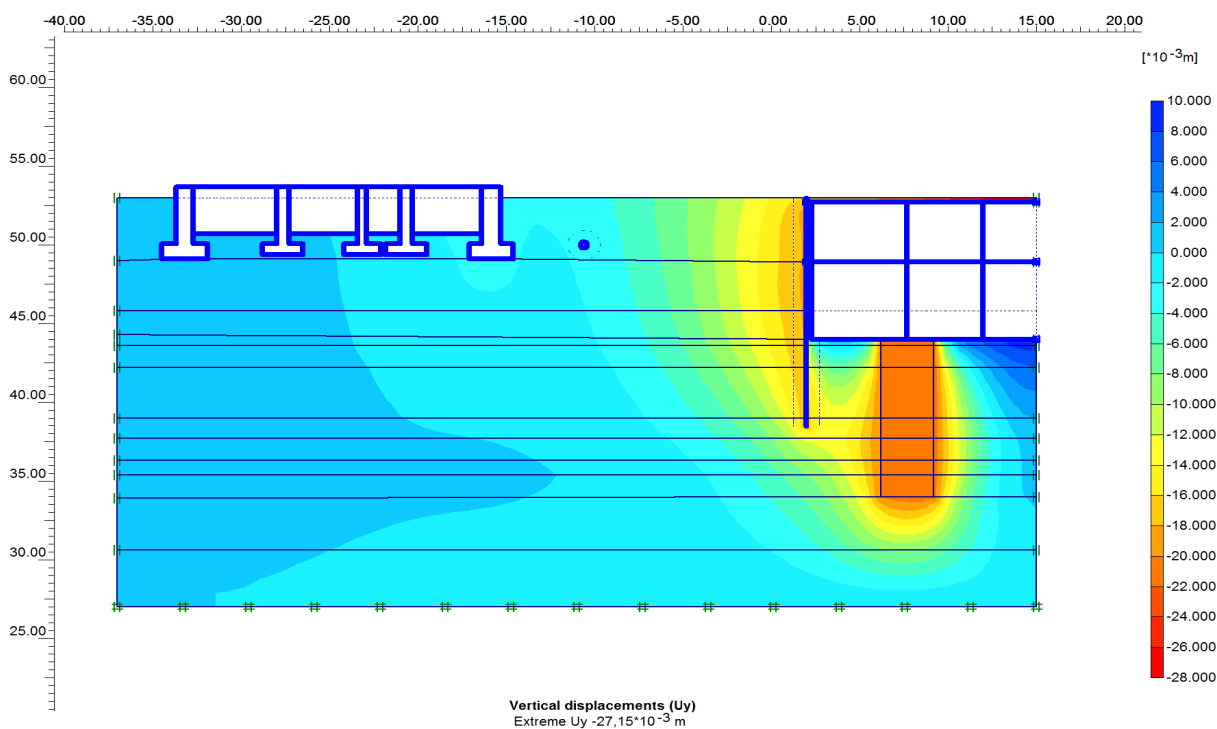


Рис. 6.12. Расчетная схема здания по адресу: ул. Большая Садовая ул., д.5, стр.1

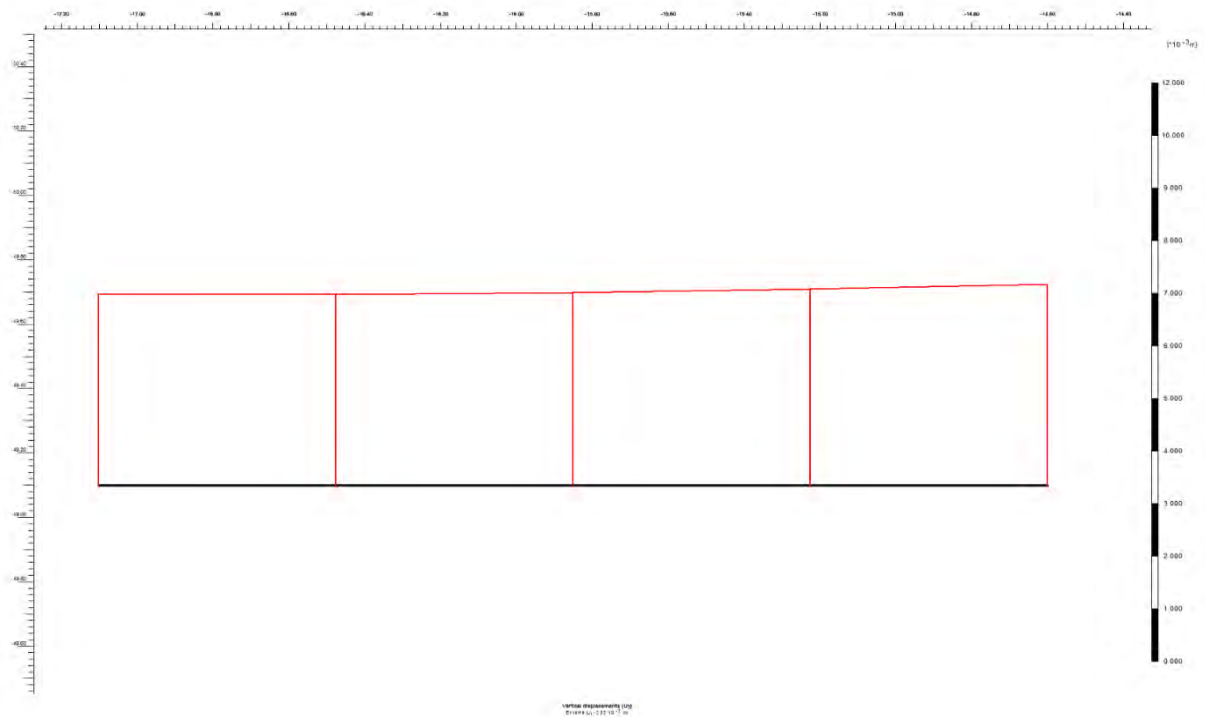


а)

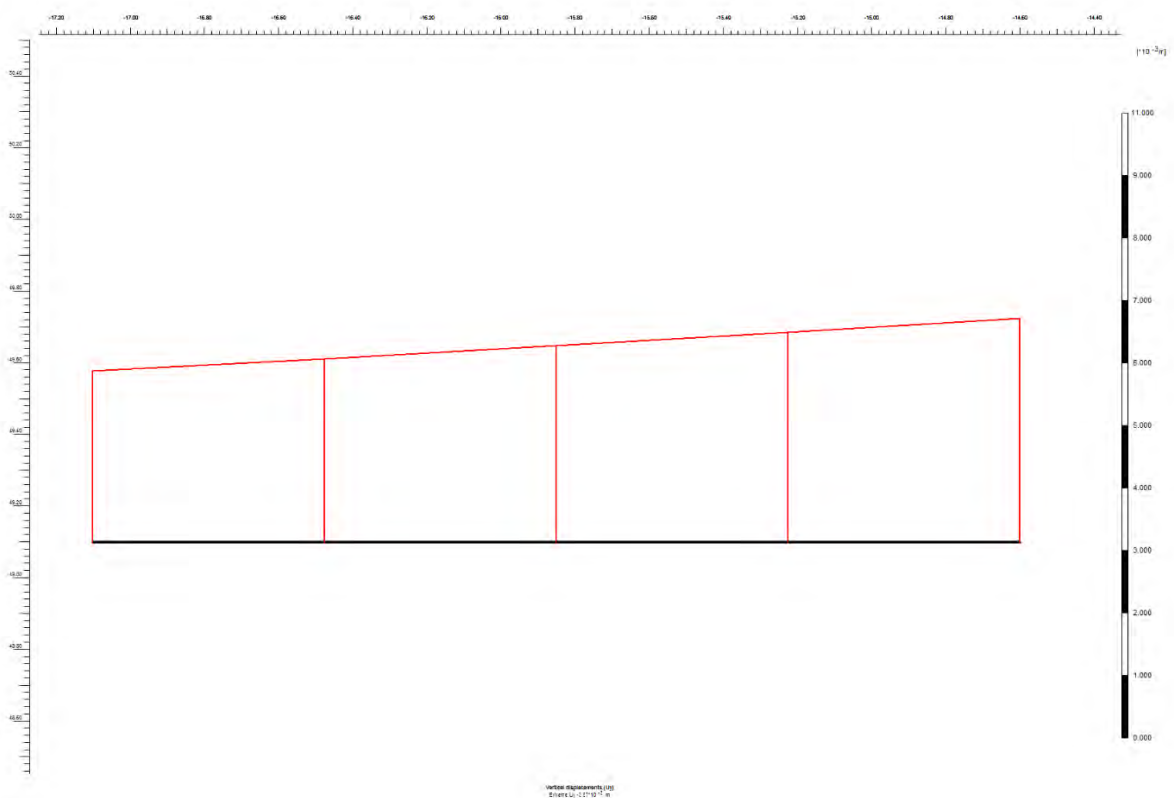


б)

Рис. 6.13. Изополя вертикальных осадок для здания по адресу ул. Большая Садовая ул., д.5, стр.1 со значениями механических свойств с учетом нового строительства: а) по справочным пособиям и нормативным документам; б) по лабораторным/полевым методам на площадке in-situ.



а)



б)

Рис. 6.14. Эпюры осадок фундамента существующего здания по адресу: Большая Садовая ул., д.5, стр.1 после приложения всех действующих нагрузок со значениями механических свойств: а) по справочным пособиям и нормативным документам; б) по лабораторным/полевым методам на площадке in-situ.

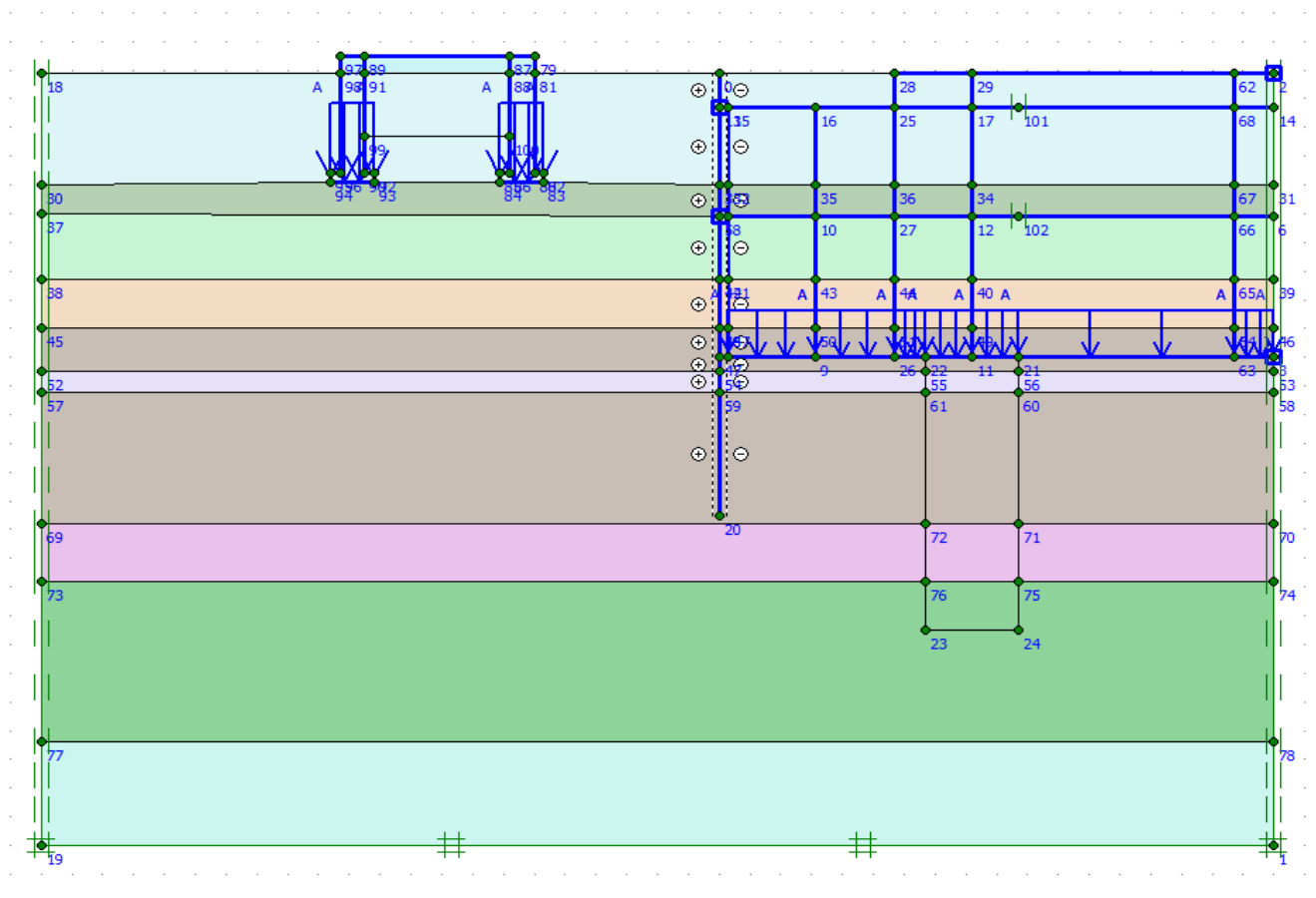
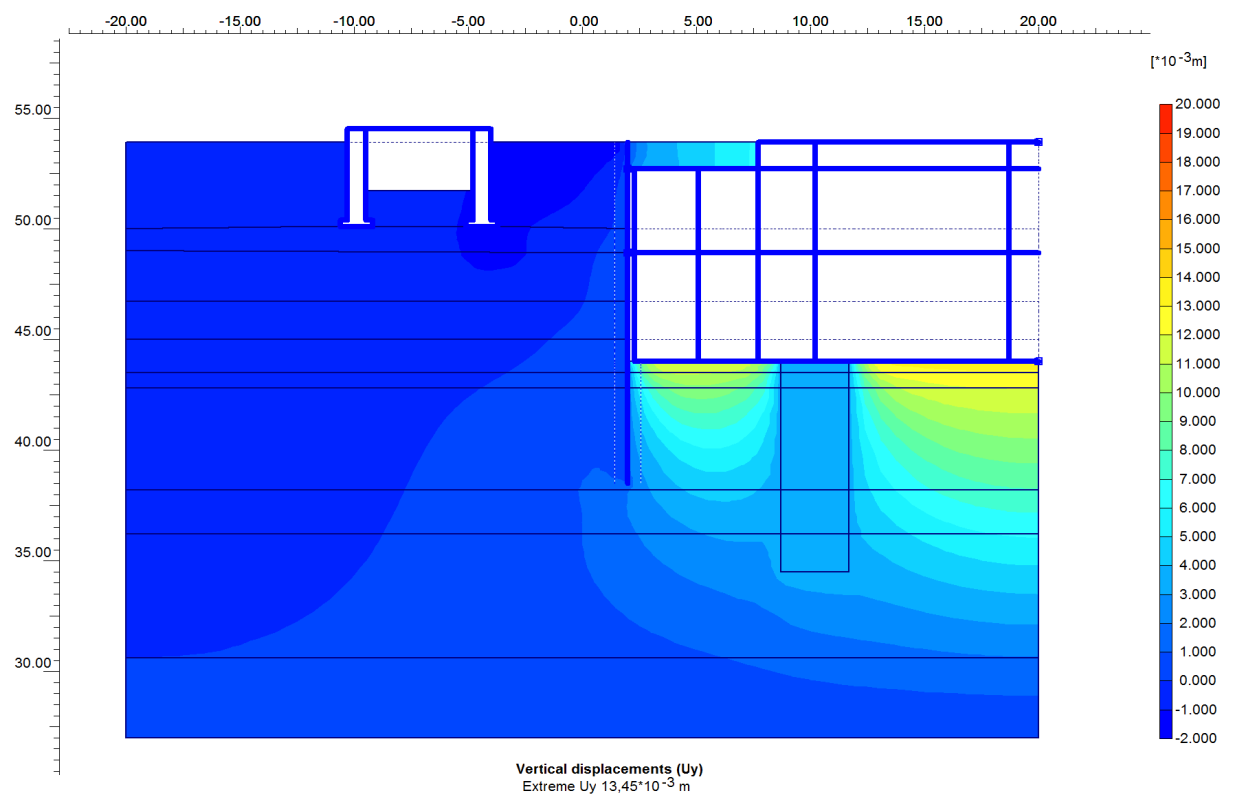
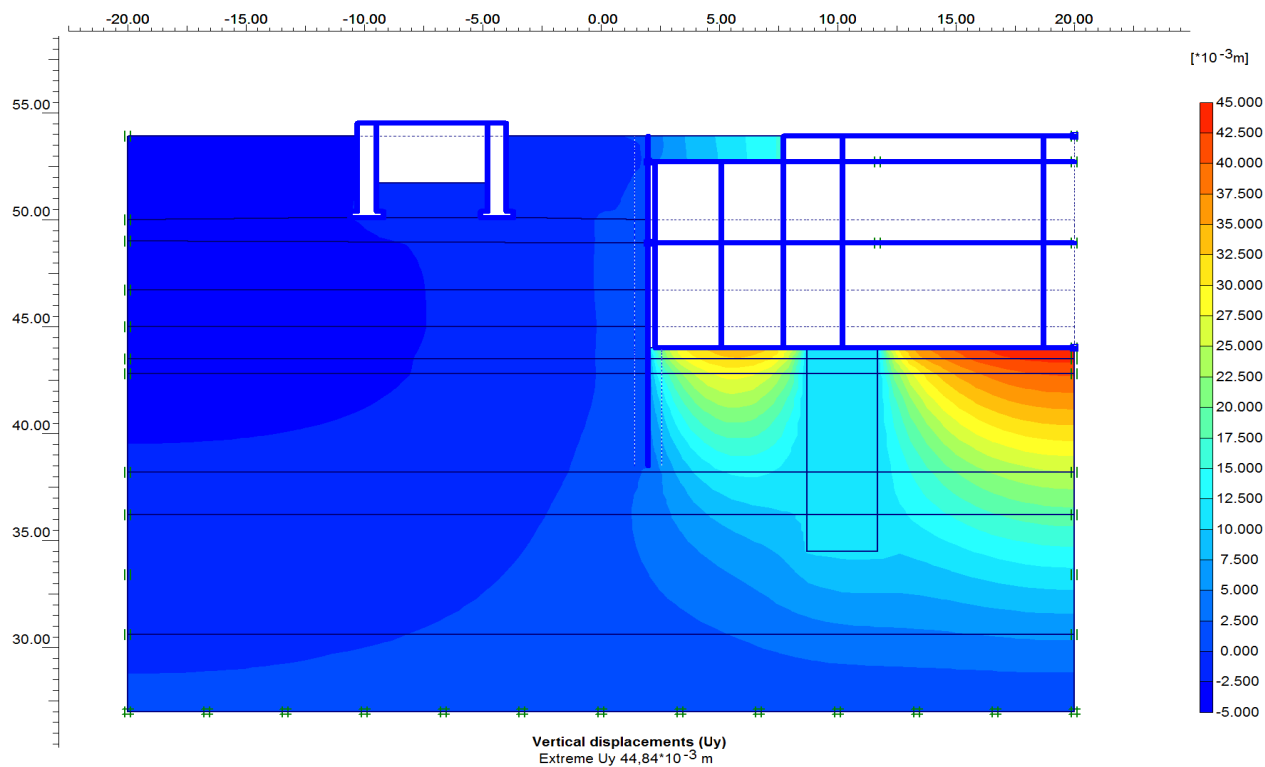


Рис. 6.15. Расчетная схема здания по адресу: ул. Гашека, д.12, стр.8

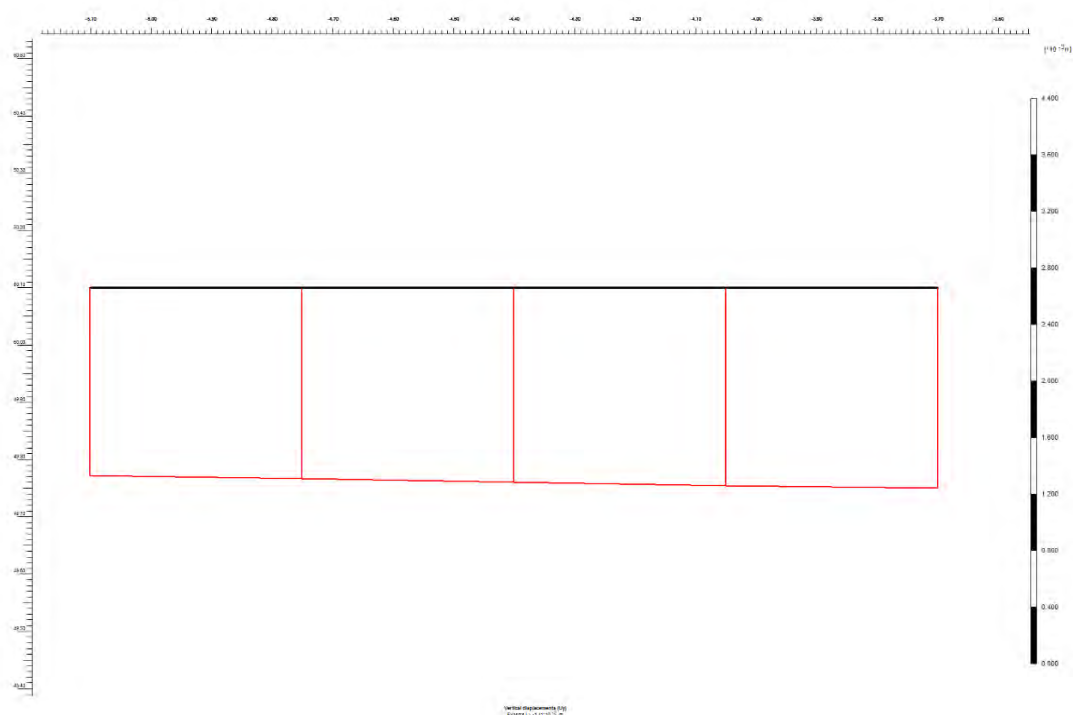


a)

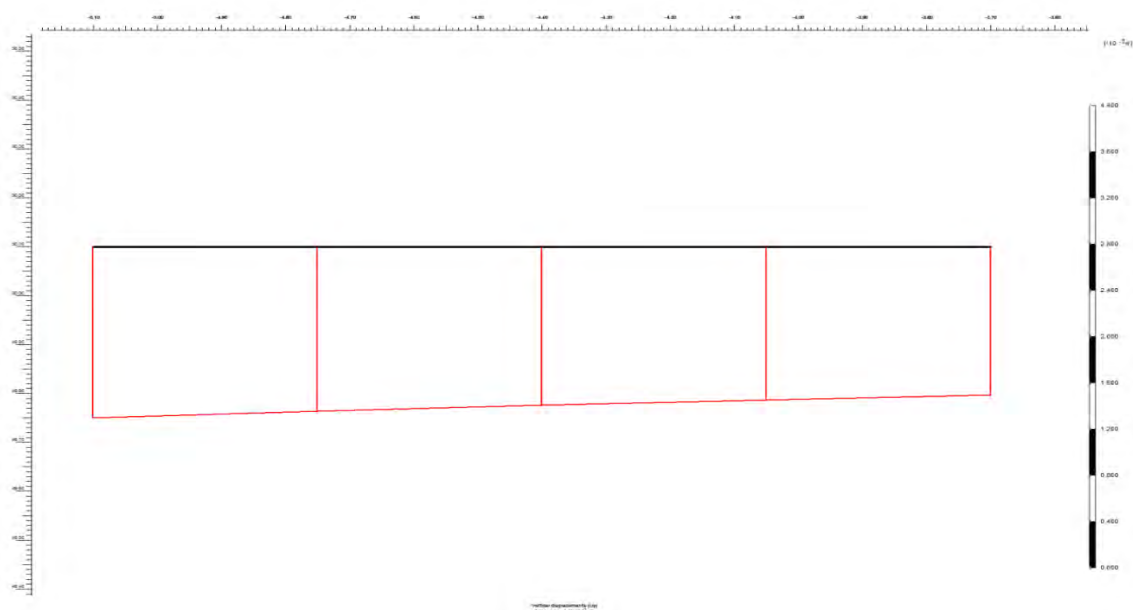


б)

Рис. 6.16. Изополя вертикальных деформаций для здания по адресу ул. Гашека, д.12, стр.8 со значениями механических свойств с учетом нового строительства: а) по справочным пособиям и нормативным документам; б) по лабораторным/полевым методам на площадке *in-situ*.



а)



б)

Рис. 6.17. Эпюра осадок здания по адресу: ул. Гашека, д.12, стр.8 после приложения всех действующих нагрузок со значениями механических свойств: а) по справочным пособиям и нормативным документам; б) по лабораторным/полевым методам на площадке in-situ.

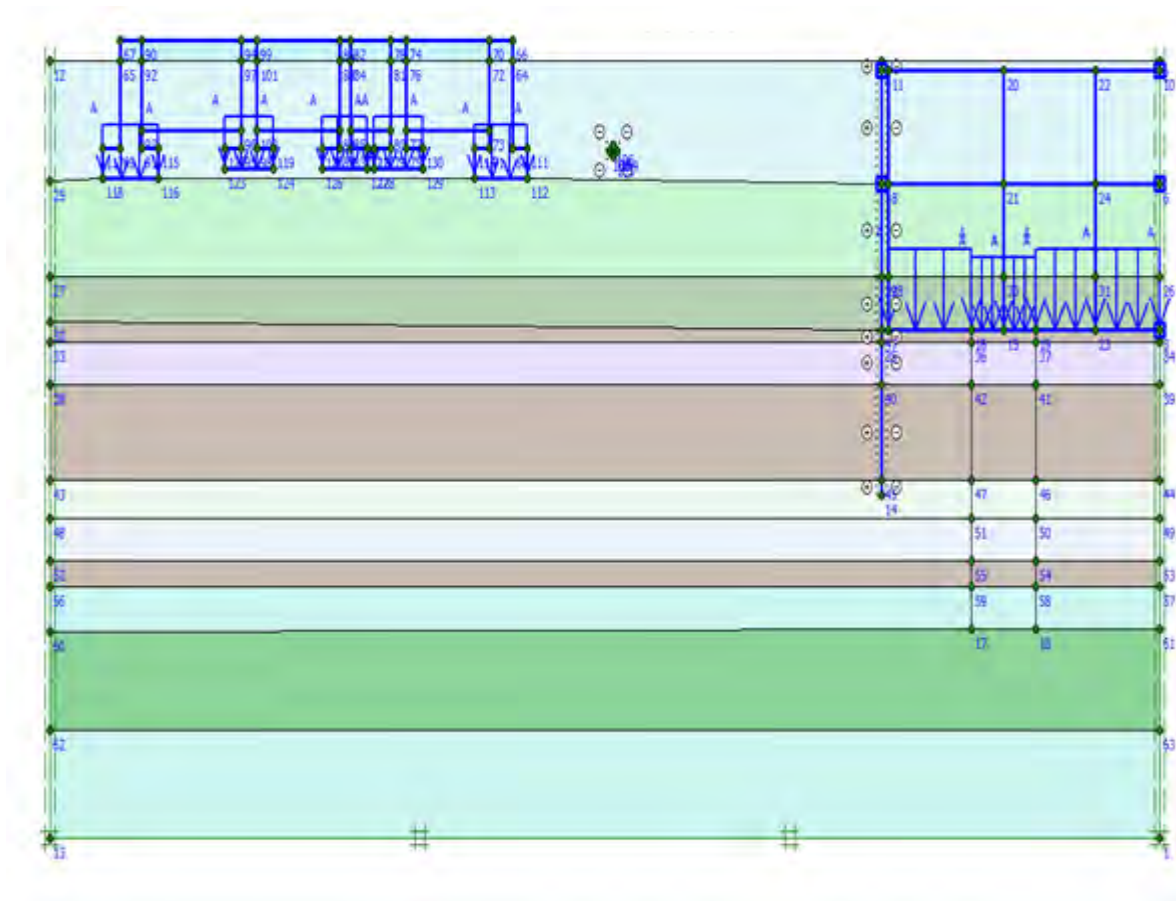
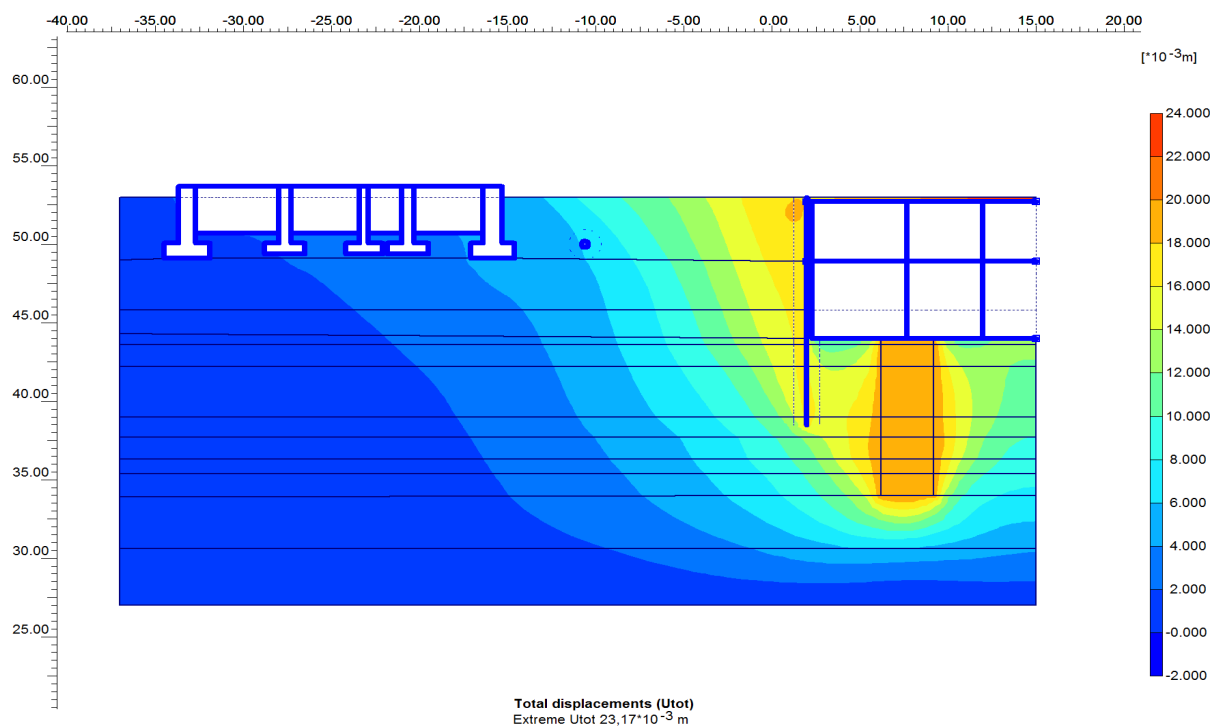
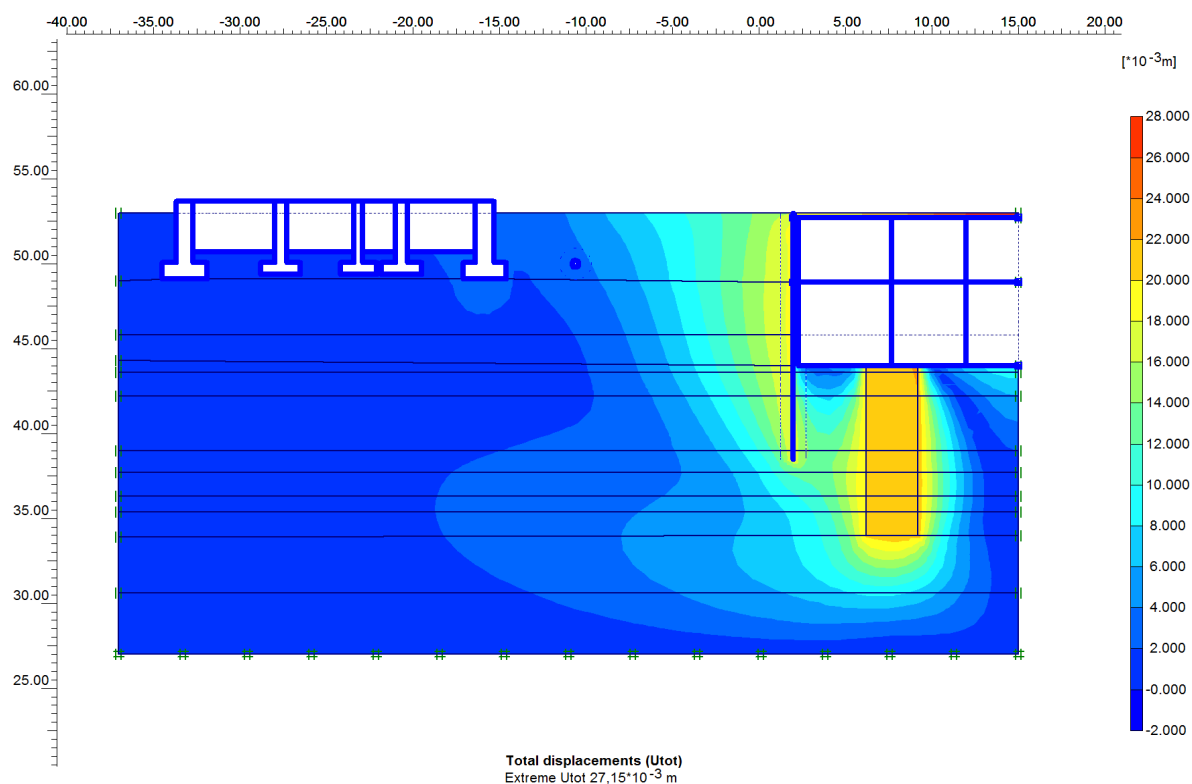


Рис. 6.18. Расчетная схема здания по адресу: ул. Большая Садовая ул., д.5, стр.2

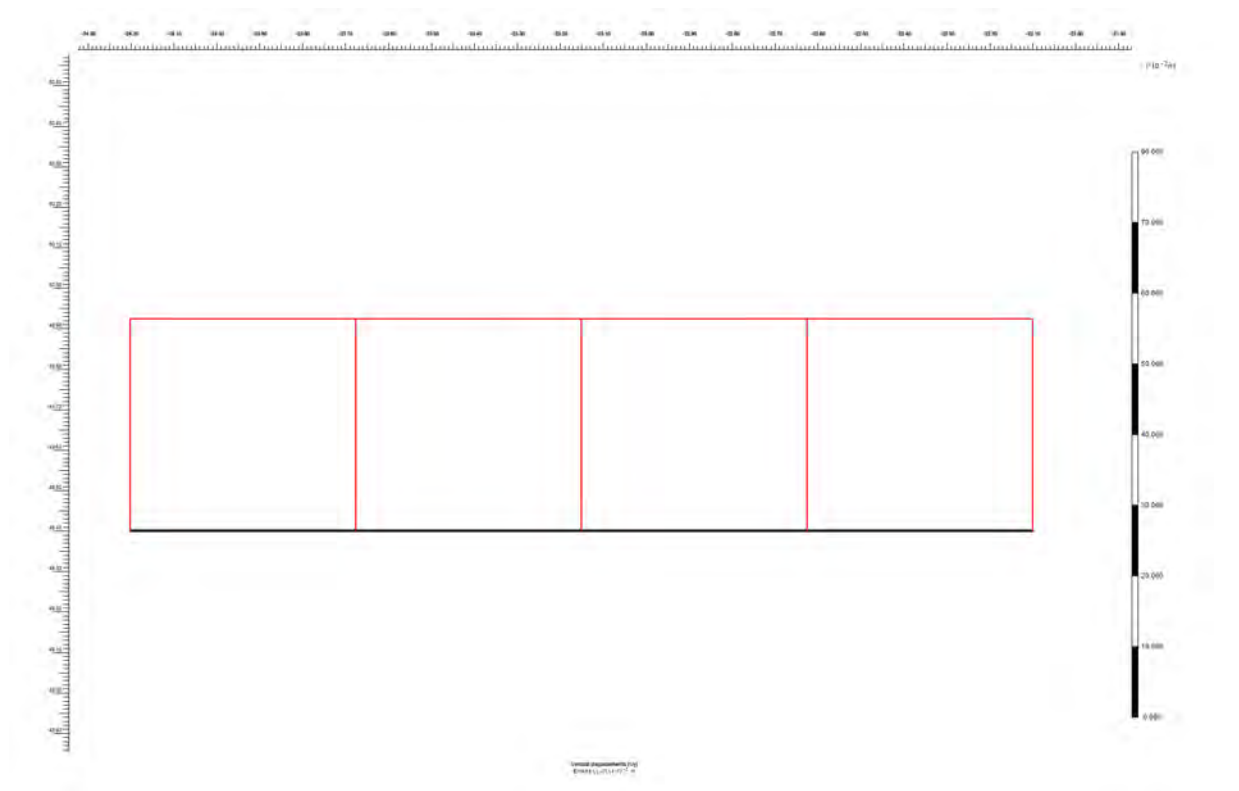


a)

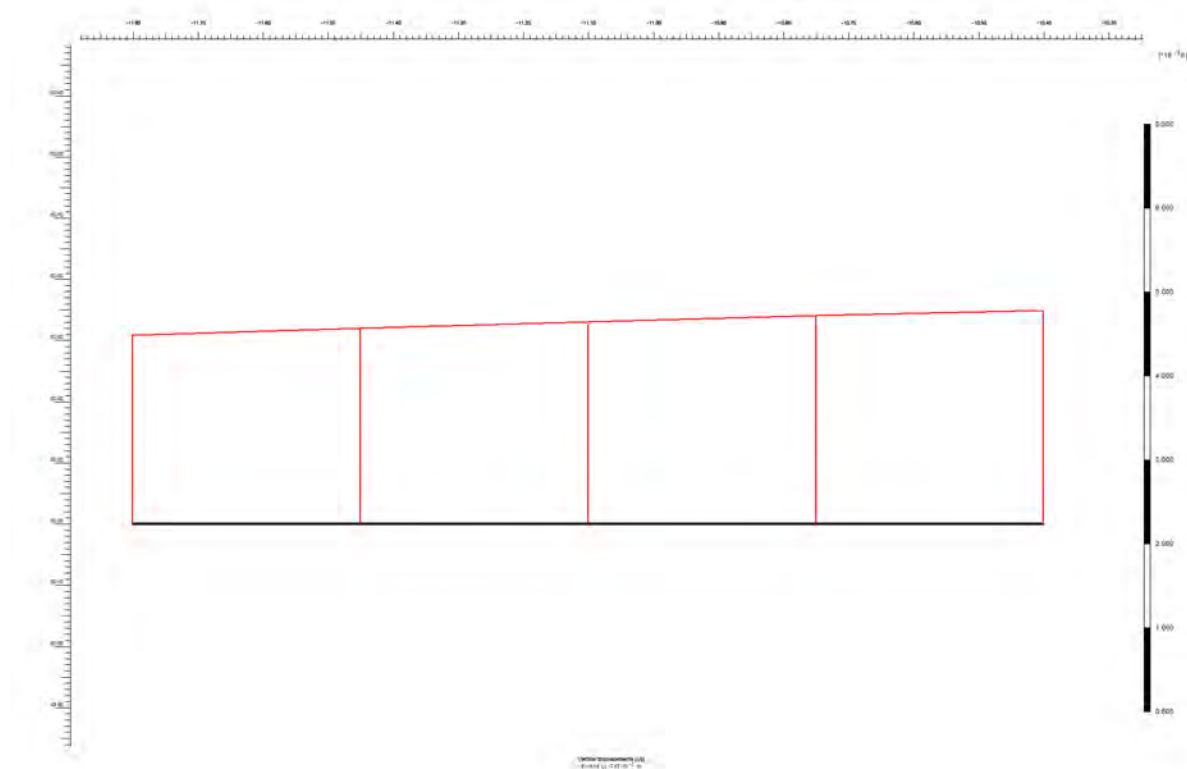


б)

Рис. 6.19. Изополя вертикальных осадок для здания по адресу ул. Большая Садовая ул., д.5, стр.2 со значениями механических свойств с учетом нового строительства: а) по справочным пособиям и нормативным документам; б) по лабораторным/полевым методам на площадке in-situ.



а)



б)

Рис. 6.20. Эпюры осадок фундамента существующего здания по адресу: Большая Садовая ул., д.5, стр.2 после приложения всех действующих нагрузок со значениями механических свойств: а) по справочным пособиям и нормативным документам; б) по лабораторным/полевым методам на площадке in-situ.

Результаты геотехнических расчётов осадок с/без учетом влияния нового строительства приведены в таблицы 6.4.

Таблица. 6.4. Величины осадок, определенные с помощью модели Hardening Soil PLAXIS

Наименование объекта	Метод определения осадок, см			
	PLAXIS (модель Hardening Soil Model)			
	Без учета нового строительства		С учетом нового строительства	
	Параметры грунта			
	По справочным пособиям и нормативным документам	По лабораторным и полевым методам in-situ	По справочным пособиям и нормативным документам	По лабораторным и полевым методам in-situ
Здание по адресу: ул. Гашека, д.12, стр.2	0,30	0,42	0,58	0,78
Здание по адресу: Большая Садовая ул., д.5, стр.1	0,23	0,16	0,33	0,25
Здание по адресу: Большая Садовая ул., д.5, стр.2	0,17	0,38	0,33	0,68
Здание по адресу: ул. Гашека, д.12, стр.8	0,14	0,45	0,84	1,27

Максимальные осадки по окончанию строительства не превышают предельно допустимые деформации. Работоспособное состояние сохраняется.

Глава 7. Инструментальные геодезические работы по наблюдению за деформациями зданий и сооружений

Пренебрежение безопасностью может привести к проявлению в ранее построенных зданиях трещин в стенах, перекосов, сдвигу плит перекрытий, разрушению конструкций, т.е. нарушению нормальной эксплуатации зданий, к авариям, а в некоторых случаях даже к катастрофам. Опасность возникновения подобных явлений увеличивается при сочетании плотной окружающей застройки с наличием сложных инженерно-геологических условий в местах нового строительства или реконструкции зданий и сооружений из-за возможного развития целого ряда негативных и техногенных процессов [66].

Поэтому новое строительство или реконструкция уже существующих зданий сопровождается обследованием этих зданий в зоне влияния нового строительства, организацией наблюдений за поведением строящегося или реконструируемого здания и окружающей его существующей застройки.

Всем этим обусловлено появление в нормативных документах указаний, регламентирующих проведение геотехнического мониторинга на объектах нового строительства и реконструкции. Появление данного вида работ, сопровождающего строительство, обусловлено особенностями развития урбанизированных территорий. Организация режимных наблюдений (геотехнического мониторинга) за состоянием литотехнической системы, в совокупности с квалифицированным анализом получаемой в процессе мониторинга информации, позволяют своевременно принять верное управленческое решение и избежать непредвиденных экономических потерь.

В нормативных документах существует несколько определений геотехнического мониторинга. В соответствии с СП 305.1325800.2017 и СП 22.13330.2016 [85] «геотехнический мониторинг - комплекс работ, основанный на натурных наблюдениях за поведением конструкций вновь возводимого или реконструируемого сооружения, его основания, в т.ч. грунтового массива, окружающего (вмещающего) сооружение, и конструкций сооружений окружающей застройки».

В соответствии с ТСН 50-304-2001 [94]: «Геотехнический мониторинг – система наблюдений и контроля за состоянием и изменением грунтовых, природных и техногенных условий в процессе строительства и эксплуатации объекта».

Другим документом, регламентирующим организацию режимных наблюдений за строящимся зданием или сооружением, а также вмещающим его грунтовым массивом, попадающим в зону влияния нового строительства, является «Правила подготовки и производства земляных работ, обустройства и содержания земляных площадок в городе

Москве», однако в этом документе данный комплекс наблюдений определяется как «система инженерного мониторинга».

Необходимость проведения мониторинга, регламентируется "Инструкцией по наблюдениям за движениями земной поверхности и расположенными на ней объектами при строительстве в Москве подземных сооружений", а также Постановлением Правительства Москвы № 857-ПП от 7 декабря 2004г.

Помимо отраслевых нормативных документов и регионального законодательства, необходимость проведения мониторинга с 2009 года прописана на федеральном уровне в ФЗ № 384 «Технический регламент о безопасности зданий и сооружений» [91].

Несмотря на разные названия и формулировки, суть требований и цель производства работ по геотехническому (инженерному) мониторингу остается одинаковой – предупреждение возникновения аварийных ситуаций [283].

В соответствии с требованиями СП 22.13330.2016 [85] и п. 6.1 ГОСТ 31937-2011 геотехнический мониторинг осуществляется в период проведения реконструкции сооружения и на начальном этапе эксплуатации реконструируемого объекта. Проведение геотехнического мониторинга обусловлено необходимостью обеспечения своевременного информирования о выявленных отклонениях контролируемых параметров (в том числе тенденций их изменений, превышающие ожидаемые) от проектных значений.

Целью инструментальных геодезических наблюдений (мониторинга) является обеспечение безопасности строительства, получение объективных данных о величинах, интенсивности, характере осадки фундаментов, несущих колонн, горизонтальных перемещений и крена несущих колонн здания и колодцев водонесущих коммуникаций зданий окружающей застройки во время производства строительных работ и после их завершения, контроль стабильности принятых в проекте геотехнических и гидрогеологических параметров грунтов оснований и сохранность экологической обстановки.

В состав геотехнического мониторинга входят:

1. Геодезические инструментальные наблюдения за:

- вертикальными перемещениями фундаментов (осадками основания);
- горизонтальными перемещениями конструкций здания и ограждающих конструкций котлована;
- креном здания.

2. Геофизические (инклинометрические измерения) наблюдения за перемещением грунтового массива в зоне влияния котлована.

3. Гидрогеологические исследования - за уровнем подземных вод.

4. Работы визуального деформационного мониторинга.

Для проведения мониторинга предусмотрены следующие работы:

- устройство глубинных реперов (Rp) для создания исходной геодезической сети;
- устройство деформационных марок (ДС, ДП, ДМ) для наблюдения за деформациями (осадка, подъем) оснований и фундаментов зданий и сооружений;
- устройство глубинных грунтовых марок (ГГМ) для наблюдения за деформациями (осадка, подъем) грунтов основания зданий и сооружений;
- устройство глубинных грунтовых марок (ГМ) для наблюдения за деформациями (горизонтальные перемещения) грунтов основания зданий и сооружений;
- устройство инклинометрических скважин (ИС) для наблюдения за перемещениями грунтового массива (насыпи);
- устройство гидрогеологических скважин (ГС) для наблюдения за уровнем подземных вод.

Проведение мониторинга существующей застройки, попадающей в зону влияния нового строительства, регламентируется "Инструкцией по наблюдениям за движениями земной поверхности и расположенными на ней объектами при строительстве в Москве подземных сооружений", а также Постановлением Правительства Москвы № 857-ПП от 7 декабря 2004 г.

7.1. Мониторинговые наблюдения за осадками фундаментов существующей застройки, попадающей в зону влияния нового строительства

Для организации работ по выполнению инструментального геодезического мониторинга за осадками фундаментов, кренами и горизонтальными перемещениями отдельных конструкций окружающих зданий, в период строительства рассматриваемых двух локальных литотехнических систем в условиях плотной застройки (проектируемый многофункциональный комплекс по адресу ул. Ходынская владение 2 и многофункциональный деловой центра с подземной автостоянкой по адресу: г. Москва, ул. Большая Садовая, д.5, стр.1,2; ул. 2-я Брестская, д.1, стр.1; ул. Гашека, вл.12 часть стр.1 (подъезды 1-4), стр. 5, 6, 7 создана система геотехнического мониторинга, состоящая из стенных и плитных марок, установленных на несущих стенах по периметру и подвальной части зданий, на опорах теплотрассы, ограждающих конструкций.

Работы по геотехническому мониторингу выполнялись посредством визуально-инструментального наблюдения посредством геодезических измерений.

Рассматриваемые локальные литотехнические системы взаимодействия «основание–грунт» состоят из следующих составных частей:

1. Проектируемый многофункциональный комплекс по адресу ул. Ходынская владение 2.
- 1.1. Жилое здание по адресу ул. Ходынская д.4.

- 1.2. Здание главного производственного корпуса по адресу ул. Ходынская владения 2.
2. Многофункциональный деловой центр с подземной автостоянкой по адресу: г. Москва, ул. Большая Садовая, д.5, стр.1,2; ул. 2-я Брестская, д.1, стр.1; ул. Гашека, вл.12 часть стр.1 (подъезды 1-4), стр. 5, 6, 7; здания по адресу: ул. Гашека, д.12, стр.2 и здания по адресу: ул. Гашека, д.12, стр.8.
- 2.1. Здание по адресу: ул. Гашека, д.12, стр.2.
- 2.2. Здание по адресу: ул. Гашека, д.12, стр.8.
- 2.3. Здание по адресу: ул. Большая Садовая, д.5, стр.1,2.

7.1.1. Проектируемый многофункциональный комплекс по адресу ул. Ходынская владение 2

Для организации работ по геодезическому мониторингу на несущих стенах сооружений были установлены стенные и плитные марки (рис. 7.1, 7.2). В качестве исходных пунктов для производства инструментальных геодезических наблюдений использовались стенной репер МГГТ и четыре стенных репера, установленных институтом «Фундаментпроект»: Рп. 52545 с отметкой 152,766 м (ул. Пресненский Вал, д.28); Ст. рп. 1 с отметкой 152,306 м (ул. Ходынская, д.6); Ст. рп. 2 с отметкой 152,381 м (ул. Ходынская, д.6); Ст. рп. 3 с отметкой 152,331 м (ул. Пресненский Вал, д.26); Ст. рп. 4 с отметкой 153,299 м (ул. Пресненский Вал, вл.21).

Для измерения вертикальных перемещений оснований фундаментов зданий и сооружений площадки в данной работе, учитывая требования к точности, применялся метод геометрического нивелирования II класса [12, 13].

Нивелирование производилось в прямом и обратном направлениях одним горизонтом по деформационным маркам. Результаты наблюдений записывались в электронно-цифровой накопитель нивелира.

По мере завершения нивелирования по секциям регулярно осуществлялся экспорт данных измерений и составлялась ведомость превышений установленной формы, для проверки соблюдения допусков.

Измерения деформаций (вертикальных перемещений) фундаментов зданий и сооружений производили относительно опорной геодезической сети. Перед началом каждого цикла наблюдений производили контроль устойчивости сети.

После выполнения измерений опорная сеть уравнивается как свободная. Затем оформляется схема опорной нивелирной сети с нанесением линий нивелирных ходов, на которые выписывали вычисленные превышения, полученные и допустимые невязки. По окончании полевых измерений (раз в месяц) вычисляли превышения между марками и реперами.

Абсолютную осадку фундамента под каждой маркой определяли как разность между отметкой этой марки, полученной в последнем цикле измерений и отметкой, полученной в первом цикле измерений.

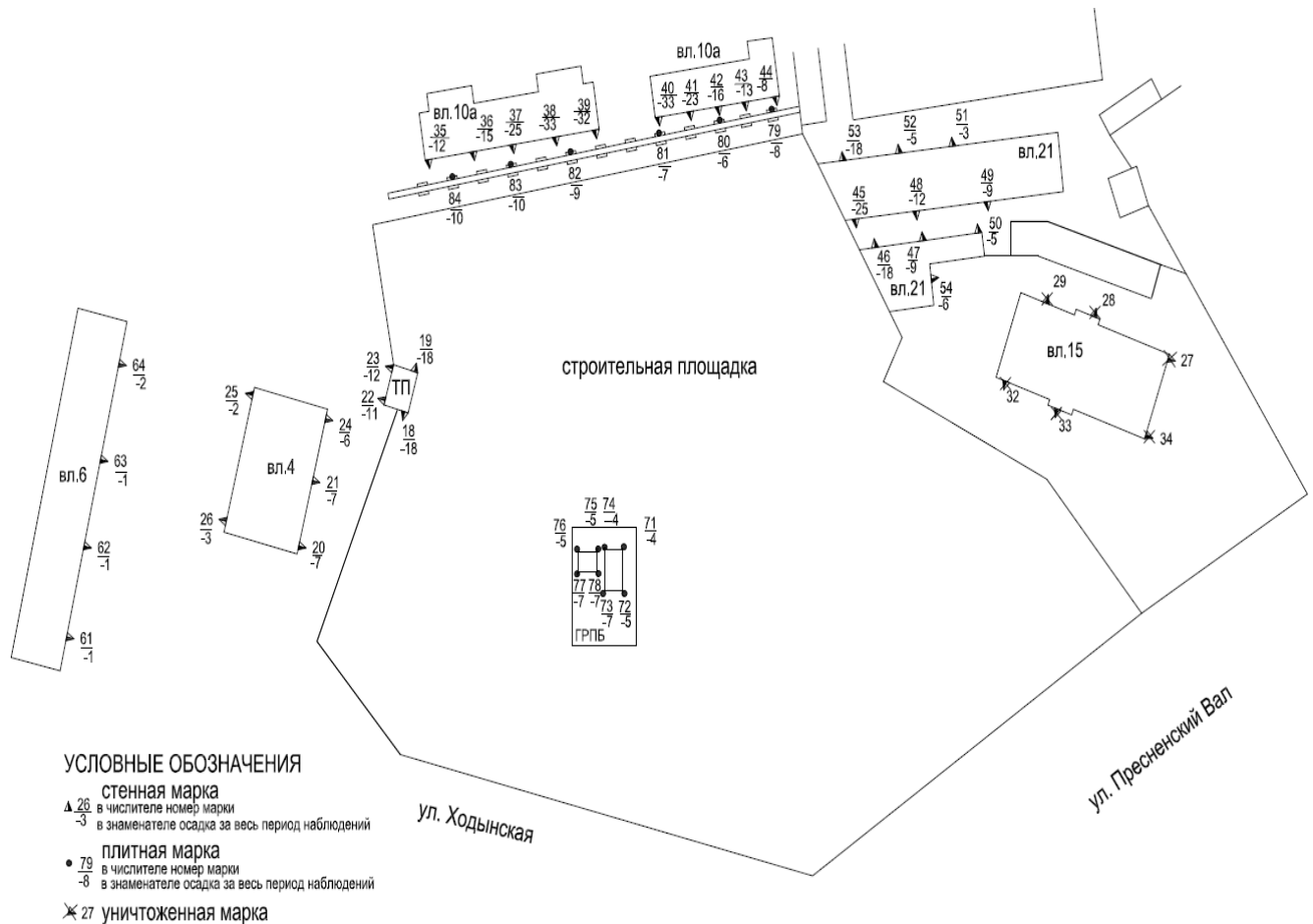


Рис. 7.1. Схема расположения стенных и плитных марок на зданиях окружающей застройки проектируемого многофункционального комплекса по адресу ул. Ходынская владение 2

Относительную осадку фундамента за текущий период вычисляли как разность между отметкой этой марки, полученной в последнем цикле измерений и отметкой, полученной в цикле измерений, проведенном в начале периода.

При полученном значении выше допустимого, выполнялось сгущение, путём включения дополнительных связей, а при необходимости установка дополнительных глубинных реперов. По нескольким циклам измерений определяли значение, скорость и динамику вертикальных перемещений.

Вычисляли среднее значение осадки (подъёма) сооружений, их среднегодовые скорости, относительные прогибы и крены, зоны наибольших и наименьших вертикальных перемещений, а по значениям этих перемещений – места возможных деформаций конструкций.

Для производства измерений использовались цифровые нивелиры с штрих-кодовыми рейками [14]. Для измерений использовались высокоточные цифровые нивелиры (Trimble Dini 0.3, Leica DNA03, Topcon DL-101C, Sokkia SDL1X), с СКО не более 0,5 мм/км и имеющие сертификат для использования на территории РФ. Рейки применялись нескладные с инварной полосой.

По результатам инструментальных геодезических наблюдений (мониторинга) за окружающей застройкой установлено (рис. 7.3, 7.4), что осредненные суммарные осадки большинства ственных марок с учетом влияния нового строительства для жилого дома по адресу ул. Ходынская, д.4 – 0,68см, а для здания главного производственного корпуса ул. Ходынская, владение 2 – 0,83см.

Прирост осадок ственных марок находится в пределах точности инструментальных наблюдений.

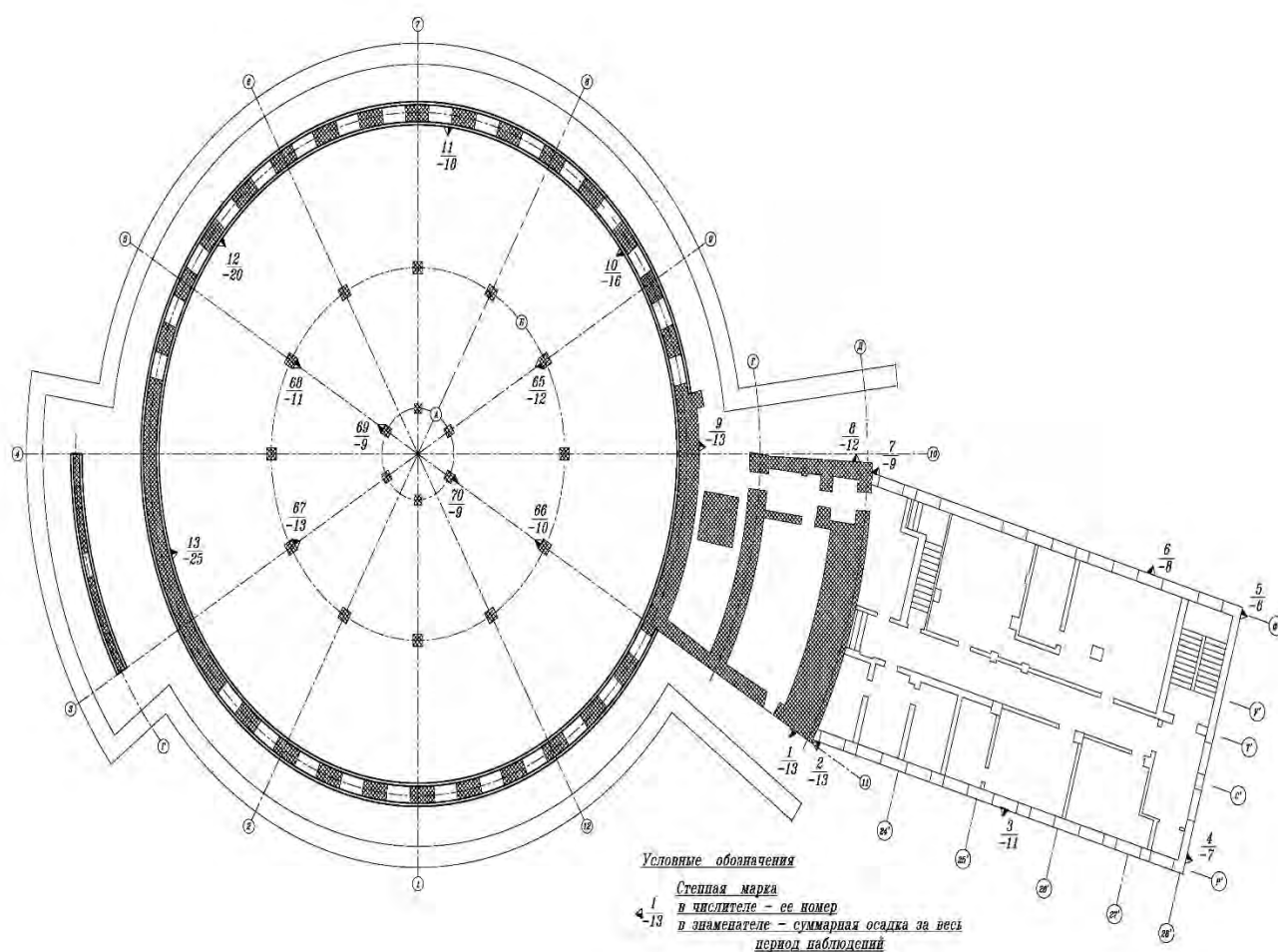


Рис. 7.2. Схема расположения ственных марок на территории хлебозавода

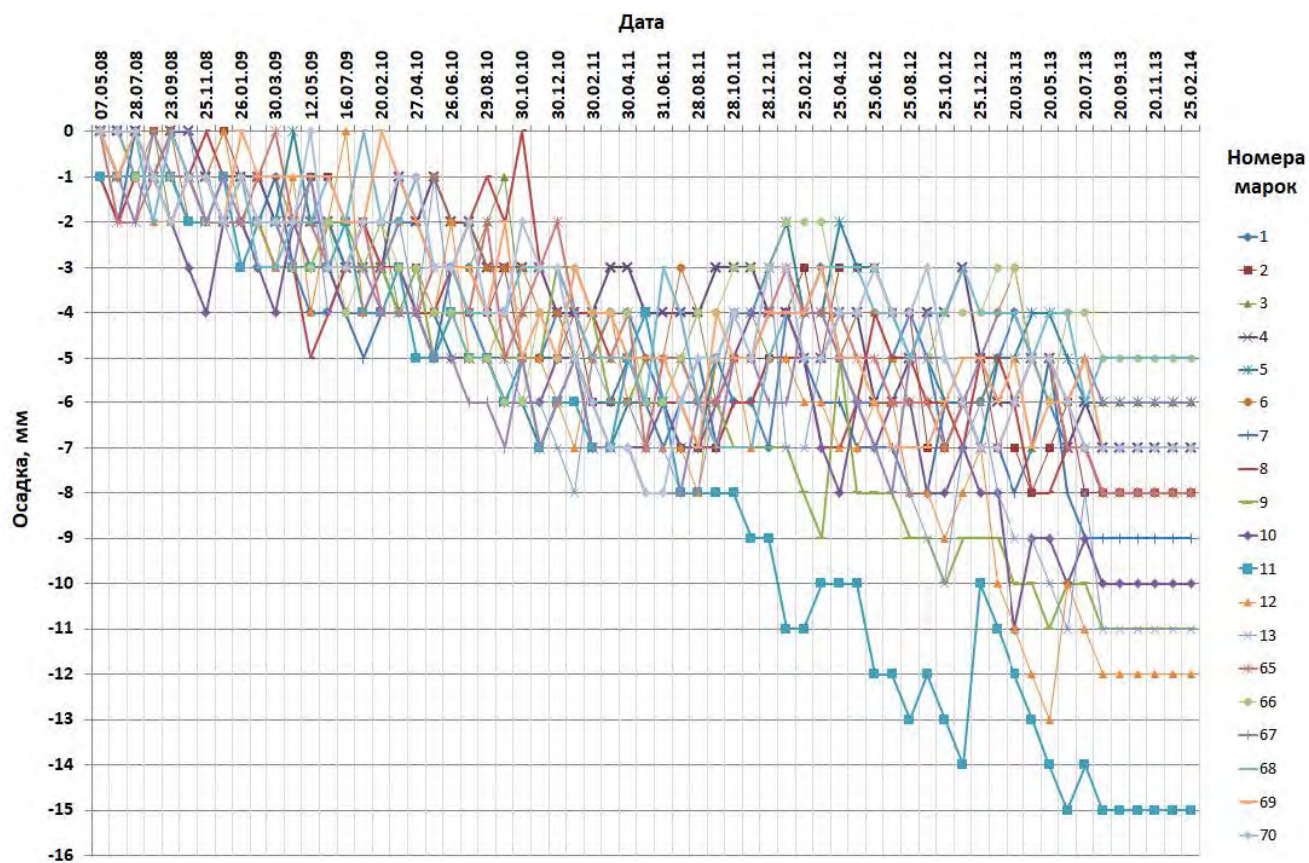


Рис. 7.3. График осадок деформационных марок, установленных на здании по адресу: ул. Ходынская, владение 2

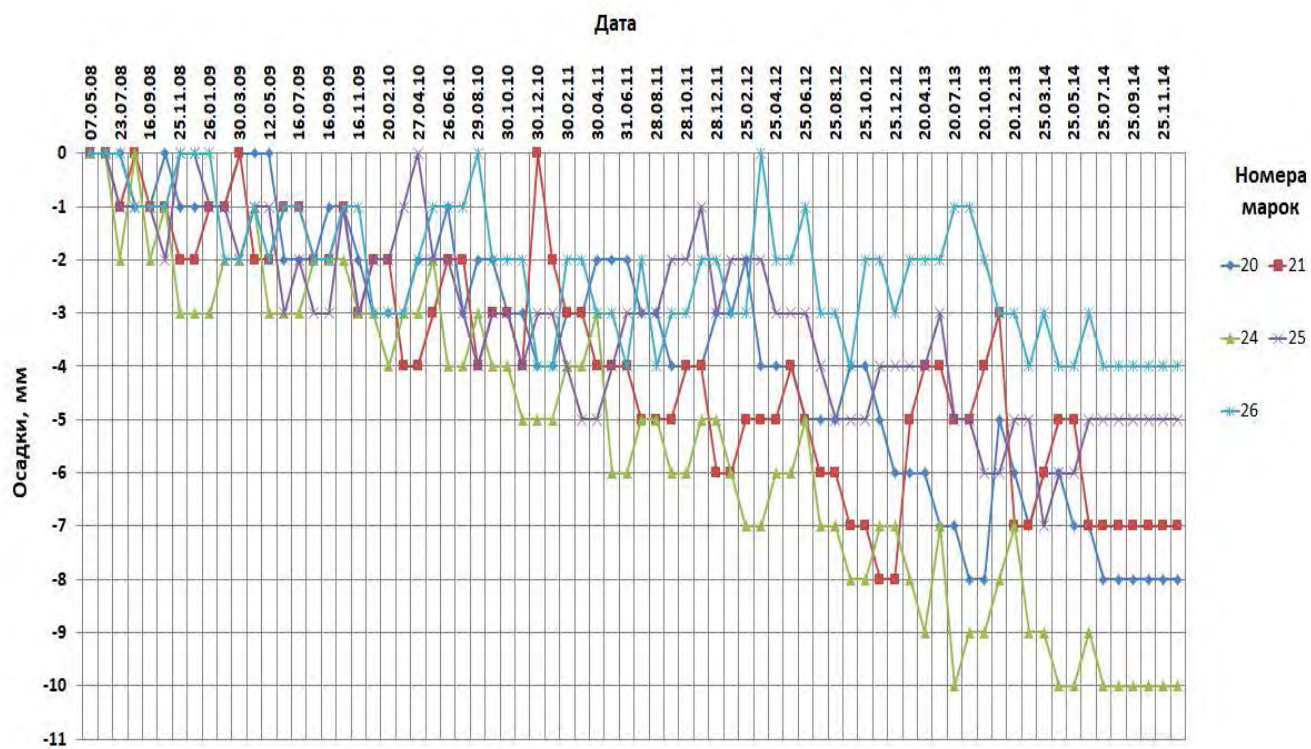


Рис. 7.4. График осадок деформационных марок, установленных на здании по адресу: ул. Ходынская дом 4

7.1.2. Многофункциональный деловой центр с подземной автостоянкой по адресу: г. Москва, ул. Большая Садовая, д. 5, стр.1,2; ул. 2-я Брестская, д.1, стр.1; ул. Гашека, вл.12 часть стр.1 (подъезды 1-4), стр. 5, 6, 7

Работы по геотехническому мониторингу выполняются посредством визуально-инструментального наблюдения за техническим состоянием окружающей застройки и наблюдением за осадками посредством геодезических измерений перемещений деформационных марок, установленных на ограждающие конструкции.

Ситуационный план окружающей застройки, попадающей в зону влияния нового строительства, представлен на рис. 7.5.

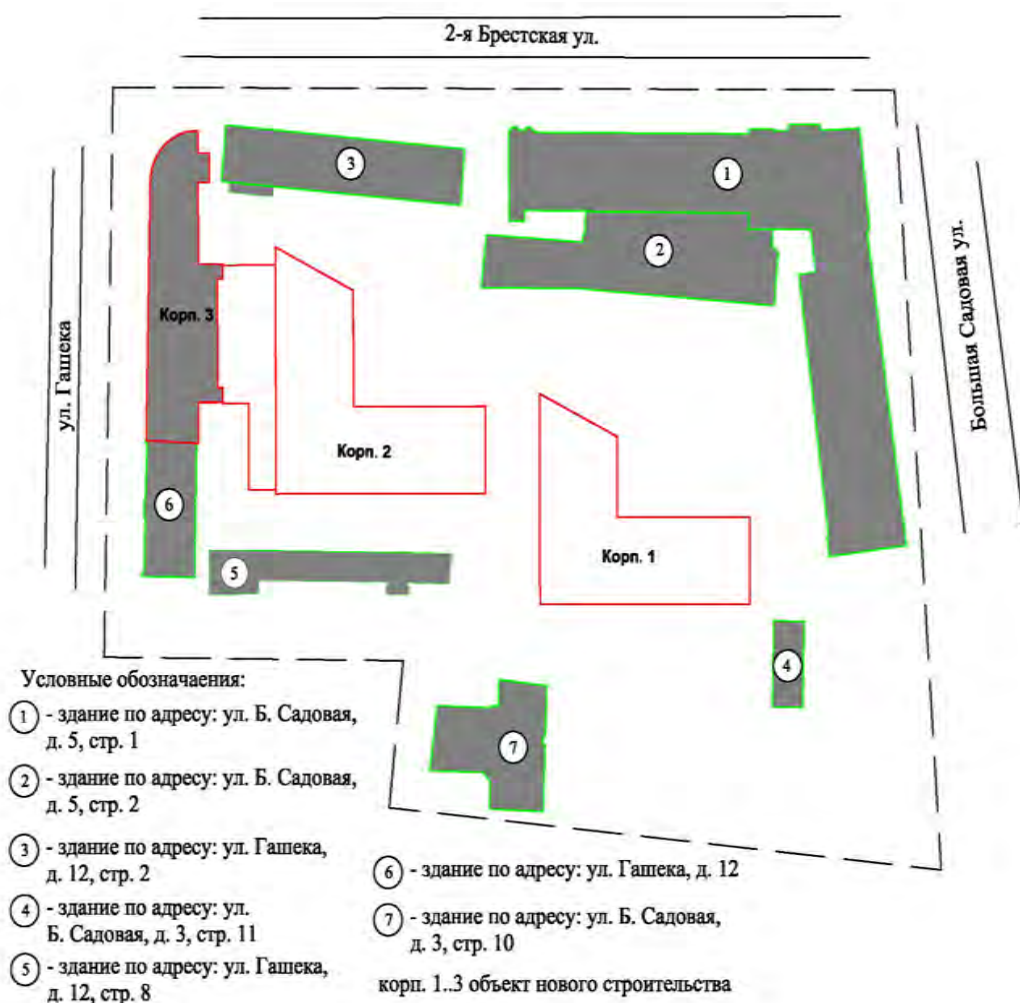


Рис. 7.5. Ситуационный план окружающей застройки, попадающей в зону влияния объекта нового строительства: «Реставрация с приспособлением к современным требованиям Гостиничного комплекса "Пекин" и комплексная застройка прилегающей территории»

При обследовании строительных конструкций производилось изучение трещин, выявление причин их возникновения и динамики развития. На каждой трещине устанавливался маяк, который при развитии трещины разрывается. Маяк устанавливался в местах наибольшего

развития трещин. Маяк устанавливался на основной материал стены, удалив предварительно с ее поверхности штукатурку.

Трещины и маяки в соответствии с графиком наблюдения периодически осматривались, и по результатам осмотра составлялся акт, в котором указывались: дата осмотра, чертеж с расположением трещин и маяков, сведения о состоянии трещин и маяков, сведения об отсутствии или появлении новых трещин и установка на них маяков.

Маяк представляет собой пластинку длиной 100-150 мм, шириной 40-50 мм, высотой 6-10 мм, из гипса или ц/п раствора, наложенную поперек трещины (см. рис. 7.6). Трещины выявлялись путем осмотра поверхностей конструкций, а также выборочного снятия с конструкций защитных или отделочных покрытий. Осмотр маяков производился через неделю после их установки, а затем один раз в месяц, при интенсивном трещинообразовании - ежедневный контроль. Ширину раскрытия трещин в процессе наблюдения измеряли при помощи щелемеров или трещиномеров.

При мониторинге окружающей застройки совмещались наблюдения за трещинами в стенах с наблюдением за осадками. В условиях реконструкции или нового строительства вблизи существующих строений перед началом работ производилось обследование стен строений с составлением схем и ведомостей трещин в стенах, постановка маяков на трещины и осадочных марок.

Фотофиксация гипсовых маяков, установленных на ограждающих конструкциях зданий, приведена на фото 7.1 – 7.4.

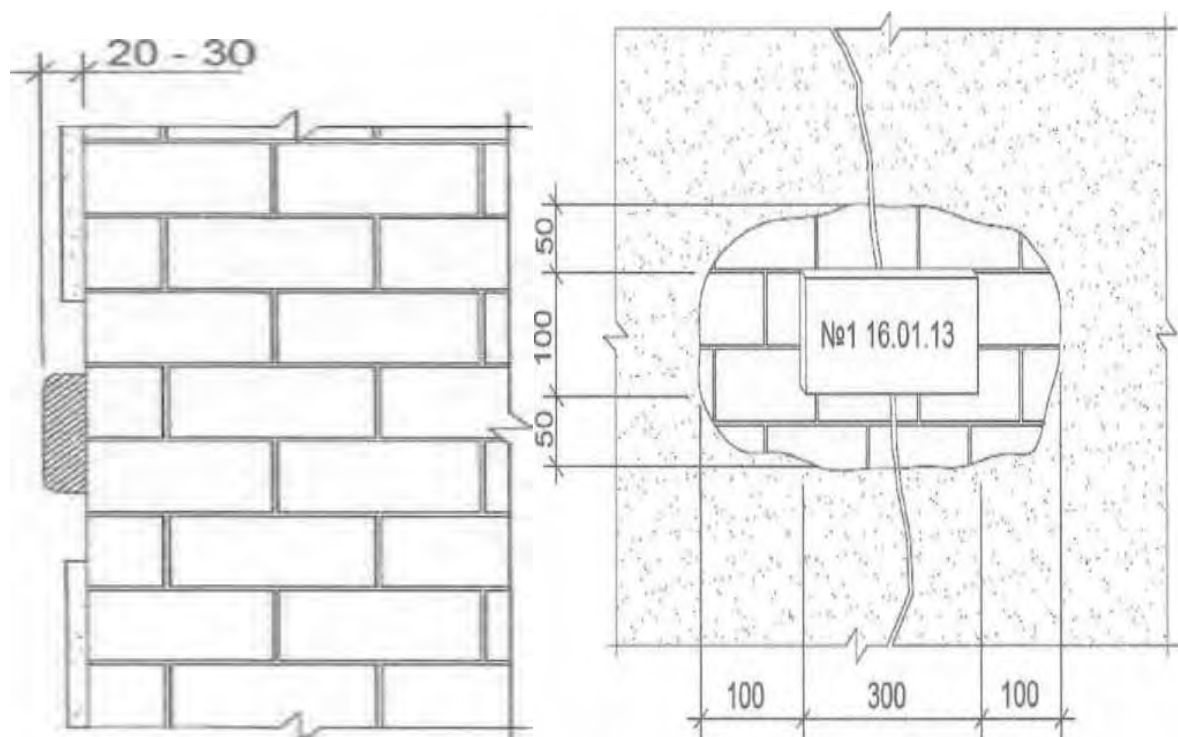
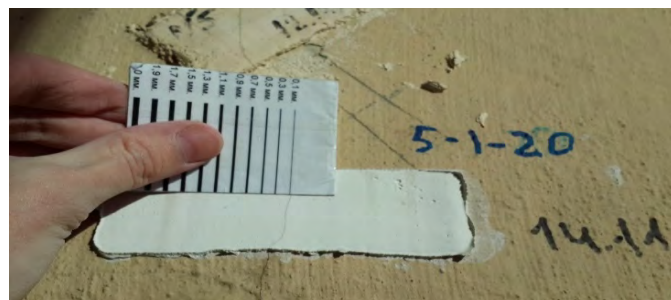


Рис. 7.6. Устройство гипсового маяка

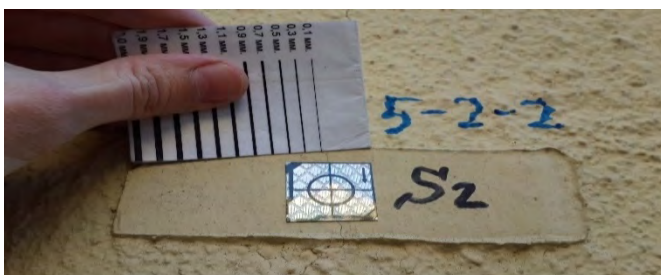


а)



б)

Фото. 7.1. Фотофиксация гипсовых маяков №№ 5-1-1 (а) и 5-1-20 (б), установленных на ограждающие конструкции здания по адресу: ул. Большая Садовая, д.5, стр.1



а)

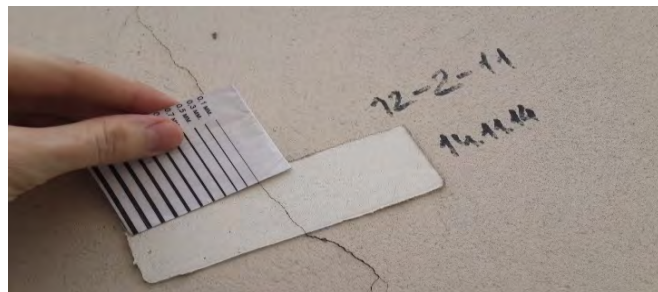


б)

Фото 7.2. Фотофиксация гипсовых маяков №№ 5-2-2 (а) и 5-2-11 (б), установленных на ограждающие конструкции здания по адресу: ул. Большая Садовая, д.5, стр.2

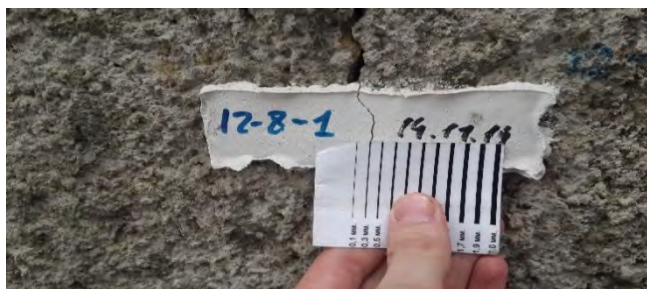


а)



б)

Рис. 7.3. Фотофиксация гипсовых маяков №№ 12-2-9 (а) и 12-2-11 (б), установленных на ограждающие конструкции здания по адресу: ул. Гашека, д.12, стр.2



а)



б)

Фото. 7.4. Фотофиксация гипсовых маяков №№ 12-8-1 (а) и 12-8-5 (б), установленных на ограждающие конструкции здания по адресу: ул. Гашека, д.12, стр.8

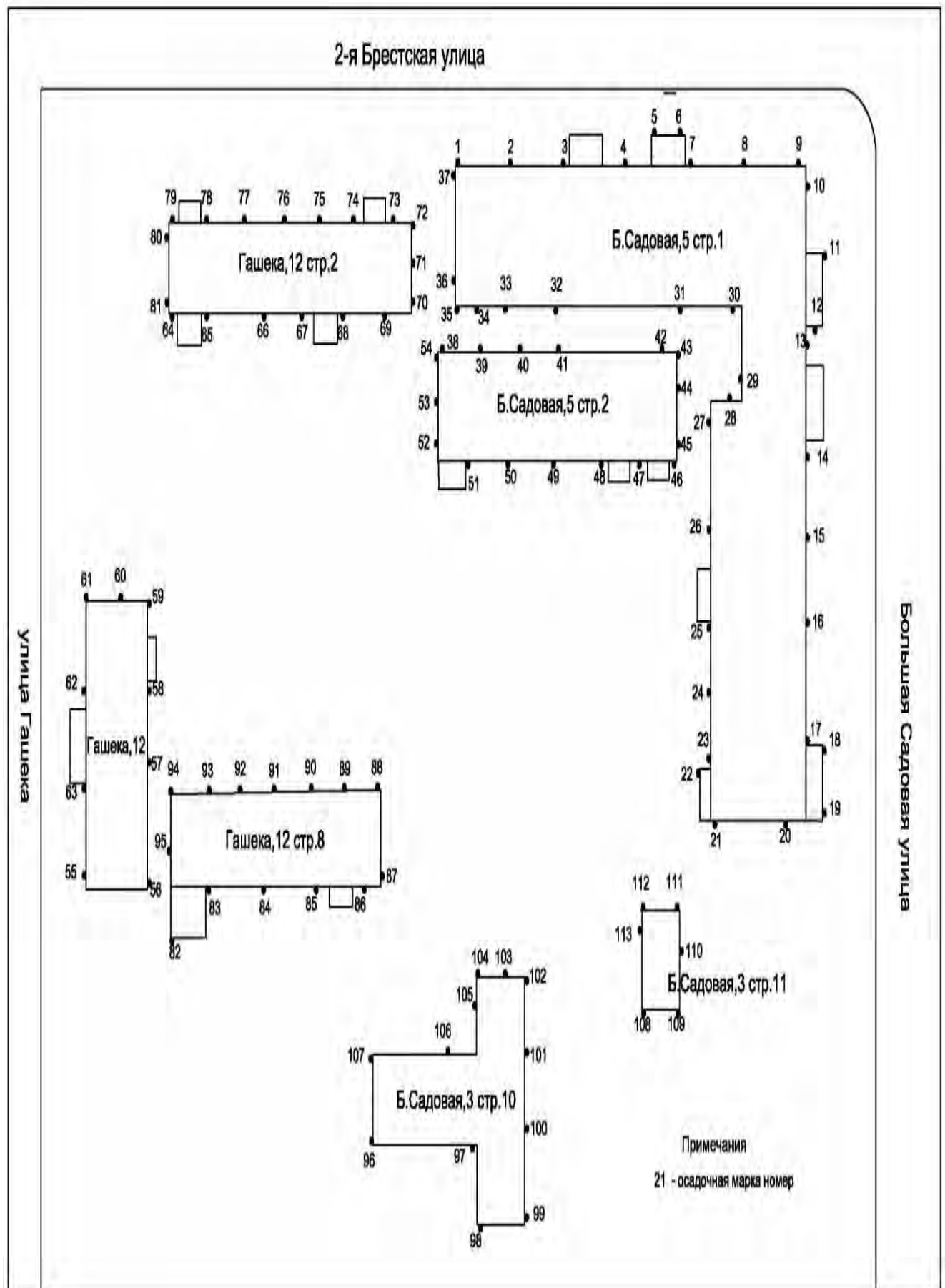


Рис. 7.7. Схема расположения осадочных марок на зданиях окружающей застройки

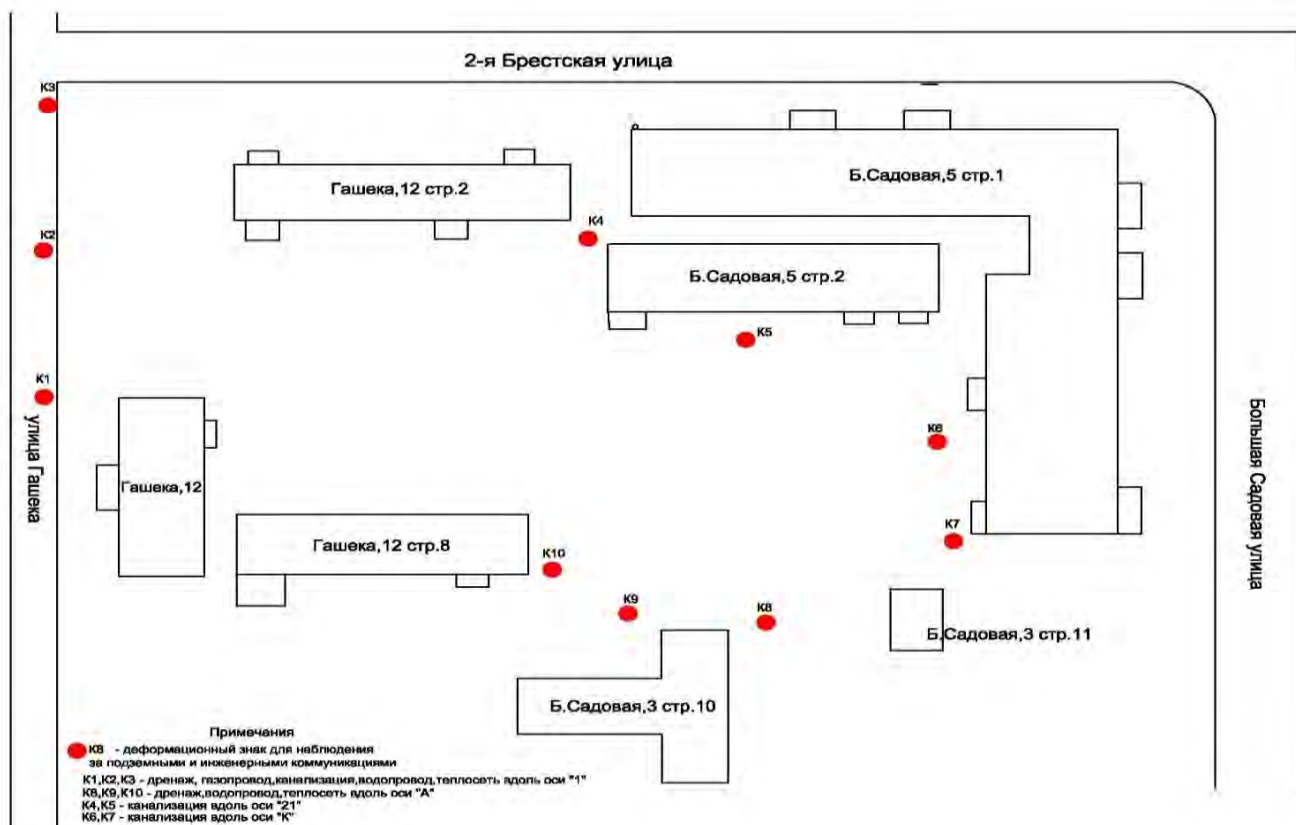


Рис. 7.8. Схема расположения деформационных знаков для наблюдения за подземными инженерными коммуникациями

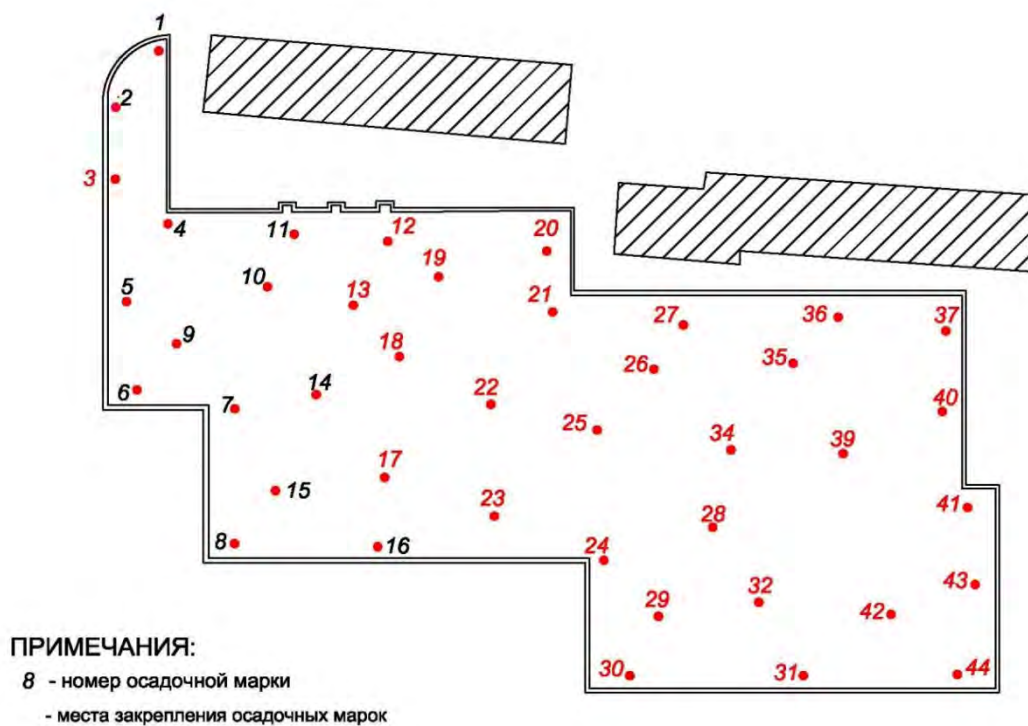


Рис. 7.9. Схема расположения марок по верху "стены в грунте"

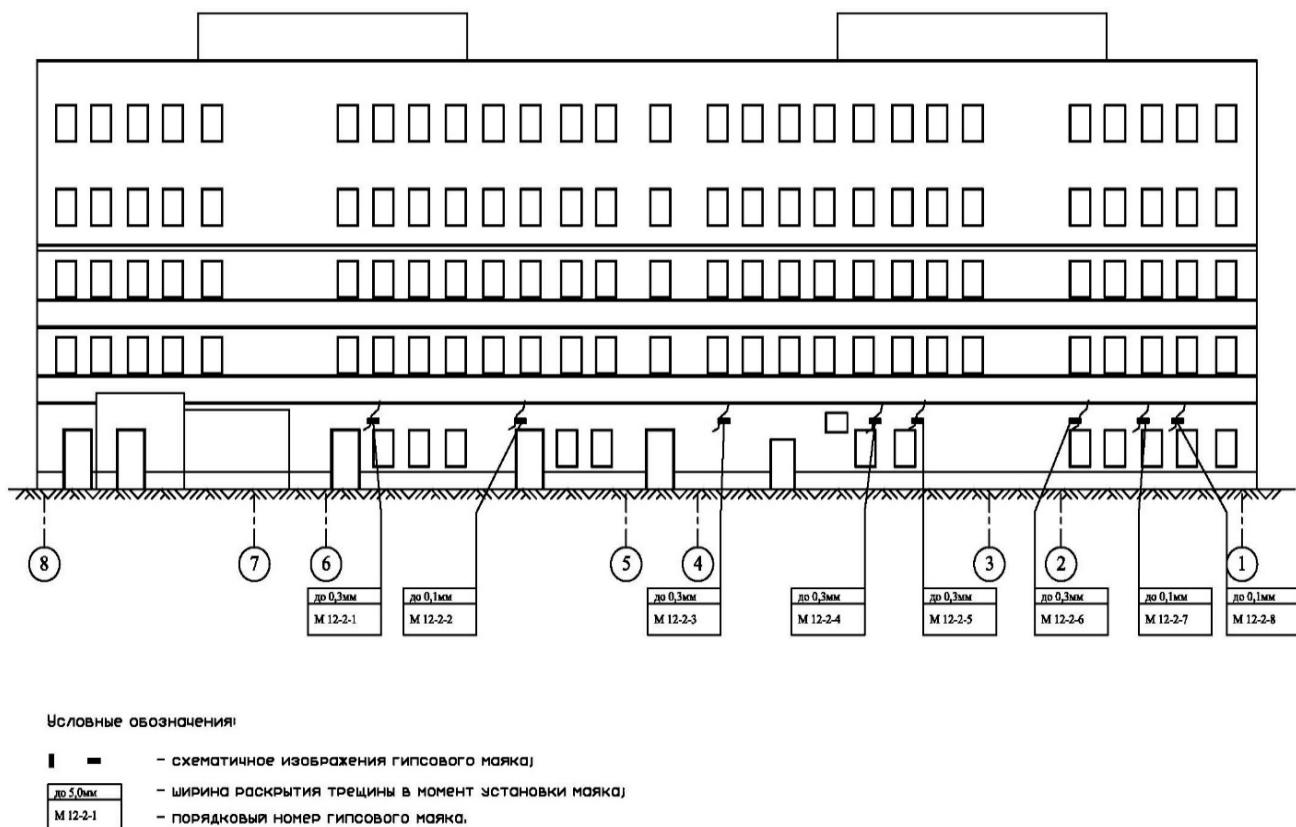


Рис. 7.10. Схема расположения установленных маяков на здании по адресу: г. Москва, ул. Гашека, д.12, стр.2

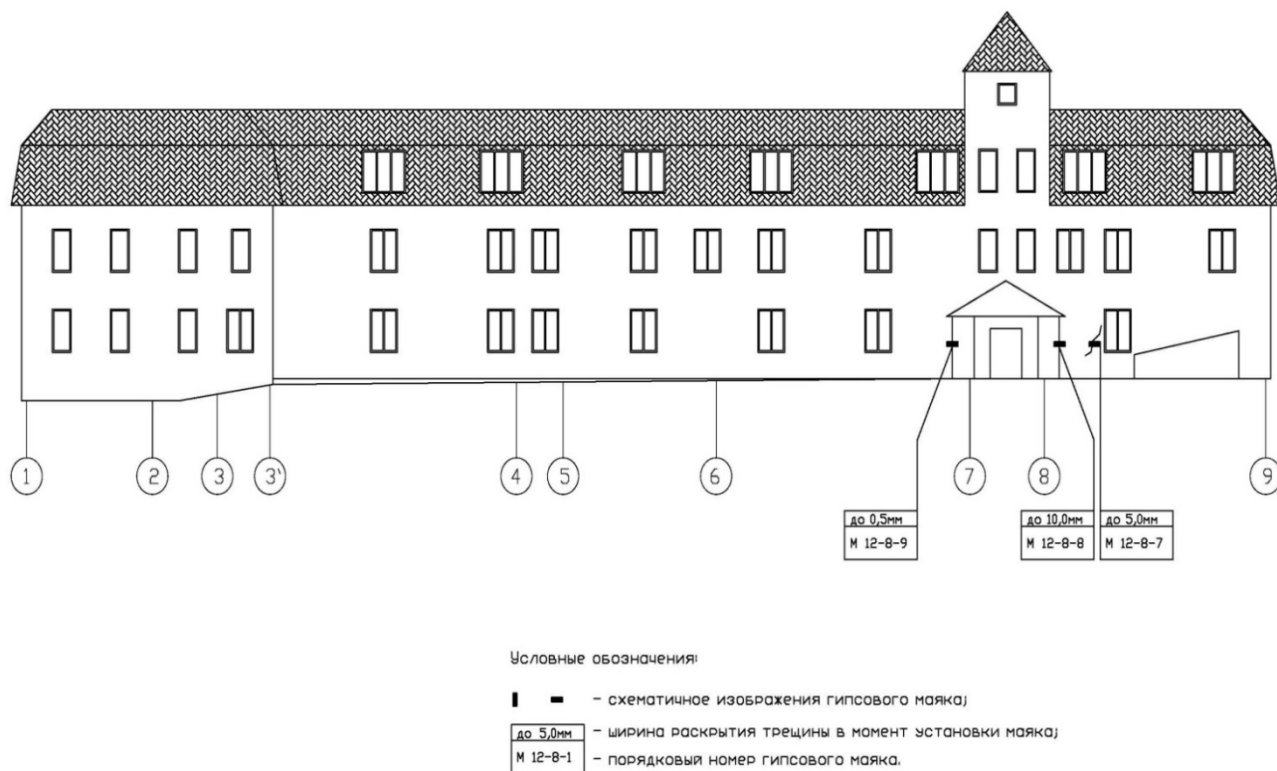


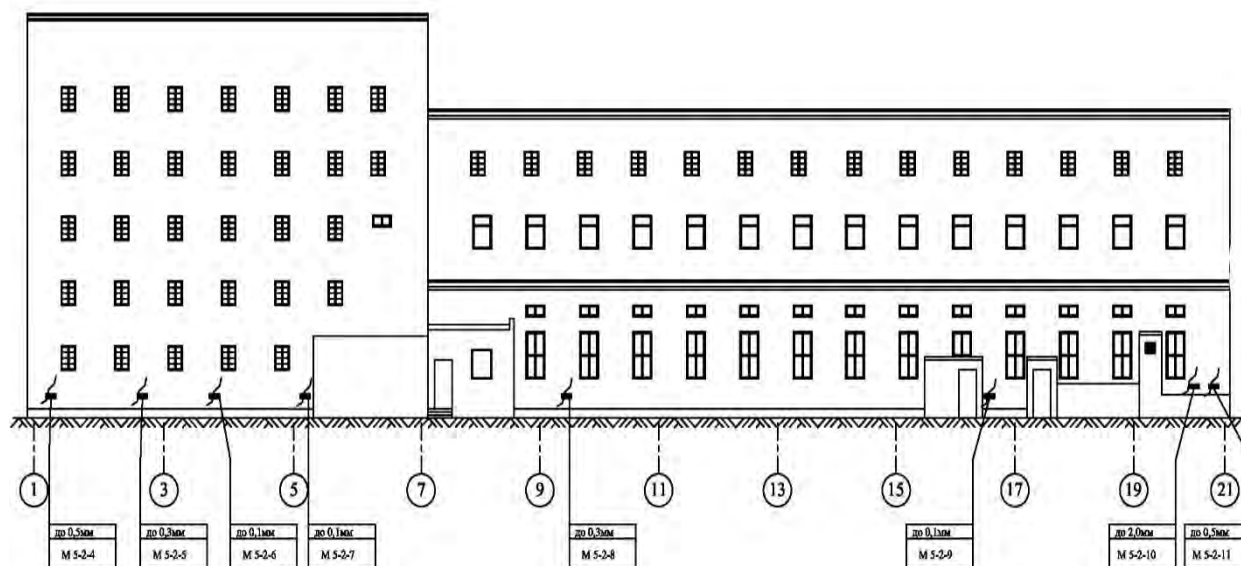
Рис. 7.11. Схема расположения установленных маяков на здании по адресу: г. Москва, ул. Гашека, д.12, стр.8



Условные обозначения:

- — схематическое изображения гипсового маяка;
- до 5.0мм — ширина раскрытия трещины в момент установки маяка;
- M 5-1-15 — порядковый номер гипсового маяка.

Рис. 7.12. Схема расположения установленных маяков на здании по адресу: г. Москва, ул. Б. Садовая, д.5, стр.1



Условные обозначения:

- — схематическое изображения гипсового маяка;
- до 5.0мм — ширина раскрытия трещины в момент установки маяка;
- M 5-2-3 — порядковый номер гипсового маяка.

Рис. 7.13. Схема расположения установленных маяков на здании по адресу: г. Москва, ул. Б. Садовая, д.5, стр.2

Результаты выполненного инструментального геотехнического мониторинга приведены на рис. 7.14 – 7.17.

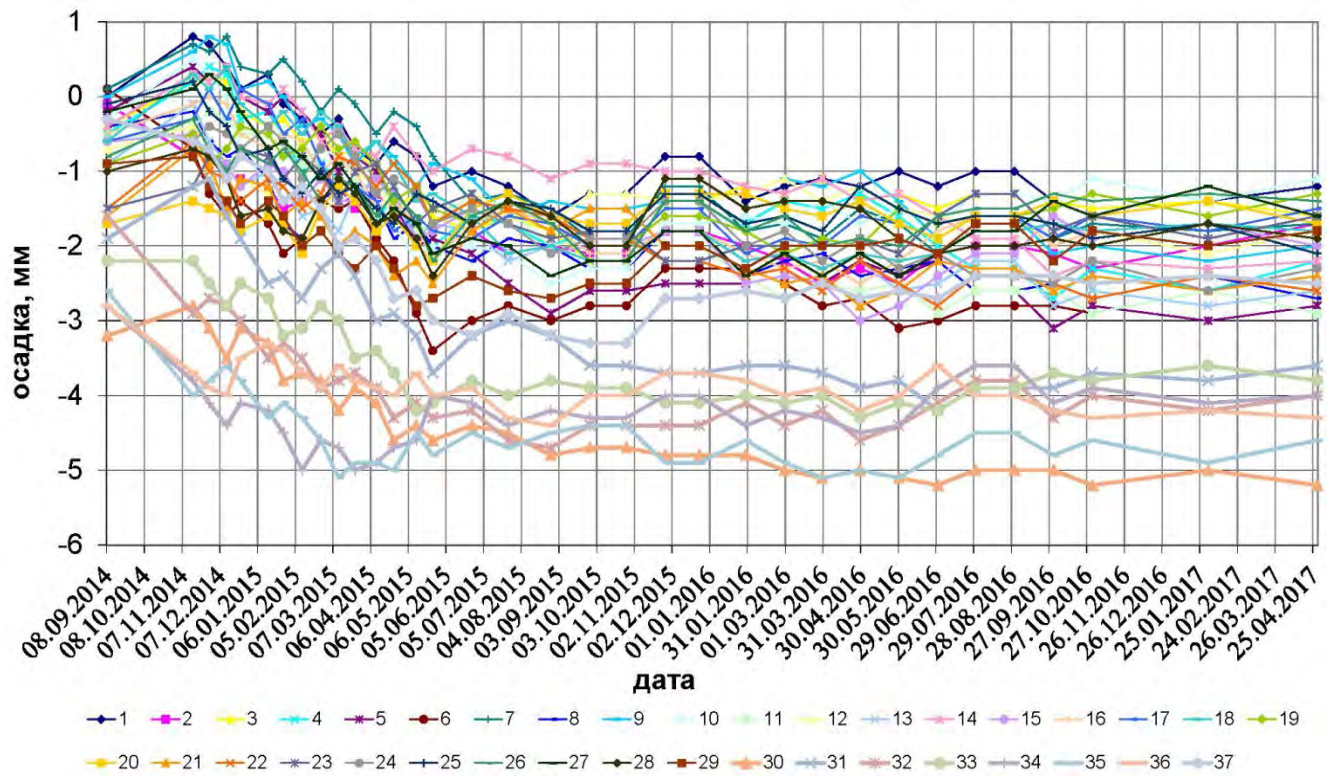


Рис. 7.14. График осадок деформационных марок, установленных на здании по адресу: ул. Большая Садовая д.5 стр.1

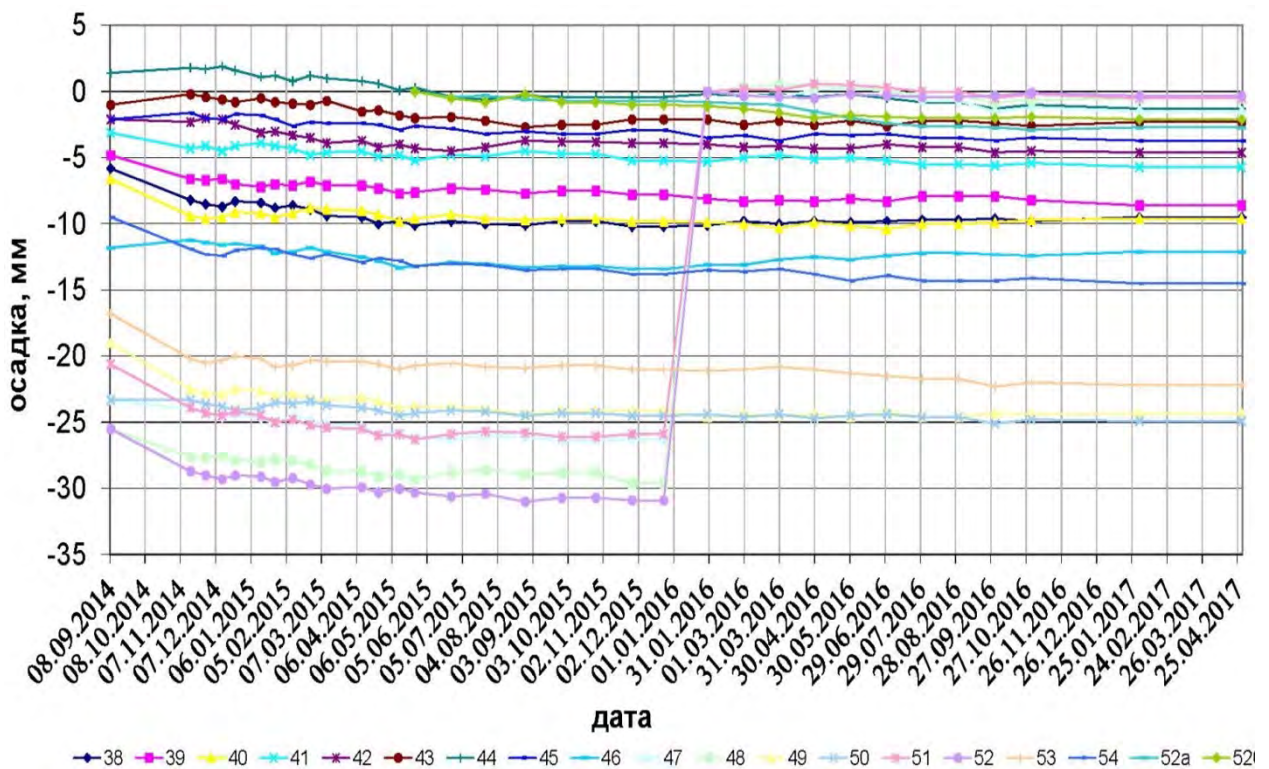


Рис. 7.15. График осадок деформационных марок, установленных на здании по адресу: ул. Большая Садовая д.5 стр.2

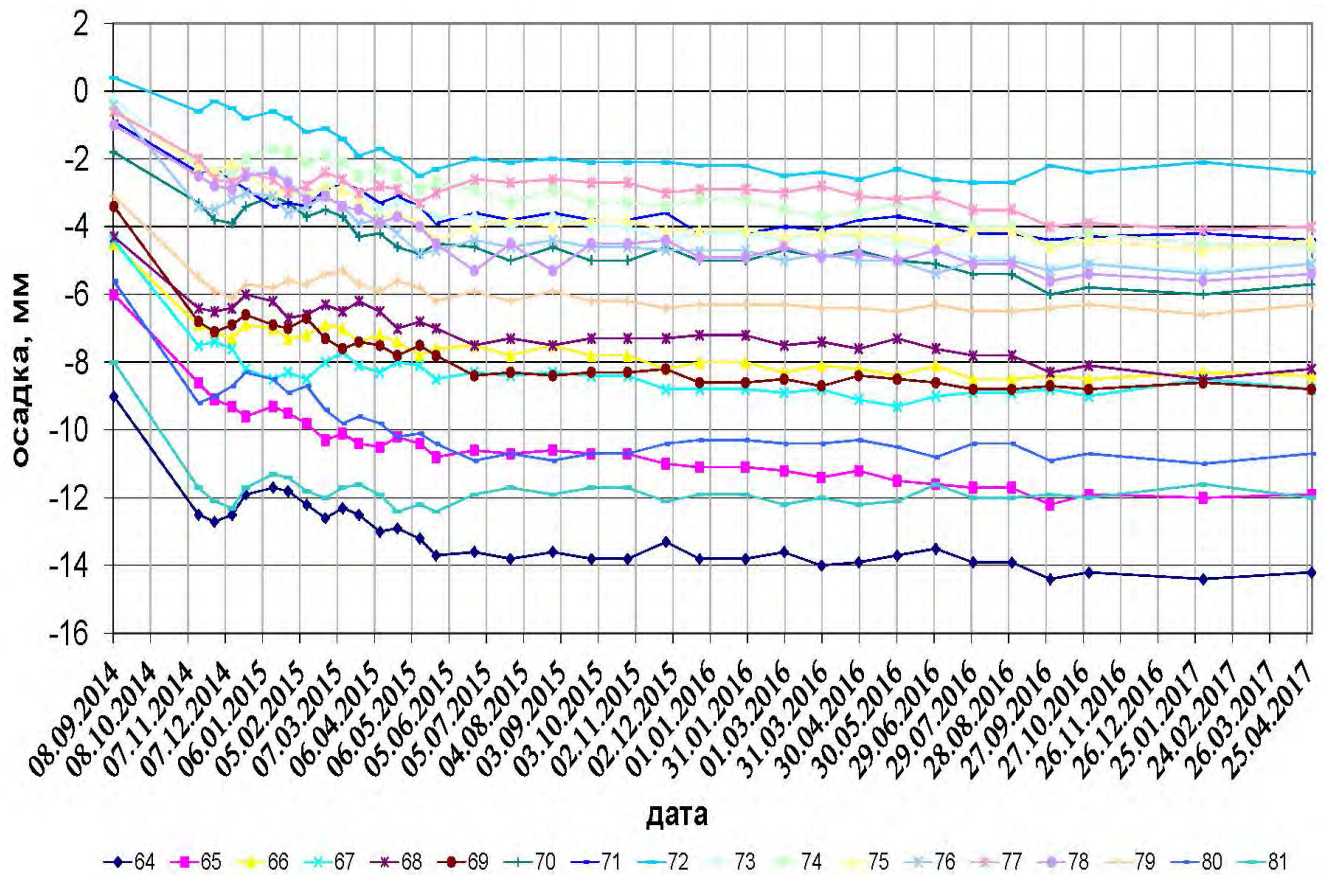


Рис. 7.16. График осадок деформационных марок, установленных на здании по адресу: ул. Гажека д.12, стр.2

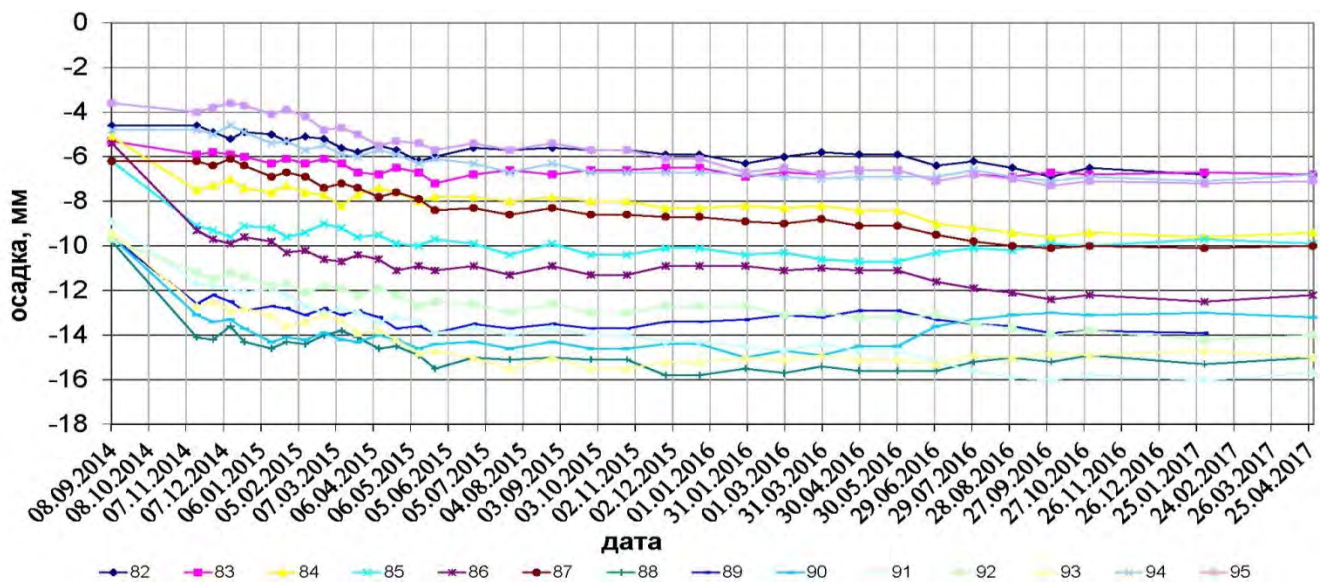


Рис. 7.17. График осадок деформационных марок, установленных на здании по адресу: ул. Гажека д.12, стр.8

Осредненные суммарные осадки большинства ственных марок зданий по результатам геодезических наблюдений за существующей застройкой представлены в таблице 7.1.

Таблица 7.1. Осредненные суммарные осадки зданий с учетом влияния нового строительства

Наименование объекта	Осредненная суммарная осадка, мм
Здание по адресу: ул. Гашека, д.12, стр.2	7,2
Здание по адресу: ул. Гашека, д.12, стр.8	11,1
Здание по адресу: Большая Садовая ул., д.5, стр.1	2,1
Здание по адресу: Большая Садовая ул., д.5, стр.2	7,9

Для здания по адресу: ул. Гашека, д.12, стр.2 максимальная осадка деформационных марок составляет - 14,2мм (марка №64), максимальная величина раскрытия трещин на контролируемых гипсовых маяках не превышает 0,3мм. По результатам анализа установлено что с «нулевого» цикла измерений до настоящего времени максимальный прирост осадок составил 5,9мм (марка №65).

Для здания по адресу: Большая Садовая д.5, стр.2: максимальная осадка деформационных марок составляет - 24,9мм (марка №50), максимальная величина раскрытия трещин на контролируемых гипсовых маяках не превышает 0,1мм. По результатам анализа установлено что с «нулевого» цикла измерений до настоящего времени максимальный прирост осадок составил 5,4мм (марка №53).

Для здания по адресу: Большая Садовая д.5, стр.1 максимальная осадка деформационных марок составляет - 5,2мм (марка №30), максимальная величина раскрытия трещин составляет 0,5мм (ГМ 5-1-11). Согласно геодезическим наблюдениям, на марках, установленных в области данного гипсового маяка зафиксированы максимальные значения осадок и по результатам анализа установлено, что с «нулевого» цикла измерений до настоящего времени максимальный прирост осадок составил 3,0мм (марка №6).

Для здания по адресу: ул. Гашека д. 12, стр.8 максимальная осадка деформационных марок составляет -15,7мм (марка № 91), максимальная величина раскрытия трещин на контролируемых гипсовых маяках не превышает 0,3мм. По результатам анализа установлено что с «нулевого» цикла измерений до настоящего времени максимальный прирост осадок составил 6,8мм (марки №86 и №91).

Исходя из вышесказанного, можно сделать вывод, что раскрытие трещин вызвано неравномерностью осадок зданий. Наличие трещин шириной раскрытия 0,5мм и менее, свидетельствует об изменении температурно-влажностного режима и не носит негативный характер. Все полученные значения соответствуют требованиям нормативно - технических и проектных документов.

За весь период инженерно-геодезических изысканий по контролируемым деформационным маркам в общем объеме не зафиксировано превышение предельно допустимого значения осадки фундаментов наблюдаемых зданий. Исключение составляют подземные инженерные коммуникации, расположенные в зоне влияния объекта нового строительства.

7.2. Корреляционный анализ данных геотехнического мониторинга

В научных исследованиях часто возникает необходимость в нахождении связи между результативными и факторными переменными. Если эти зависимости стохастичны, то данная область относится к задачам статистического исследования, включающая регрессионный, ковариационный, дисперсионный, корреляционный анализы [53]. Данные методы представляют собой исследование факторов, связь которых с результативным показателем является неполной, корреляционной [65].

Корреляционный анализ — это метод, применяющийся с целью проверки гипотезы о статистической значимости двух и более переменных, если исследователь их может измерять, но не изменять. Это один из наиболее широко распространенных и гибких приемов обработки статистических данных. Задачи корреляционного анализа сводятся к выделению важнейших факторов, которые влияют на результативный признак, измерению тесноты связи между факторами, выявлению неизвестных причин связей и оценке факторов, оказывающих максимальное влияние на результат.

Метод позволяет количественно оценить величину осадки стенных марок в результате влияния нового строительства, представляя тем самым более надежные результаты прогноза. Количественная оценка тесноты взаимосвязи двух случайных величин осуществляется с помощью коэффициента корреляции. Значение коэффициента корреляции может изменяться в диапазоне от -1 до +1. Абсолютное значение коэффициента показывает силу взаимосвязи. Чем меньше его абсолютное значение, тем слабее связь. Если он равен нулю, то связь вообще отсутствует. Чем больше значение модуля коэффициента корреляции, тем сильнее связь и тем меньше разброс в значениях при каждом фиксированном значении.

Знак коэффициента корреляции определяет направленность взаимосвязи: минус — отрицательная, плюс — положительная» [46].

Условно можем применять следующую классификацию взаимосвязей по величине коэффициента корреляции (см. табл. 7.2). Данная классификация не является строгой.

Таблица 7.2. Интерпретация значений коэффициент корреляции

1	$r=1$	Функциональная зависимость
2	$0,7 \leq r \leq 0,99$	Сильная
3	$0,5 \leq r \leq 0,69$	Средняя
4	$0,2 \leq r \leq 0,49$	Слабая
5	$0,09 \leq r \leq 0,19$	Очень слабая
6	$r=0$	Корреляции нет (линейной)

Исходными данными для множественного корреляционного анализа по данным многолетних наблюдений мониторинговых данных за величинами осадок послужили (рис. 3.1.3, 3.1.4, 3.1.19 – 3.1.21):

1. Инструментальный геодезический мониторинг за окружающей застройкой на объекте хлебозавод по адресу: г. Москва, ул. Ходынская, вл.2, вл.4, вл.6, вл.10а (стр. 3, 4, 5), ул. Пресненский Вал, вл.15, вл.21 (стр. 1, 3, 10, 11, 12, 13, 14, 15, 18), теплотрасса, ТП № 12838, газорегуляторный пункт блочный, выполненный ОАО «Фундаментпроект».

2. «Геотехнический мониторинг объекта нового строительства: «Реставрация с приспособлением к современным требованиям Гостиничного комплекса "Пекин" и комплексная застройка прилегающей территории» по адресу: г. Москва, Большая Садовая ул., вл.5, стр. 1,2; ул. 2-я Брестская, вл.1, стр. 1; ул. Гашека, вл.12, часть стр. 1 (подъезды 1-4) стр. 5,6,7», выполненный ООО НПЦ «ГЕОМ».

С помощью программных средств (MS Excel) произвели многофакторный корреляционный анализ для рассматриваемых выше зданий и сооружений, результаты которого представлены в виде матрицы коэффициентов корреляции (таблицы №№ 7.3 ÷ 7.8).

Сначала формируется матрица исходных данных, в первой колонке которой записывается порядковый номер наблюдения, во второй – результативный показатель, а в следующих – факторные показатели. Эти сведения вводятся в ПЭВМ, и рассчитываются матрицы парных и частных коэффициентов корреляции, уравнение множественной регрессии, а также показатели, с помощью которых оцениваются надежность коэффициентов корреляции и уравнения связи: критерий Стьюдента, средняя ошибка аппроксимации, множественные коэффициенты корреляции и детерминации. Изучая матрицы парных и частных коэффициентов корреляции, делается вывод о тесноте связи между изучаемыми явлениями».

Так как расчетное значение t-критерия Стьюдента выше табличного ($t_{\text{расч.}} > t_{\text{табл.}}$), то можно сделать заключение о том, что величина коэффициента корреляции является значимой, связь существенная и нулевая гипотеза отклоняется. Поскольку фактическое значение коэффициента корреляции во всех случаях выше t-табличного, связь между результативным и факторными показателями является надежной, а величина коэффициентов корреляции – значимой. Величина коэффициента корреляции считается достоверной, так как не менее чем в 3 раза превышает свою среднюю ошибку. Таким образом, коэффициент корреляции достоверен, что не вызывает необходимости увеличения числа наблюдений.

Наличие высокосвязимой (сильной), значимой (средней) и слабой прямой корреляции между перемещениями марок говорит о едином характере перемещения и, следовательно, об одинаковой «работе» элементов конструкции на которых установлены марки.

Наличие высокосвязимой (сильной) - $R = 0,99 \div 0,70$, значимой (средней) - $R = 0,50 \div 0,69$ и слабой - $R = 0,20 \div 0,49$ обратной корреляции между перемещениями марок свидетельствует о противоположном характере перемещения марок, а значит о перекосе конструкции, что является признаком напряженного состояния конструкции и предвестником развития деформаций.

Коэффициент корреляции близкий к $0,00 \div 0,19$ (связи нет) говорит об отсутствии статистической взаимосвязи между коррелируемыми величинами, а значит о независимой друг от друга работе элементов конструкций, на которых расположены марки». Результаты корреляционного анализа представлены в виде матрицы значений (таблицы №№ 7.3 ÷ 7.8) и карты взаимосвязи осадок различных марок с выделением зон риска (рис. 7.18, 7.19).

Таблица № 7.3. Матрица коэффициента корреляция для здания по адресу: ул. Гашека, д.12, стр.2.

Номера марок	64	65	66	67	68	69	70	71	72	73	74	75	76	77	78	79	80	81	Номера марок
64	1,00	0,93	0,93	0,82	0,93	0,96	0,94	0,89	0,86	0,93	0,91	0,91	0,95	0,79	0,93	0,91	0,95	0,73	64
65	0,93	1,00	0,95	0,89	0,92	0,95	0,93	0,93	0,90	0,97	0,91	0,95	0,94	0,88	0,92	0,88	0,90	0,67	65
66	0,93	0,95	1,00	0,91	0,92	0,95	0,91	0,91	0,86	0,95	0,91	0,91	0,96	0,88	0,87	0,95	0,88	0,74	66
67	0,82	0,89	0,91	1,00	0,79	0,89	0,73	0,89	0,77	0,83	0,72	0,86	0,87	0,78	0,75	0,92	0,80	0,79	67
68	0,93	0,92	0,92	0,79	1,00	0,92	0,94	0,90	0,81	0,96	0,95	0,91	0,94	0,86	0,93	0,85	0,90	0,61	68
69	0,96	0,95	0,95	0,89	0,92	1,00	0,90	0,91	0,87	0,93	0,87	0,92	0,95	0,79	0,92	0,91	0,96	0,74	69
70	0,94	0,93	0,91	0,73	0,94	0,90	1,00	0,88	0,87	0,96	0,96	0,90	0,93	0,86	0,94	0,82	0,89	0,56	70
71	0,89	0,93	0,91	0,89	0,90	0,91	0,88	1,00	0,86	0,93	0,86	0,94	0,91	0,82	0,89	0,86	0,84	0,59	71
72	0,86	0,90	0,86	0,77	0,81	0,87	0,87	0,86	1,00	0,89	0,82	0,93	0,91	0,71	0,90	0,73	0,87	0,55	72
73	0,93	0,97	0,95	0,83	0,96	0,93	0,96	0,93	0,89	1,00	0,96	0,94	0,95	0,87	0,95	0,87	0,89	0,58	73
74	0,91	0,91	0,91	0,72	0,95	0,87	0,96	0,86	0,82	0,96	1,00	0,86	0,91	0,84	0,91	0,82	0,83	0,50	74
75	0,91	0,95	0,91	0,86	0,91	0,92	0,90	0,94	0,93	0,94	0,86	1,00	0,96	0,81	0,94	0,84	0,92	0,62	75
76	0,95	0,94	0,96	0,87	0,94	0,95	0,93	0,91	0,91	0,95	0,91	0,96	1,00	0,84	0,92	0,90	0,94	0,70	76
77	0,79	0,88	0,88	0,78	0,86	0,79	0,86	0,82	0,71	0,87	0,84	0,81	0,84	1,00	0,76	0,81	0,74	0,64	77
78	0,93	0,92	0,87	0,75	0,93	0,92	0,94	0,89	0,90	0,95	0,91	0,94	0,92	0,76	1,00	0,79	0,92	0,53	78
79	0,91	0,88	0,95	0,92	0,85	0,91	0,82	0,86	0,73	0,87	0,82	0,84	0,90	0,81	0,79	1,00	0,83	0,81	79
80	0,95	0,90	0,88	0,80	0,90	0,96	0,89	0,84	0,87	0,89	0,83	0,92	0,94	0,74	0,92	0,83	1,0	0,71	80
81	0,73	0,67	0,74	0,79	0,61	0,74	0,56	0,59	0,55	0,58	0,50	0,62	0,70	0,64	0,53	0,81	0,71	1,00	81

Таблица № 7.4. Матрица коэффициента корреляция для здания по адресу: ул. Гашека, д.12, стр.8.

Номера марок	82	83	84	85	86	87	88	89	90	91	92	93	94	95	Номера марок
82	1,00	0,80	0,87	0,60	0,82	0,92	0,62	0,68	0,18	0,92	0,90	0,74	0,87	0,92	82
83	0,80	1,00	0,71	0,74	0,80	0,79	0,77	0,80	0,52	0,83	0,80	0,86	0,80	0,80	83
84	0,87	0,71	1,00	0,68	0,92	0,87	0,74	0,77	0,26	0,95	0,94	0,75	0,79	0,85	84
85	0,60	0,74	0,68	1,00	0,83	0,62	0,93	0,80	0,78	0,77	0,76	0,93	0,72	0,65	85
86	0,82	0,80	0,92	0,83	1,00	0,80	0,84	0,93	0,51	0,93	0,92	0,88	0,76	0,77	86
87	0,92	0,79	0,87	0,62	0,80	1,00	0,65	0,64	0,15	0,95	0,94	0,78	0,94	0,98	87
88	0,62	0,77	0,74	0,93	0,84	0,65	1,00	0,85	0,76	0,79	0,77	0,91	0,71	0,67	88
89	0,68	0,80	0,77	0,80	0,93	0,64	0,85	1,00	0,64	0,79	0,80	0,87	0,65	0,61	89
90	0,18	0,52	0,26	0,78	0,51	0,15	0,76	0,64	1,00	0,34	0,34	0,68	0,36	0,20	90
91	0,92	0,83	0,95	0,77	0,93	0,95	0,79	0,79	0,34	1,00	0,97	0,86	0,90	0,94	91
92	0,90	0,80	0,94	0,76	0,92	0,94	0,77	0,80	0,34	0,97	1,00	0,86	0,91	0,91	92
93	0,74	0,86	0,75	0,93	0,88	0,78	0,91	0,87	0,68	0,86	0,86	1,00	0,85	0,77	93
94	0,87	0,80	0,79	0,72	0,76	0,94	0,71	0,65	0,36	0,90	0,91	0,85	1,00	0,94	94
95	0,92	0,80	0,85	0,65	0,77	0,98	0,67	0,61	0,20	0,94	0,91	0,77	0,94	1,00	95

Таблица № 7.5. Матрица коэффициента корреляция для здания по адресу: ул. Большая Садовая, д.5, стр.2.

Номера марок	38	39	40	41	42	43	44	45	46	47	48	49	50	51	52	53	54	52a	526	Номера марок
38	1,00	0,82	0,81	0,77	0,78	0,69	0,67	0,65	0,72	-0,28	-0,28	0,93	0,68	-0,25	-0,26	0,75	0,82	-0,74	-0,67	38
39	0,82	1,00	0,84	0,85	0,80	0,73	0,80	0,79	0,45	-0,66	-0,66	0,92	0,86	-0,64	-0,65	0,89	0,92	0,66	0,76	39
40	0,81	0,84	1,00	0,70	0,52	0,53	0,53	0,56	0,37	-0,48	-0,48	0,90	0,63	-0,46	-0,46	0,84	0,81	0,34	0,50	40
41	0,77	0,85	0,70	1,00	0,82	0,71	0,82	0,80	0,38	-0,63	-0,63	0,85	0,82	-0,61	-0,63	0,86	0,93	0,74	0,68	41
42	0,78	0,80	0,52	0,82	1,00	0,79	0,88	0,83	0,61	-0,51	-0,52	0,77	0,79	-0,50	-0,52	0,69	0,79	0,56	0,51	42
43	0,69	0,73	0,53	0,71	0,79	1,00	0,91	0,88	0,69	-0,56	-0,57	0,72	0,85	-0,56	-0,56	0,55	0,78	0,30	0,22	43
44	0,67	0,80	0,53	0,82	0,88	0,91	1,00	0,94	0,56	-0,61	-0,63	0,74	0,89	-0,61	-0,62	0,70	0,84	0,79	0,68	44
45	0,65	0,79	0,56	0,80	0,83	0,88	0,94	1,00	0,53	-0,72	-0,74	0,75	0,85	-0,72	-0,73	0,68	0,83	0,73	0,79	45
46	0,72	0,45	0,37	0,38	0,61	0,69	0,56	0,53	1,00	0,03	0,02	0,53	0,50	0,03	0,03	0,24	0,43	-0,90	-0,86	46
47	-0,28	-0,66	-0,48	-0,63	-0,51	-0,56	-0,61	-0,72	0,03	1,00	1,00	-0,51	-0,65	1,00	1,00	-0,56	-0,63	-0,76	-0,86	47
48	-0,28	-0,66	-0,48	-0,63	-0,52	-0,57	-0,63	-0,74	0,02	1,00	1,00	-0,52	-0,66	1,00	1,00	-0,56	-0,64	-0,77	-0,87	48
49	0,93	0,92	0,90	0,85	0,77	0,72	0,74	0,75	0,53	-0,51	-0,52	1,00	0,77	-0,49	-0,50	0,89	0,93	0,56	0,64	49
50	0,68	0,86	0,63	0,82	0,79	0,85	0,89	0,85	0,50	-0,65	-0,66	0,77	1,00	-0,65	-0,66	0,75	0,86	0,78	0,72	50
51	-0,25	-0,64	-0,46	-0,61	-0,50	-0,56	-0,61	-0,72	0,03	1,00	1,00	-0,49	-0,65	1,00	1,00	-0,54	-0,62	-0,77	-0,87	51
52	-0,26	-0,65	-0,46	-0,63	-0,52	-0,56	-0,62	-0,73	0,03	1,00	1,00	-0,50	-0,66	1,00	1,00	-0,55	-0,63	-0,78	-0,87	52
53	0,75	0,89	0,84	0,86	0,69	0,55	0,70	0,68	0,24	-0,56	-0,56	0,89	0,75	-0,54	-0,55	1,00	0,91	0,93	0,79	53
54	0,82	0,92	0,81	0,93	0,79	0,78	0,84	0,83	0,43	-0,63	-0,64	0,93	0,86	-0,62	-0,63	0,91	1,00	0,91	0,84	54
52a	-0,74	0,66	0,34	0,74	0,56	0,30	0,79	0,73	-0,90	-0,76	-0,77	0,56	0,78	-0,77	-0,77	0,93	0,91	1,00	0,90	52a
526	-0,67	0,76	0,50	0,68	0,51	0,22	0,68	0,79	-0,86	-0,86	-0,87	0,64	0,72	-0,87	-0,87	0,79	0,84	0,90	1,00	526

Таблица № 7.6. Матрица коэффициента корреляция для здания, расположенного по адресу: ул. Ходынская д.4.

Номер марок	20	21	24	25	26	Номер марок
20	1,00	0,98	0,98	0,95	0,98	20
21	0,98	1,00	0,97	0,96	0,97	21
24	0,98	0,97	1,00	0,98	0,99	24
25	0,95	0,96	0,98	1,00	0,98	25
26	0,98	0,97	0,99	0,98	1,00	26

Таблица № 7.7. Матрица коэффициента корреляция для здания по адресу: ул. Большая Садовая, д.5, стр.1.

Номера марок/ Numbers marks	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36	37	Номера марок/ Numbers marks	
1	1.00	0.77	0.90	0.92	0.92	0.80	0.90	0.87	0.91	0.81	0.84	0.52	0.88	0.81	0.79	0.92	0.92	0.90	0.79	0.00	0.74	0.70	0.69	0.87	0.88	0.82	0.91	0.61	0.75	0.90	0.89	0.91	0.86	0.05	0.62	0.59	0.89	1	
2	0.77	1.00	0.70	0.68	0.82	0.89	0.81	0.84	0.73	0.62	0.82	0.30	0.83	0.66	0.87	0.82	0.75	0.84	0.78	-0.06	0.64	0.71	0.65	0.84	0.77	0.73	0.80	0.52	0.59	0.86	0.82	0.82	0.88	0.17	0.69	0.68	0.80	2	
3	0.90	0.70	1.00	0.85	0.89	0.80	0.84	0.82	0.87	0.87	0.74	0.42	0.76	0.67	0.69	0.87	0.89	0.88	0.81	0.04	0.58	0.57	0.66	0.76	0.85	0.82	0.88	0.61	0.76	0.84	0.85	0.82	0.84	-0.01	0.55	0.52	0.94	3	
4	0.92	0.68	0.85	1.00	0.90	0.77	0.86	0.87	0.95	0.69	0.84	0.64	0.86	0.90	0.66	0.82	0.85	0.80	0.66	0.07	0.75	0.69	0.56	0.89	0.87	0.67	0.77	0.71	0.64	0.87	0.88	0.70	0.77	-0.07	0.58	0.56	0.79	4	
5	0.92	0.80	0.89	0.90	1.00	0.82	0.95	0.87	0.95	0.70	0.92	0.30	0.90	0.87	0.80	0.91	0.90	0.94	0.85	-0.15	0.72	0.78	0.80	0.92	0.83	0.74	0.86	0.50	0.61	0.94	0.91	0.79	0.86	-0.15	0.60	0.61	0.87	5	
6	0.80	0.89	0.80	0.77	0.82	1.00	0.77	0.87	0.77	0.73	0.76	0.61	0.79	0.65	0.77	0.81	0.75	0.78	0.73	0.19	0.63	0.63	0.54	0.82	0.82	0.76	0.81	0.74	0.70	0.84	0.84	0.83	0.88	0.11	0.64	0.67	0.87	6	
7	0.90	0.81	0.84	0.86	0.95	0.77	1.00	0.88	0.91	0.62	0.93	0.44	0.90	0.87	0.83	0.89	0.87	0.95	0.87	-0.10	0.68	0.87	0.73	0.94	0.80	0.76	0.85	0.53	0.48	0.92	0.92	0.71	0.81	-0.22	0.53	0.55	0.81	7	
8	0.87	0.84	0.82	0.87	0.87	0.87	0.88	1.00	0.87	0.66	0.88	0.70	0.90	0.83	0.80	0.84	0.79	0.84	0.77	0.04	0.75	0.78	0.57	0.90	0.91	0.71	0.80	0.72	0.56	0.92	0.91	0.76	0.84	0.02	0.60	0.62	0.80	8	
9	0.91	0.73	0.87	0.95	0.95	0.77	0.91	0.87	1.00	0.68	0.90	0.60	0.91	0.91	0.73	0.84	0.85	0.88	0.72	-0.08	0.72	0.78	0.69	0.90	0.87	0.65	0.79	0.59	0.60	0.92	0.90	0.74	0.82	-0.10	0.60	0.55	0.81	9	
10	0.81	0.63	0.87	0.69	0.70	0.73	0.62	0.66	0.68	1.00	0.51	0.40	0.62	0.42	0.62	0.76	0.75	0.72	0.63	0.13	0.47	0.32	0.51	0.53	0.76	0.78	0.85	0.38	0.91	0.67	0.72	0.83	0.79	0.30	0.60	0.35	0.87	10	
11	0.84	0.83	0.74	0.84	0.92	0.76	0.95	0.88	0.90	0.51	1.00	0.48	0.91	0.92	0.87	0.87	0.80	0.90	0.80	-0.05	0.80	0.91	0.74	0.93	0.77	0.66	0.78	0.52	0.40	0.94	0.92	0.67	0.83	-0.21	0.56	0.54	0.72	11	
12	0.57	0.50	0.42	0.64	0.50	0.61	0.44	0.70	0.60	0.40	0.48	1.00	0.65	0.59	0.32	0.36	0.35	0.35	0.25	0.11	0.50	0.48	0.18	0.57	0.65	0.25	0.32	0.61	0.38	0.58	0.55	0.47	0.43	0.15	0.40	0.48	0.40	12	
13	0.88	0.83	0.76	0.86	0.94	0.79	0.90	0.90	0.91	0.62	0.91	0.65	1.00	0.87	0.83	0.84	0.80	0.87	0.73	-0.06	0.77	0.85	0.70	0.89	0.86	0.69	0.77	0.59	0.55	0.92	0.88	0.71	0.79	-0.02	0.59	0.55	0.74	13	
14	0.81	0.68	0.67	0.90	0.87	0.65	0.87	0.83	0.91	0.42	0.92	0.59	0.87	1.00	0.67	0.77	0.72	0.76	0.62	-0.09	0.79	0.84	0.58	0.90	0.74	0.52	0.63	0.54	0.33	0.86	0.84	0.56	0.67	-0.25	0.50	0.55	0.61	14	
15	0.79	0.87	0.69	0.66	0.81	0.77	0.83	0.80	0.73	0.62	0.87	0.32	0.83	0.67	1.00	0.87	0.75	0.88	0.81	0.00	0.73	0.77	0.72	0.80	0.71	0.79	0.86	0.47	0.53	0.86	0.84	0.73	0.87	0.05	0.62	0.49	0.75	15	
16	0.92	0.82	0.87	0.82	0.92	0.81	0.89	0.84	0.84	0.76	0.87	0.36	0.84	0.77	0.80	1.00	0.91	0.92	0.87	-0.01	0.79	0.74	0.78	0.84	0.81	0.88	0.93	0.55	0.65	0.91	0.93	0.83	0.90	0.00	0.68	0.52	0.88	16	
17	0.92	0.73	0.89	0.85	0.94	0.75	0.87	0.79	0.83	0.75	0.80	0.35	0.80	0.72	0.75	0.91	1.00	0.87	0.84	-0.11	0.75	0.61	0.75	0.80	0.83	0.83	0.90	0.48	0.70	0.90	0.85	0.79	0.87	0.02	0.66	0.52	0.92	17	
18	0.90	0.84	0.88	0.80	0.94	0.78	0.95	0.84	0.88	0.72	0.90	0.35	0.87	0.76	0.88	0.92	0.87	1.00	0.91	-0.09	0.66	0.80	0.82	0.87	0.78	0.80	0.91	0.48	0.59	0.90	0.90	0.76	0.88	-0.14	0.54	0.48	0.85	18	
19	0.79	0.80	0.81	0.68	0.85	0.73	0.87	0.77	0.72	0.63	0.80	0.25	0.75	0.62	0.81	0.87	0.84	0.91	1.00	-0.09	0.62	0.71	0.79	0.79	0.67	0.78	0.81	0.38	0.51	0.83	0.82	0.68	0.83	-0.19	0.45	0.47	0.83	19	
20	0.00	-0.00	0.04	0.07	-0.11	0.19	-0.10	0.04	-0.08	0.13	-0.05	0.11	-0.06	-0.09	0.00	-0.01	-0.11	-0.09	-0.09	1.00	-0.01	0.00	-0.29	0.01	0.07	0.18	0.03	0.62	0.14	-0.07	0.08	-0.13	0.02	0.02	-0.21	-0.15	-0.04	20	
21	0.74	0.64	0.58	0.75	0.72	0.63	0.68	0.73	0.72	0.47	0.80	0.50	0.77	0.79	0.73	0.79	0.75	0.66	0.62	-0.01	1.00	0.67	0.60	0.72	0.70	0.60	0.67	0.48	0.42	0.85	0.79	0.58	0.75	0.00	0.64	0.43	0.62	21	
22	0.70	0.71	0.57	0.69	0.78	0.63	0.87	0.78	0.78	0.32	0.91	0.48	0.85	0.84	0.77	0.74	0.61	0.80	0.71	0.00	0.67	1.00	0.67	0.85	0.64	0.54	0.62	0.47	0.17	0.81	0.84	0.45	0.66	-0.36	0.35	0.37	0.51	22	
23	0.69	0.63	0.66	0.56	0.80	0.54	0.73	0.57	0.69	0.51	0.74	0.18	0.70	0.58	0.72	0.78	0.75	0.82	0.79	-0.29	0.60	0.67	1.00	0.65	0.49	0.61	0.71	0.10	0.41	0.75	0.70	0.62	0.71	-0.21	0.44	0.32	0.68	23	
24	0.87	0.84	0.76	0.89	0.92	0.82	0.94	0.90	0.90	0.53	0.93	0.57	0.89	0.90	0.80	0.84	0.80	0.87	0.79	0.01	0.72	0.85	0.65	1.00	0.79	0.68	0.77	0.62	0.46	0.90	0.89	0.69	0.78	-0.16	0.54	0.67	0.75	24	
25	0.88	0.77	0.85	0.87	0.83	0.82	0.80	0.91	0.87	0.76	0.77	0.65	0.86	0.74	0.71	0.81	0.83	0.78	0.67	0.07	0.70	0.64	0.49	0.79	1.00	0.72	0.82	0.70	0.70	0.88	0.85	0.79	0.81	0.21	0.70	0.56	0.84	25	
26	0.87	0.73	0.82	0.67	0.74	0.76	0.76	0.71	0.63	0.78	0.66	0.25	0.69	0.52	0.79	0.88	0.83	0.80	0.78	0.18	0.60	0.54	0.61	0.68	0.72	1.00	0.90	0.58	0.72	0.76	0.78	0.75	0.82	0.14	0.56	0.48	0.86	26	
27	0.91	0.80	0.88	0.77	0.86	0.81	0.85	0.80	0.79	0.85	0.78	0.32	0.77	0.63	0.86	0.93	0.90	0.91	0.81	0.03	0.67	0.62	0.71	0.77	0.82	0.90	1.00	0.55	0.74	0.86	0.88	0.86	0.91	0.11	0.69	0.49	0.92	27	
28	0.61	0.50	0.61	0.71	0.50	0.74	0.53	0.72	0.59	0.58	0.52	0.61	0.59	0.54	0.47	0.55	0.48	0.48	0.38	0.62	0.48	0.47	0.10	0.62	0.70	0.38	0.55	1.00	0.53	0.56	0.67	0.46	0.55	0.06	0.31	0.33	0.54	28	
29	0.73	0.59	0.76	0.64	0.61	0.70	0.48	0.56	0.60	0.91	0.40	0.38	0.55	0.33	0.53	0.65	0.70	0.59	0.51	0.14	0.42	0.17	0.41	0.46	0.70	0.72	0.74	0.53	1.00	0.57	0.57	0.80	0.73	0.45	0.60	0.47	0.83	29	
30	0.90	0.84	0.84	0.87	0.94	0.84	0.92	0.92	0.92	0.67	0.94	0.58	0.92	0.86	0.86	0.91	0.90	0.90	0.83	-0.07	0.85	0.81	0.75	0.90	0.88	0.76	0.86	0.56	0.57	1.00	0.94	0.80	0.91	-0.03	0.70	0.60	0.86	30	
31	0.89	0.83	0.85	0.88	0.91	0.84	0.92	0.91	0.90	0.72	0.92	0.55	0.88	0.84	0.84	0.93	0.85	0.90	0.82	0.08	0.79	0.84	0.70	0.89	0.85	0.78	0.88	0.67	0.57	0.94	1.00	0.77	0.90	-0.08	0.63	0.45	0.82	31	
32	0.81	0.83	0.82	0.70	0.79	0.83	0.71	0.76	0.74	0.83	0.67	0.47	0.71	0.56	0.73	0.83	0.79	0.76	0.68	-0.13	0.58	0.45	0.62	0.69	0.79	0.75	0.86	0.46	0.80	0.80	0.77	1.00	0.86	0.36	0.86	0.67	0.91	32	
33	0.86	0.80	0.84	0.77	0.86	0.88	0.81	0.84	0.82	0.79	0.83	0.43	0.79	0.67	0.87	0.90	0.87	0.88	0.83	0.02	0.75	0.66	0.71	0.78	0.81	0.82	0.91	0.55	0.73	0.91	0.90	0.86	1.00	0.13	0.72	0.54	0.92	33	
34	0.05	0.17	-0.01	-0.01	-0.11	-0.11	-0.22	0.03	-0.10	0.30	-0.21	0.15	-0.02	-0.25	0.05	0.00	0.02	-0.14	-0.19	0.02	0.00	-0.56	-0.21	-0.16	0.21	-0.16	0.21	0.14	0.11	0.06	0.45	-0.03	-0.08	0.36	0.13	1.00	0.20	0.24	0.15

Таблица № 7.8. Матрица коэффициента корреляция для здания производственного корпуса, расположенного по адресу: ул. Ходынская, владение 2.

Номера марок	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	65	66	67	68	69	70	Номера марок
1	1,00	1,00	0,99	0,94	0,98	0,99	1,00	0,99	0,98	0,90	0,97	0,97	0,99	0,99	0,85	0,99	0,94	0,98	0,99	1
2	1,00	1,00	1,00	0,94	0,98	0,99	1,00	0,99	0,99	0,91	0,98	0,98	0,99	0,99	0,86	0,99	0,95	0,99	0,99	2
3	0,99	1,00	1,00	0,93	0,98	0,98	0,99	0,99	0,99	0,90	0,99	0,99	0,98	0,98	0,87	1,00	0,97	0,99	0,99	3
4	0,94	0,94	0,93	1,00	0,98	0,96	0,95	0,96	0,91	0,87	0,91	0,91	0,96	0,97	0,78	0,94	0,81	0,97	0,95	4
5	0,98	0,98	0,98	0,98	1,00	0,99	0,98	0,99	0,96	0,89	0,95	0,96	0,98	0,99	0,83	0,98	0,90	0,99	0,97	5
6	0,99	0,99	0,98	0,96	0,99	1,00	0,99	0,99	0,97	0,91	0,96	0,96	0,98	0,99	0,84	0,99	0,92	0,99	0,99	6
7	1,00	1,00	0,99	0,95	0,98	0,99	1,00	0,99	0,98	0,91	0,98	0,98	0,99	0,99	0,85	0,99	0,94	0,99	0,99	7
8	0,99	0,99	0,99	0,96	0,99	0,99	0,99	1,00	0,97	0,90	0,97	0,97	0,99	1,00	0,84	0,99	0,92	0,99	0,99	8
9	0,98	0,99	0,99	0,91	0,96	0,97	0,98	0,97	1,00	0,90	1,00	0,99	0,97	0,96	0,87	0,99	0,98	0,98	0,98	9
10	0,90	0,91	0,90	0,87	0,89	0,91	0,91	0,90	0,90	1,00	0,90	0,90	0,90	0,89	0,78	0,90	0,85	0,91	0,91	10
11	0,97	0,98	0,99	0,91	0,95	0,96	0,98	0,97	1,00	0,90	1,00	0,99	0,97	0,96	0,87	0,99	0,97	0,97	0,98	11
12	0,97	0,98	0,99	0,91	0,96	0,96	0,98	0,97	0,99	0,90	0,99	1,00	0,98	0,96	0,86	0,99	0,97	0,98	0,97	12
13	0,99	0,99	0,98	0,96	0,98	0,98	0,99	0,99	0,97	0,90	0,97	0,98	1,00	0,99	0,83	0,99	0,92	0,99	0,98	13
65	0,99	0,99	0,98	0,97	0,99	0,99	0,99	1,00	0,96	0,89	0,96	0,96	0,99	1,00	0,83	0,98	0,91	0,99	0,99	65
66	0,85	0,86	0,87	0,78	0,83	0,84	0,85	0,84	0,87	0,78	0,87	0,86	0,83	0,83	1,00	0,86	0,86	0,85	0,85	66
67	0,99	0,99	1,00	0,94	0,98	0,99	0,99	0,99	0,99	0,90	0,99	0,99	0,99	0,98	0,86	1,00	0,96	0,99	0,99	67
68	0,94	0,95	0,97	0,81	0,90	0,92	0,94	0,92	0,98	0,85	0,97	0,97	0,92	0,91	0,86	0,96	1,00	0,93	0,94	68
69	0,98	0,99	0,99	0,97	0,99	0,99	0,99	0,99	0,98	0,91	0,97	0,98	0,99	0,99	0,85	0,99	0,93	1,00	0,99	69
70	0,99	0,99	0,99	0,95	0,97	0,99	0,99	0,99	0,98	0,91	0,98	0,97	0,98	0,99	0,85	0,99	0,94	0,99	1,00	70

Результаты вычисления ошибок коэффициентов корреляции результатов геотехнического мониторинга (натурных наблюдений) по рассматриваемым зданиям приведены в таблице № 7.9.

Таблица № 7.9. Значение средней ошибки коэффициента корреляции

Значение средней ошибки коэффициента корреляции по зданиям, расположенным по адресу					
ул. Гашека, д.12, стр.2	ул. Гашека, д.12, стр.8	ул. Большая Садовая, д.5, стр.1	ул. Большая Садовая, д.5, стр.2	ул. Ходынская д.4.	ул. Ходынская владение 2
0,12	0,18	0,13	0,23	0,11	0,17

Оценка достоверности коэффициентов корреляции с помощью t-критерия Стьюдента приводится в таблице № 7.10.

Таблица № 7.10. Оценка достоверности коэффициента корреляции.

Значение t-критерия Стьюдента					
Здание по адресу: ул. Гашека, д.12, стр.2	Здание по адресу: ул. Гашека, д.12, стр.8	Здание по адресу: ул. Большая Садовая, д. 5, стр.1	Здание по адресу: ул. Большая Садовая, д. 5, стр.2	Здание по адресу: ул. Ходынская д. 4	Здание главного производственного корпуса по адресу: ул. Ходынская владение 2
8,30	5,70	7,96	4,36	9,26	5,76

Статистический корреляционный анализ показывает следующее:

- значимая (средняя), высокосignимая (сильная) и слабая корреляция с $r = 0,20 \div 0,99$ присутствует между перемещениями всех марок, расположенными в здании по адресу: ул. Гашека д.12 стр. 2 (марки №№ 64 ÷ 81), главного производственного корпуса по адресу: ул. Ходынская владение 2 (марки №№ 1 ÷ 13, 65 ÷ 70) и ул. Ходынская д.4 (марки №№ 20, 21, 24, 25, 26) и отдельных марок по адресу: ул. Гашека д.12 стр.8 (марки №№ 82 ÷ 89, 91 ÷ 94), ул. Б. Садовая д.5 стр.1 (марки №№ 1 ÷ 19; 24 ÷ 31, 33), ул. Б. Садовая д.5 стр.2 (марки №№ 38 ÷ 46);
- по некоторым маркам здания по адресу: ул. Гашека д.12 стр.8 (марки №№ 90, 95) наблюдаются незначимые величины коэффициента корреляции, что свидетельствует о независимой друг от друга работе элементов конструкции;
- отрицательные значения r , незначительные по величине получились между марками №№ 21, 22, 30, 36, 37 для здания по адресу: ул. Б. Садовая д.5 стр.1;
- расчет коэффициента корреляции между перемещениями марок №№ 20, 23, 32, 34, 35 для здания по адресу: ул. Б. Садовая д.5 стр.1 и №№ 47÷54 - ул. Б. Садовая д.5 стр.2 показал значительные величины коэффициента корреляции, что говорит о тесной взаимосвязи в движении марок, а поскольку марки установлены на одном конструктивном элементе, то и о возможных деформациях - «зонах риска».

Полученные результаты подтверждают предположения о напряженном состоянии конструкции и вероятной блоковой структуре строения внутренних и наружных стен для зданий по адресам: ул. Б. Садовая д.5 стр. 1, 2.

Анализ значений коэффициента корреляции (таблицы №№ 7.3 ÷ 7.8) подтвердил выявленную неравномерность перемещения ряда марок по принципу «качелей». Это относится к маркам №№ 20, 23, 32, 34, 35 ($R = -0,10 \div -0,90$) и марки №№ 1 ÷ 19; 24 ÷ 31, 33 ($R = 0,20 \div 0,99$)

для здания по адресу: ул. Б. Садовая д.5 стр.1; №№ 47÷54 ($R = -0,10 \div -0,90$) и марки №№ 38 ÷ 46 ($R = 0,20 \div 0,99$) - ул. Б. Садовая д.5 стр.2.

Между перемещениями марок №№ 21, 22, 30, 36, 37 и №№ 20, 23, 32, 34, 35 коэффициент корреляции имеет отрицательную величину $R_{21, 22, 30, 36, 37} = -0,01$ и $R_{20, 23, 32, 34, 35} = -0,29$ соответственно для здания по адресу: ул. Б. Садовая д.5 стр.1 – обратная корреляционная зависимость и отсутствие статистической взаимосвязи между коррелируемыми величинами (независимая работа конструктивных элементов).

Полученные значения R служат индикатором напряженности конструкций, что дает возможность оконтурить зоны повышенной потенциальной опасности (рис. 7.18, 7.19).

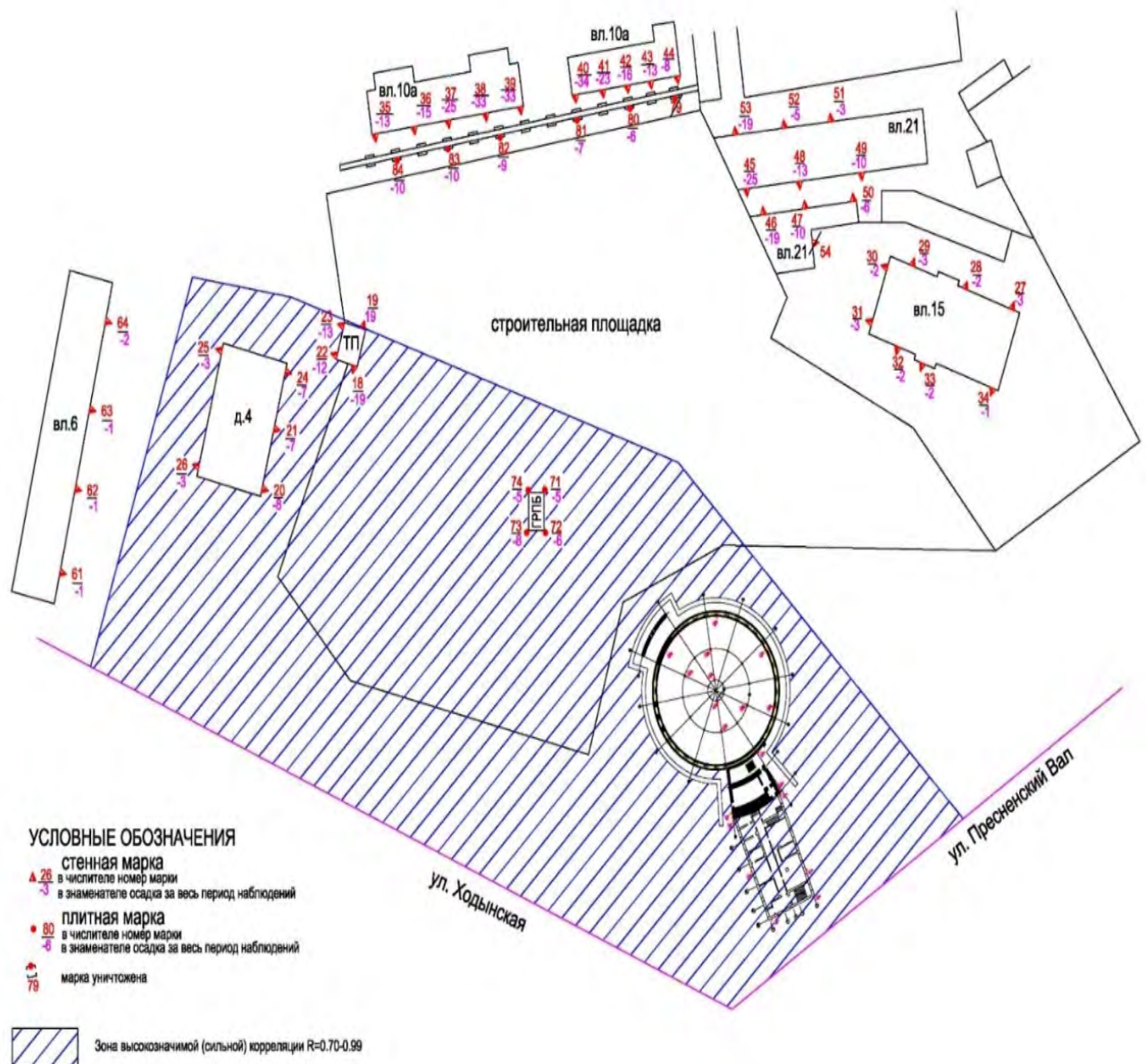


Рис. 7.18. Карта взаимосвязи осадок различных марок в зоне окружающей застройки проектируемого multifunctional комплекса по адресу ул. Ходынская, владение 2

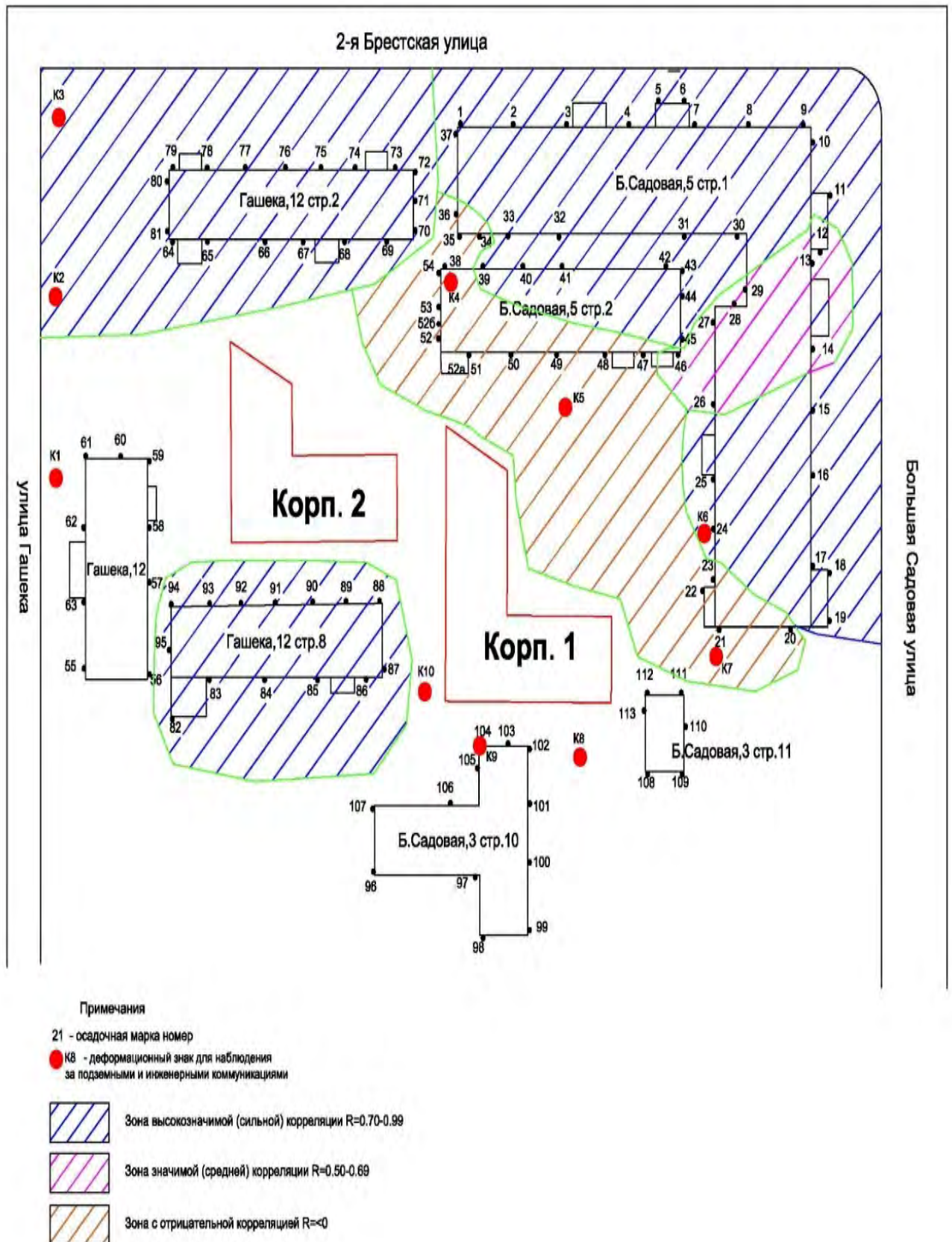


Рис. 7.19. Карта взаимосвязи осадок различных марок в зоне окружающей застройки многофункционального делового центра с подземной автостоянкой по адресу: г. Москва, ул. Большая Садовая, д.5, стр.1,2; ул. 2-я Брестская, д.1, стр.1; ул. Гашека, вл.12 часть стр.1 (подъезды 1-4), стр. 5, 6, 7)

Корреляционный анализ подтвердил качественные выводы, сделанные ранее о закономерной неравномерности перемещений марок разных конструктивных элементов и выявил зоны, где вероятнее всего могут произойти деформации.

Полученные результаты проведенного корреляционного анализа свидетельствуют об эффективности его применения при анализе результатов наблюдений за вертикальными перемещениями конструкций.

Неравномерное перемещение марок после проведенных работ – свидетельство неравномерной осадки и развития разрывной деформации между разновременными конструкциями.

Можно сказать, что здания по адресам: ул. Б. Садовая д.5 стр. 1, 2 находятся в переходном режиме функционирования, состоянии адаптации системы к новым условиям. Процесс адаптации идет, отмечаются внешние незначительные нарушения, зафиксированные в ходе всего периода мониторинга (осадки значительные).

На устойчивость конструкций в данное время более всего могут влиять значительная неоднородность грунтов, начало нового строительства и эволюционные процессы в основании. Зафиксированные деформации к концу инструментальных наблюдений стабилизировались и отпала необходимость в дальнейшем проведении работ за наблюдением перемещений марок.

Оперативный мониторинг позволил выявить основные этапы адаптации сооружения к взаимодействиям на основании изменения измеряемых параметров (в данном случае величины перемещения ственных марок) и их контроля (были выявлены «зоны риска» – участки, где конструкции находятся в напряженном состоянии).

Наличие системы мониторинга для элементарных ИПТС до, вовремя и после управляемых техногенных взаимодействий (реставрации) приводит к корректной оценке эффективности проведенных работ и делает прогнозируемой стабильность работы сооружений в дальнейшем.

Выводы

Расчет осадок оснований традиционными методами дает завышенное значение по сравнению с данными мониторинговых наблюдений (табл. 7.11). Самым главным достоинством метода является его универсальность в практической деятельности. К недостаткам: «громоздкость вычислений, малая точность из-за множества допущений».

Результаты моделирования показали, что напряжения в грунтовом массиве, а также дополнительные осадки фундаментов не превышают максимально допустимых значений.

Необходимо отметить, что Plaxis дает результаты близкие к мониторинговым данным, только при входных параметрах, полученных непосредственно на площадке, а не из справочных пособий (таб. 7.11).

Поэтому рекомендуется при проектировании в сложных инженерно-геологических условиях, а также для сооружений первого уровня ответственности все входные параметры для последующего моделирования определять непосредственно на площадке, что повысит точность расчетов.

Таблица 7.11. Величины осадок, определенные разными методами с учетом влияния нового строительства

Адрес объекта	Метод определения осадок, см			
	Метод послойного суммирования	Параметры грунта определенные по PLAXIS (модель Hardening Soil)		Данные мониторинга
		По справочным пособиям и нормативным документам	По лабораторным и полевым методам in-situ	
Ходынская, д.4	0,10	0,52	0,65	0,68
Ходынская, владение 2	0,15	0,27	0,72	0,83
Гашека, д.12,стр.2	1,20	0,58	0,78	0,72
Гашека, д.12, стр.8	1,82	0,84	1,27	1,11
Большая Садовая, д.5, стр.1	0,39	0,33	0,25	0,21
Большая Садовая, д.5, стр.2	1,34	0,33	0,68	0,79

Таблица 7.12. Величина ошибки дополнительных осадок, определенных разными методами, с учетом влияния нового строительства, по отношению к мониторинговым данным

Адрес Объекта	Ошибка, %		
	Метод определения осадок		
	Метод послойного суммирования	PLAXIS (модель Hardening Soil Model)	
		Параметры грунта	
		По справочным пособиям и нормативным документам	По лабораторным и полевым методам in-situ
Ходынская, д. 4	85	13	5
Ходынская, владение 2	82	61	13
Гашека, д.12, стр.2	67	19	8
Гашека, д.12, стр.8	64	24	14
Большая Садовая, д.5, стр.1	86	57	19
Большая Садовая, д.5, стр.2	70	58	14

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Основными результатами исследований являются следующие положения:

- 1 Величина ошибки деформаций, полученных расчетом традиционными методами, по сравнению с данными натурных наблюдений составляет от 64 до 86%.
- 2 Наиболее сопоставимые результаты с данными многолетних мониторинговых наблюдений Plaxis дает при использовании входных параметров определенных специальными методами, а не из справочных пособий (средняя ошибка 12%).
- 3 Точность геотехнических расчетов связана с необходимостью полноценных специальных лабораторных исследований по определению механических свойств - стабилометрические испытания.
- 4 Использование длительных мониторинговых наблюдений при анализе математических расчетов является необходимым, так как позволяет оценить и откорректировать математические расчеты.
- 5 Результаты проведенного корреляционного анализа свидетельствуют об эффективности его применения при анализе результатов наблюдений за вертикальными перемещениями конструкций, позволяют предварительно спрогнозировать дальнейшее изменение состояния ПТС и ее теоретический срок функционирования, дают возможность получить систему критериев безопасности.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Ахмеров Р. Р., Хакимзянов Г. С., Чубаров Л. Б. Математическое моделирование: курс лекций. [Эл. ресурс]. - режим доступа: <http://www.ict.nsk.su/lab2.3/ru/stuff/listMM.htm> - 12.03.2008.
2. Абелев Ю.М., Воин Ш.В. Курс оснований и фундаментов. – Л.: Глав. Редакция строит. Литературы, 1937. – 413 с.
3. Бартоломей А. А. Механика грунтов: Учебник / Бартоломей А. А. - М.: АСВ, 2004. - 304с.
4. Бате К. Численные методы анализа и метод конечных элементов / К. Бате, Е. Вилсон. – М. : Стройиздат, 1982 – 477 с.
5. Болдырев Г.Г. Методы определения механических свойств грунтов. Пенза: ПГУАС, 2008. - 696 с.
6. Болдырев Г.Г., Малышев М.В. Механика грунтов. Основания и фундаменты (в вопросах и ответах). Учеб. пособие. 4-е изд., перераб. и доп. — Пенза: ПГУАС, 2009. — 412 с.
7. Болдырев Г.Г. Полевые методы испытаний грунтов.- М., 2013.-356 с.
8. Болдырев Г.Г., Идрисов И.Х., Валеев Д.Н. Определение параметров моделей грунта. М.: Основания, фундаменты и механика грунтов. – 2006. - № 3. – 20-25 с.
9. Болдырев Г.Г., Барвашов В.А., Идрисов И.Х., Хрянина О.В. Комплексная технология инженерно-геологических изысканий // Вестник ПНИПУ. Строительство и архитектура. – 2017. – Т. 8, № 3. – 22–33 с.
10. Болдырев Г.Г., Идрисов И.Х., Кондратьев Р.А. Новые технологии полевых и лабораторных испытаний грунтов как альтернатива зарубежным // Инженерные изыскания. – 2015. – № 8. – 48–57 с.
11. Берлинов, М. В. Примеры расчета оснований и фундаментов: учеб. для техникумов / М. В. Берлинов, Ягунов Б. А. – М.: Стройиздат, 1986. – 173 с.
12. Бондарик Г.К., Ярг Л.А. Инженерно-геологические изыскания: учебник для вузов. – 3-е изд. – М.: КДУ, 2014. – 420 с.
13. Буссинеска Ж.В. “О распределении напряжений в упругой почве от сосредоточенной силы”. Франция. 1885,
14. Веселов В.А. Проектирование оснований и фундаментов (основы теории и примеры расчета): Учеб. пособие / Веселов В. А. - 3-е издание, пер. и доп. - М.: Стройиздат, 1990. - 304с.
15. Вознесенский Е.А., Никитин М.С., Сенцова Е.А. Методические вопросы определения параметров моделей, учитывающих повышение жесткости грунтов при малых

деформациях // Геотехника. 2016. № 2. С. 4–17.

16. Грунтоведение / Трофимов В.Т., Королев В.А., Вознесенский Е. А., Голодковская Г.А., Васильчук Ю.К., Зиангиров Р.С. Под ред. В.Т. Трофимова. - 6-е изд., перераб. и доп. - М.: Изд-во МГУ, 2005. - 1024 с.

17. ГОСТ 20276-2012. Грунты. Методы полевого определения характеристик прочности и деформируемости. - М., Стандартинформ, 2013.

18. ГОСТ 30672-2012 Грунты. Полевые испытания. Общие положения. - М., Стандартинформ, 2013.

19. ГОСТ 12248-2010. Грунты. Методы лабораторного определения характеристик прочности и деформируемости. М.: Стандартинформ, 2012. – 78 с.

20. ГОСТ 30416-2012. Грунты. Лабораторные испытания. Общие положения. М.: Стандартинформ, 2013. – 12 с.

21. ГОСТ 5180-2015. Грунты. Методы лабораторного определения физических характеристик. – Введ. 2016-04-01 взамен ГОСТ 5180-84. М.: Стандартинформ, 2016. – 19 с.

22. Герсегонов Г.М. Расчеты фундаментов гидротехнических сооружений на основании учёта деформаций построенных сооружений. — М., 1923.

23. Герсегонов Г.Н. Теоретические основы механики грунтов и их практические применения. — М., 1948 (совм. с Д. Е. Польшиным).

24. Горбунов-Посадов М. И. Расчет конструкций на упругом основании / М. И. Горбунов-Посадов, Т. А. Маликова. – М. : Стройиздат, 1984. – 679 с.

25. Голубев А.И., Селецкий А.В. Выбор модели грунта и её параметров в расчётах геотехнических объектов // Труды международной конференции по геотехнике "Геотехнические проблемы мегаполисов (GEOMOS 2010). 2010. том 4. С. 1727-1732.

26. Голубев А.И., Селецкий А.В. К вопросу о выборе модели грунта для геотехнических расчетов // Актуальные научно-технические проблемы современной геотехники. Том 2. СПб.: Изд-во СПбГАСУ, - 2009. - С. 6-10.

27. Гольдштейн М. Н. Механические свойства грунтов. - Изд. 2-е, переработ. - Москва: Стройиздат, 1971. - 368 с.

28. Дмоховского В.К. Основания и фундаменты. М.-Л., 1940.

29. Дашко Р.Э. Механика горных пород. М.: Недра, 1987, 264 с.

30. Дидух Б. И. Упругопластическое деформирование грунтов: Монография. - М.: Изд-во УДН, 1987. - 166 с.

31. Друккер Д, Прагер В. Механика грунтов и пластический анализ или предельное проектирование. Новое в зарубежной механике. – М., 1975, т.2. С.165-177.

32. Дмитриев В.В. Мониторинг исторических природно-технических объектов. –

Сергиев Посад: Патриарший изд.- полиграф. Центр, 2013. С. 56-57.

33. Дмитриев В.В., Ярг Л.А. Методы и качество лабораторного изучения грунтов: учебное пособие. – М.: КДУ, 2008. – 542 с.
34. Далматов Б.И., Бронин В.И., Карлов В.Д и др. Механика грунтов. Ч.1. Основы геотехники в строительстве. – М.: Изд-во АСВ; СПб.: СПбГА-СУ, 2000. – 204с.
35. Далматов, Б.И. Основания и фундаменты. Ч. 2 / Б.И. Далматов [и др.]. – СПб.: АСВ, 2000
36. Дыченко А. Внутренний мир МКЭ // САПР и графика. - 2000. - № 5 - 45-47 с.
37. Дорошенко С.П., Саенко Ю.В., Невзоров А.Л. Определение коэффициента Пуассона грунта на основе численного моделирования лабораторных испытаний // Вестник Пермского национального исследовательского политехнического университета. Строительство и архитектура. – 2016. – Т. 7, № 2. – С. 60–68.
38. Егорова Е.С. Модели грунтов, реализованные в программных комплексах SCAD Office и Plaxis 3D / Е. С. Егорова [и др.] // Строительство уникальных зданий и сооружений. – 2016. – С. 31-60.
39. Зарецкий Ю.К. Лекции по современной механике грунтов. – Изда- тельство Ростовского университета, 1989. 608с.
40. Зенкевич О. С. Метод конечных элементов в технике / О. Зенкевич. – М.: Мир, 1975. – 544 с.
41. Иванов П.Л. Грунты и основания гидротехнических сооружений. Учеб. для гидротехн. спец. Вузов 1985. - М.: Высш. шк., 1985.
42. Ильичев В.А., Мангушев Р.И. (ред.) Справочник геотехника. Основания, фундаменты, подземные сооружения. Справочник, под общей ред. В.А. Ильичева и Р.А Мангушева, Москва, АСВ, 2014. — 728 с. ISBN: 978-5-93093-952-1
43. Игошева Л.А., Клевеко В.И. Сравнение результатов определения вертикальной осадки ленточного фундамента аналитическим методом и методом конечных элементов // Вестник Пермского национального исследовательского политехнического университета. Прикладная экология. Урбанистика. 2014. № 3 (15). С. 30-38.
44. Каширский В.И. Методика исследования состава и свойств дисперсных грунтов полевыми методами в условиях мегаполиса (на примере г. Москвы): Дисс. канд. техн. наук / В.И. Каширский. - М., 2005. - 196 с.
45. Калинин Э.В. Инженерно-геологические расчеты и моделирование: Учебник. - М.: Изд-во МГУ, 2006. - 256 с.
46. Комаров И.С. Накопление и обработка информации при инженерно-

геологических исследованиях. – М.: Недра, 1972. – 296 с.

47. Колосова Г.С., Егорова Е.С., Иоскевич В.В. Расчёт фундаментных плит методом конечных элементов // Молодой ученый. 2016. №1. С. 169-174.

48. Коляскина С.А., Егоров П.И. Исследование влияния вариантов расчета грунтового основания и методов расчета коэффициентов постели на напряженно-деформированное состояние здания // Ученые заметки ТОГУ. 2014. т. 5. №2. С. 21-34.

49. Калошина С.В., Шаламова Е.А., Безгоднов М.А. Особенности инженерных изысканий и геотехнического моделирования объектов в условиях плотной городской застройки // Академический вестник УРАЛНИИПРОЕКТ РААСН. Екатеринбург: Издательство РААСН, 2016. - №3. - С. 72-78.

50. Королев В.А. Мониторинг в инженерной геологии // Российская геологическая энциклопедия. Т.». – М.; Спб.: Изд-во ВСЕГЕИ, 2011. С. 368-369.

51. Ломтадзе В.Д. Физико-механические свойства горных пород. Методы лабораторных исследований. Учебное пособие для ВУЗов. 2-е изд. перераб. и доп. - Л.: Недра, 1990. - 328 с.: ил.

52. Лабораторные работы по грунтоведению /Учебное пособие/. Трофимов В.Т., Королев В.А., Вознесенский Е.А., Самарин Е.Н., Николаева С.К., Широков В.Н., Ладыгин В.М., Соколов В.Н., Комаров И.А., Панасьян Л.Л., Бершов А.В., Андреева Т.В. М.: Высшая школа, 2008. - 519 с.

53. Математическая статистика: Учеб. для вузов/ Гориянов В.Б., Павлов И.В., Цветкова Г.М. и др.; Под ред. Зарубина В.С., Крищенко А.П. – М.: Изд-во МГТУ им. Н.Э. Баумана, 2001. – 424 с.

54. Малышев М.В., Федоров И. В. Пластические и упруго-пластические задачи при расчете оснований // Доклады к V Международному конгрессу по механике грунтов и фундаментостроению, 1961.

55. Маслов Л.Б. Численные методы механики. Курс лекций. - Иваново: Изд. ИГЭУ, 2006.- 128 с.

56. Маслов Н.Н. Основы инженерной геологии и механики грунтов: учеб. для вузов / Н.Н. Маслов. - М.: Высш. шк., 1982. - 511с.

57. Механика грунтов, основания и фундаменты / Ухов С.Б. [и др.]. - М.: Высш. шк., 2004. - 566 с.

58. Мангушев Р.А., Карлов В.Д. Механика грунтов: Учебник / Р.А.Карлов В.Д. Мангушев. - М.: АСВ, 2009. - 264 с.

59. Мирный А.Ю. Трехосные испытания грунтов: теория и практика. М.: Изд-во МГСУ, 2015. 144 с.

60. Медков Е.И. Практическое руководство к исследованию механических свойств грунтов с применением стабилметров типа М-2. — М.-Л.: Госэнергоиздат, 1959. - С. 183.
61. Нуждин Л.В., Нуждин М.Л., Козьминых К.В. Сравнение результатов расчета осадок фундаментов по методам СП 22.13330.2016. Новосибирский государственный архитектурно-строительный университет, Новосибирск, Россия, 2014, № 4.
62. Осипов В. И. Природа прочностных и деформационных свойств глинистых пород. М.: Издательство Московского университета, 1979. 232 с.
63. Осокин А.И., Денисова О.О., Шахтарина Т.Н. Технологическое обеспечение подземного строительства в условиях городской застройки // Жилищное строительство. 2014. № 3. С. 16 –24.
64. Поведение грунтов при динамических нагрузках. Вознесенский Е.А.- М.: Издательство Московского университета, 1998. – 320 с.
65. Пендин В.В. Комплексный количественный анализ информации в инженерной геологии: учебное пособие для вузов / В.В. Пендин. – М.: Университет, 2009. – 354 с. – ISBN: 978-5-98227-516-5.
66. Пендин В.В. Никулина М.Е. Роль инженерно-геологического аудита в оценке качества изысканий. Известия высших учебных заведений. Научно-методический журнал. Геология и разведка. М.: 2017. №2 (март-апрель). С. 51-55.
67. Парамонов В.Н. Метод конечных элементов при решении нелинейных задач геотехники: монография / Парамонов В.Н. – СПб.: Группа компаний «Геореконструкция», 2012. – 262 с.
68. Приклонский В.А. [Ред.] Попов И.В. Механика грунтов. М.; Л.: ОНТИ НКТП СССР, 1937. 272 с.
69. Пособие к МГСН 2.07-01. Основания, фундаменты и подземные сооружения. Обследование и мониторинг при строительстве и реконструкции зданий и подземных сооружений. М.: Правительство Москвы, Москомархитектура, 2004. 117 с.
70. Пузыревского Н.П. Теория напряжённости землистых грунтов, Ленинград, 1929
71. Рыжков И.Б., Исаев О.И. Статическое зондирование грунтов. - М.: Изд-во АС В, 2010. - 496 с.
72. Приказа РФ от 30 декабря 2009 г. N 624 «Об утверждении Перечня видов работ по инженерным изысканиям, по подготовке проектной документации, по строительству, реконструкции, капитальному ремонту объектов капитального строительства, которые оказывают влияние на безопасность объектов капитального строительства».
73. Плакс А.А. К вопросу определения модуля деформации грунта по данным статического зондирования/ Плакс А.А. // Усиление оснований и фундаментов существующих

зданий: Труды Уф. НИИпромстроя. - Уфа, 1990. - С. 108-112.

74. Руководство пользователя Plaxis 2D 2015: Пер. с англ. СПб.: НИП-Информатика, 2015. 424 с. (ISBN-13: 978-90-76016-18-4).
75. Руководство пользователя Plaxis 3D AE 2015: Пер. с англ. СПб.: НИП-Информатика, 2015. 430 с. (ISBN13: 978-90-76016-19-1).
76. Сергеев Е.М. К вопросу о природе механической прочности дисперсных грунтов. - уч. зап. МГУ, вып. 133. Грунтоведение, кн.1, 1949, с. 89-117.
77. Сергеев Е. М. Общее грунтоведение. — М., Изд-во МГУ, 1952, — 383 с.
78. Справочник проектировщика промышленных, жилых и общественных зданий и сооружений. Основания и фундаменты. М., Стройиздат, 1964.
79. Строкова Л. А. Применение метода конечных элементов в механике грунтов. Учебное пособие — Томск: Изд-во ТПУ, 2010. — 143 с.
80. Строкова Л.А. Определяющие уравнения для грунтов: учебное пособие; Томский политехнический университет (ТПУ). — Томск: Изд-во ТПУ, 2009. — 150 с.: ил.
81. Строкова Л.А. Расширенная обработка данных компрессионных испытаний грунтов для определения параметров упругопластических моделей / Л. А. Строкова // Известия Томского политехнического университета [Известия ТПУ] / Томский политехнический университет (ТПУ). — 2011. — Т. 318, № 1: Науки о Земле. — С. 82-87.
82. Соколова О.В. Подбор параметров грунтовых моделей в программном комплексе Plaxis 2D // Инженерно-строительный журнал. 2014. № 4 (48) С. 10-16.
83. СП 47.13330.2012. Инженерные изыскания для строительства. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 11-02-96 – Введ. 2013-07-01. М.: Аналитик, 2013. – 110 с.
84. СП 11-105-97. Инженерно-геологические изыскания для строительства. Часть I, II, III, IV – Введ. 1998-03-01. М.: ПНИИИС Госстроя России, 1998. – 83 с.
85. СП 22.13330.2016. Основания зданий и сооружений. Актуализированная редакция СНиП 2.02.01-83* – Введ. 2016. М.: Минрегион России, 2016. – 166 с.
86. СП 24.13330.2011 Свайные фундаменты. Актуализированная редакция СНиП 2.02.03-85 (с Изменением N 1). – Введ. 2011-05-20. М.: Стандартинформ, 2017.
87. Терцаги К. Строительная механика грунта на основе его физических свойств. Пер. с нем. под редакцией Н.М. Герсеванова. М.; Л. 1933.
88. Терцаги К. Теория механики грунтов. М., 1961.
89. Тер-Мартirosян З. Г. Механика грунтов. — М.: Изд-во АСВ, 2005. — ISBN 5-93093-376-6.
90. Тер-Мартirosян А.З., Мирный А.Ю., Соболев Е.С. Особенности определения

параметров современных моделей грунта в ходе лабораторных испытаний // Геотехника. 2016. № 1. С. 66–72.

91. Технический регламент о безопасности зданий и сооружений: Федеральный закон Российской Федерации от 30 декабря 2009 г. № 384-ФЗ. М.: ГД ФС РФ, 2009.

92. Терминологический словарь-справочник по инженерной геологии/ Сост. Е.М. Пашкин, А.А. Каган, Н.Ф. Кривоногова; Под ред. Е.М. Пашкина. - М.: КДУ, 2011. - 952 с.

93. Трофименков Ю.Г. Полевые методы исследования строительных свойств грунтов / Трофименков Ю.Г., Воробков Л.Н. - М., Стройиздат, 1981.-215

94. ТСН 50-304-2001 г. Москвы (МГСН 2.07-01) Основания, фундаменты и подземные сооружения. – Введ. 2003-04-22.

95. Типичные ошибки применения Plaxis 2D при расчете котлованов GOUW Tjieg Liong Civil Engineering Department, Bina Nusantara University, 11480 Jakarta, Indonesia.

96. Улицкий В.М., Шашкин А.Г., Шашкин К.Г. Геотехническое сопровождение развития городов. СПб.: Стройиздат Северо-Запад, Геореконструкция, 2010. 551 с.

97. Улицкий В.М., Шашкин А.Г., Шашкин К.Г. Л.25 Гид по геотехнике (путеводитель по основаниям, фундаментам и подземным сооружениям)/ ПИ «Геореконструкция» – СПб. 2010. – 208 с.

98. Фадеев А.Б. Метод конечных элементов в геомеханике. М.: Недра, 1987. 221 с.

99. Фадеев А.Б. Параметры модели упрочняющегося грунта программы «PLAXIS» // СПб.: Изд-во СПбГАСУ. - 2012. - С. 13–20.

100. Цытович Н.А. Механика грунтов. - М.: Госстройиздат, 1963. - 638 с.

101. Шашкин А.Г. Критический анализ наиболее распространенных нелинейных моделей работы грунта// Инженерная геология. М.:2010, № 3. С.29-37.

102. Шашкин А.Г., Шашкин К.Г. Упруго-вязко-пластическая модель структурно-неустойчивого глинистого основания // Реконструкция городов и геотехническое строительство. 2005. № 9. С. 1-228.

103. Шапиро Д.М. Упругопластический анализ несущей способности оснований реконструируемых объектов методом конечных элементов./ Д.В. Шапиро, Н.Н. Мельничук. // Основания, фундаменты и механика грунтов. №2 М., 2007.- С. 18-21.

104. Щетинина Н.Н. О влиянии коэффициента Пуассона грунта основания фундаментов водопропускных труб на их осадки // Вестник Сибирской государственной автомобильно-дорожной академии. – 2008. – Вып. 2 (8). – С. 31–36.

105. Amoroso S., Monaco P., Lehane B.M., Marchetti D. Examination of the potential of the SDMT to estimate in-situ stiffness decay curves. Soils and Rocks, 2014, vol. 37 (3), pp. 177–194.

106. Bathe K.-J. Finite-Elemente-Methoden, 2. Auflage, Sprihger-Verlag Berlin Heidelberg,

2002. - 194 p

107. Barla M., Barla G. Torino subsoil characterization by combining site investigations and numerical modelling. *Geomechanics and Tunneling*. 2012. Vol. 3. Pp. 214-232.
108. Brinkgreve, R.B.J., Broere, W., Waterman, D. 2008. *Plaxis 2D-version 9. Finite Element Code for Soil and Rock Analyses. User Manual*, Rotterdam: Balkema (рус. перевод. 2009, СПб: ООО «НИП-Информатика»).
109. Brinkgreve R.B.J. et al. *PLAXIS, 2D Version 8.* – Balkema, 1997
110. Brinkgreve R.B.J., Engin E., Swolfs W.M., Waterman D., Chesaru A., Bonnier P.G., Galavi V. *Plaxis 3D: a reference manual*. Plaxis b.v., 2012.
111. Brownjohn J.M.W. Structural health monitoring of civil infrastructure // *Philosophical Transactions of the Royal Society. A: Mathematical, Physical and Engineering Sciences*. 2007. V. 365. № 1851. P. 589–622.
112. Casagrande A. The determination of the pre-consolidation load and its practical significance. / *Proceedings of the 1st Intern. Soil Mechanics and Foundation Engineering Conference, Cambridge, Mass., 22-26 June 1936*. Edited by A. Casagrande. Graduate School of Engineering, Harvard University, Cambridge, Mass. - 1936. - Vol. 3. - P. 60-64.
113. Darve F.A., Lambert C.G. Incrementally non-linear constitutive relations: new challenges // *Soil Constitutive Models: Evaluation, Selection, and Calibration*. Ed. J.A. Yamamuro, V.N. Kaliakin. American Society of Civil Engineers. - 2005. - V. 128.-P. 134-158.
114. Davis R.D., Mullenger G. A rate-type constitutive model for soils with critical state // *J. Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*. - 1978. - V. 2.-P. 255-282.
115. ENV 1997-1:1994. Eurocode 7: Geotechnical design - Part 1: General rules, 1994.
116. ENV 1997-2:2007. Eurocode 7. Geotechnical design. Ground investigation and testing, 2007.
117. Gudehus G/ *Bodenmechanik*.-Stuttgart: Enke, 1981. – 516 c.
118. International Society for Rock Mechanics. Suggested metod for deformability determination using a stiff dilatometer, 1996 October
119. Jefferies M.G., Shuttle D.A. Norsand: calibration and use. – Prediction, analysis and design in geomechanical applications/ *The 11th Conf. of IACMAG. Torino, 2005*. Vol.1. P. 345-352.
120. John W. Bull, *Soil-structure interaction: numerical analysis and moduling*, 1994.
121. Load and Resistance Factor Design (LRFD) for Highway Bridge Substructures / *Reference Manual and Participant Workbook* // FHWA HI-98-032. - Washington. - 2001. - 592 p.
122. Lade P.V. Overview and evalution of constitutive models // *Soil Constitutive Models: Evaluation, Selection, and Calibration*. Ed. J.A. Yamamuro, V.N. Kaliakin. - American Society of Civil Engineers, 2005. - Vol. 128. - P. 1-34.

123. Liu M.D., Carter J.P. Effect of sample preparation method on sand behaviour simulated by the Sydney Soil Model. – Prediction, analysis and design in geomechanical applications/ The 11th Conf. of IACMAG. Torino, 2005. Vol.1. P. 401-408.
124. Mayne P.W., Kulhawy F.H. K_0 -OCR relationships in soil // Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE. - 1982. - V. 108. - GT6. - P. 851-872.
125. Meyerhof G.G. Bearing capacity and settlement of pile foundations // Journal of Geotechnical Engineering, ASCE. - 1976. -V. 102. - GT3. - P.197-228.
126. Moller S.C. Tunnel induced settlements and forces in linings // Mitteilungen des Instituts für Geotechnik Universität Stuttgart. - 2006. - № 54. - 174 p.
127. Nowak A.S., Collins K.R. Reliability of Structures. - Singapore: McGraw- Hill International Editions, Civil Engineering Series. - 2000. - 338 p.
128. Plaxis. Material Models Manual. 2016. 216 p. Available at: <https://www.plaxis.ru> (accessed 11 September 2017).
129. Potts, D.M, and Zdravkovic L. (1999). Finite Element Analysis in Geotechnical Engineering., Thomas Telford, London.
130. Randolph M.F., Jamiolkowski M.B., Zdravkovic L. Load Carrying Capacity of Foundations. Advances in Geotechnical Engineering: the Skempton Conf. Eds. Jardine, Potts, Higgins. London, 2004, pp 207–240.
131. Simpson B. Retaining structures: displacement and design // Geotechnique. - 1992.-V. 42.-N4.-P. 541-576.
132. Schanz T. Zur Modellierung des mechanischen Verhaltens von Reibungsmaterialien // Mitt. Inst. für Geotechnik 45. Universität Stuttgart. – Stuttgart, 1998. – 152 P.
133. Von Soos P., Bohac J. Properties of soils and rocks and their laboratory determination // Geotechnical Engineering Handbook. Berlin: Ernst & Sohn, 2002. V. 1. P. 119–206 (Germ).
134. 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. P. 249–261.
135. Vermeer P.A., Stolle D.F.E., Bonnier P.G. From the classical theory of secondary compression to modern creep analysis // Proceedings of the 9-th International Conference “Computer methods and advances in geomechanics”, Wuhan, China, 2–7 November 1997. Rotterdam, Netherlands: Balkema, 1998. P. 2469–2478.