

Шашкин Алексей Георгиевич

**ПРОЕКТИРОВАНИЕ ЗДАНИЙ
И ПОДЗЕМНЫХ
СООРУЖЕНИЙ В СЛОЖНЫХ
ИНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГИЧЕСКИХ
УСЛОВИЯХ
САНКТ-ПЕТЕРБУРГА**

**Москва
2014**

А.Г. Шашкин

**ПРОЕКТИРОВАНИЕ ЗДАНИЙ
И ПОДЗЕМНЫХ
СООРУЖЕНИЙ В СЛОЖНЫХ
ИНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГИЧЕСКИХ
УСЛОВИЯХ
САНКТ-ПЕТЕРБУРГА**

**Москва
2014**

УДК 624.1

ББК 26.3

Ш 32

А.Г. Шашкин.

Ш 32 Проектирование зданий и подземных сооружений в сложных инженерно-геологических условиях Санкт-Петербурга.

М.: Издательство «Академическая наука» — Геомаркетинг, 2014, 352 с.

Рецензенты:

доктор геолого-минералогических наук, профессор Э.В. Калинин (МГУ им. М.В. Ломоносова);

доктор геолого-минералогических наук, профессор Е.М. Пашкин (РГТРУ, Москва)

ISBN 978-5-905138-10-2

Книга, написанная А.Г.Шашкиным, служит удачным примером синтеза знаний в области инженерной геологии, механики грунтов, проектирования оснований, фундаментов и подземных сооружений, т.е. в той области, которую на западе объединяют термином «геотехника». Математическое описание механического поведения водонасыщенных глинистых отложений, характерных для территории Санкт-Петербурга, строится на основе естественнонаучного начала, свойственного науке о земле — инженерной геологии, без попыток подогнать природу под готовые формулы. Значительное внимание автор уделяет натурным исследованиям реального поведения грунтов при нагружении весом сооружений и разгрузке в результате устройства глубоких котлованов. Натурные исследования используются автором для построения и верификации предложенной им расчетной модели работы грунта. Применение этого метода, известного на западе как метод наблюдений, позволило автору находить безопасные и экономически эффективные решения по устройству глубоких котлованов в условиях исторической застройки.

Во всем мире за геотехником, как специалистом строительного профиля, закрепились обязанности по оценке инженерно-геологических условий площадки, выполнению совместных расчетов основания, фундаментов и надземных конструкций. Сегодня учет взаимодействия оснований и сооружений наряду с реологическими свойствами грунтов является обязательным требованием Технического регламента о безопасности зданий и сооружений (закон РФ № 384-ФЗ) при расчете и проектировании капитальных зданий в России, что придает особую актуальность этой книге.

Автор демонстрирует, что без создания расчетных моделей работы грунта, отвечающих практике реальных наблюдений, без определения предельных значений напряжений и деформаций в грунтах и конструктивных элементах сооружения, не существует возможности реального управления строительными рисками.

Автор системно и в доступной форме изложил теоретические основы знаний, которые необходимы не только научным сотрудникам, но и специалистам-практикам в области расчетов и проектирования. Книга может быть использована и в учебном процессе при изучении дисциплин строительного цикла. Она может послужить основой для новой специализации — «геотехника», организация которой в настоящее время представляется весьма важной.

Эта книга вносит существенный вклад в решение важной народнохозяйственной задачи по обеспечению безопасного проектирования и строительства в сложных инженерно-геологических условиях в плотной городской застройке на любых по сложности объектах, включая уникальные здания, знаковые для городов России.

Доктор технических наук, профессор, лауреат государственной премии РФ в области науки и техники В.М. Улицкий.

ISBN 978-5-905138-10-2

УДК 624.1

ББК 26.3

© А.Г. Шашкин

© ООО «Геомаркетинг», 2014

ОГЛАВЛЕНИЕ

Введение	7
Раздел I. Анализ особенностей инженерно-геологических условий города как факторов риска для строительства, реконструкции и эксплуатации зданий и сооружений	
Глава 1. Факторы инженерно-геологического риска для урбанизированной территории (на примере Санкт-Петербурга)	9
1.1. Методология оценки риска	9
1.2. Анализ инженерно-геологических условий Санкт-Петербурга как составляющих риска для строительства	13
1.3. Водонасыщенный глинистый грунт естественного сложения как дисперсная структурированная система	25
1.4. Природно-техногенные процессы как фактор риска для безопасности урбанизированной территории	29
Глава 2. Критерии оценки риска развития деформаций оснований в проектной практике	38
2.1. Развитие требований отечественных строительных норм в аспекте безопасности застройки, прилегающей к объекту строительства	38
2.2. Условие ограничения дополнительных осадок городской застройки как эвристический критерий риска при новом строительстве и реконструкции	43
Раздел II. Исследования изменения напряженно-деформированного состояния водонасыщенных глинистых грунтов в процессе их статического нагружения и разгрузки в натурных условиях	
Глава 3. Исследование процесса деформирования водонасыщенных глинистых грунтов при статическом нагружении в натурных условиях	49
3.1. Методика проведения комплексного натурного эксперимента	49
3.2. Натурные исследования деформирования основания грунтовой дамбы	53
3.2.1. Условия проведения натурного эксперимента на сооружениях защиты Санкт-Петербурга от наводнений	55
3.2.2. Результаты измерения деформаций в основаниях опытных полигонов	64
3.2.3. Результаты измерений тотальных напряжений в массиве грунта на опытных полигонах	73
3.2.4. Результаты измерений порового давления в массиве грунта на опытных полигонах	74
3.2.5. Измерения прочностных характеристик грунта	78
3.2.6. Краткое резюме по результатам анализа натурных исследований	80
3.3. Сравнение результатов расчета с данными длительных наблюдений за осадками зданий	81
Глава 4. Натурные исследования развития деформаций водонасыщенных глинистых грунтов при статической разгрузке (при устройстве глубоких котлованов)	85
4.1. Постановка серии натурных исследований	85
4.2. Подземное сооружение на Комендантской пл.	89

4.2.1. Инженерно-геологические условия площадки	89
4.2.2. Постановка натурных исследований	90
4.2.3. Результаты натурных измерений	92
4.3. Опытный котлован у Московского вокзала	94
4.3.1. Инженерно-геологические условия площадки	94
4.3.2. Постановка натурального эксперимента	95
4.3.3. Результаты натурных измерений	96
4.4. Котлован подземного сооружения у пл. Восстания	102
4.4.1. Инженерно-геологические условия площадки	102
4.4.2. Постановка натурных исследований	103
4.4.3. Результаты натурных измерений	103
4.5. Комплексные натурные исследования поведения массива грунта при откопке опытного котлована у Мариинского театра	109
4.5.1. Инженерно-геологические условия площадки	109
4.5.2. Описание натурального эксперимента	112
4.5.3. Последовательность откопки котлована	115
4.5.4. Результаты натурных измерений	117
4.6. Скорость развития деформаций массива грунта при откопке котлована	120
Раздел III. Водонасыщенный глинистый грунт как вязкопластическая среда	
Глава 5. Сопоставление результатов натурных наблюдений и представлений теории фильтрационной консолидации	126
5.1. Границы и критерии применимости теории фильтрационной консолидации	126
5.2. Анализ результатов натурных исследований с позиции теории фильтрационной консолидации	133
5.2.1. Сопоставление фактической работы оснований опытных полигонов и представлений теории фильтрационной консолидации	133
5.2.2. Анализ результатов длительных наблюдений за осадками зданий с позиций теории фильтрационной консолидации	139
5.2.3. О штамповом и компрессионном модулях деформации	141
5.2.4. Анализ вклада процесса консолидации в осадку основания при учете нелинейной зависимости коэффициента фильтрации от градиента напора	143
5.2.5. Направления совершенствования методов расчета развития деформаций во времени	147
5.3. Механизм поведения водонасыщенного глинистого грунта при нагружении	149
Глава 6. Математическое описание нелинейной работы грунта при нагружении и разгрузке	155
6.1. Анализ наиболее распространенных нелинейных моделей работы грунта	155
6.1.1. Идеально-упругопластическая модель с предельной поверхностью, описываемой критерием Кулона — Мора	155
6.1.2. «Шатровые» модели. Модифицированная модель Cam Clay	156

6.1.3. Другие модификации модели Cam Clay	162
6.1.4. Модели «с двойным упрочнением»	165
6.2. Проблемы расчета глубоких котлованов	168
6.3. Вязкопластическое деформирование грунта	174
6.3.1. Основные принципы построения феноменологической модели работы водонасыщенного глинистого грунта	174
6.3.2. Решение нелинейных задач при использовании метода конечных элементов	178
6.3.3. Учет фактора времени при развитии деформаций объема	179
6.3.4. Развитие деформаций формоизменения во времени	180
6.3.5. Определение параметров модели	186
6.3.6. Краткое резюме вязкопластической модели грунта	194
Глава 7. Моделирование квазистатического нагружения и разгрузки основания с учетом вязкопластической работы грунта	196
7.1. Моделирование постоянного статического нагружения	196
7.1.1. Расчет деформирования во времени оснований опытных полигонов комплекса защиты Санкт-Петербурга от наводнений	196
7.1.2. Расчет осадок зданий на территории Санкт-Петербурга	199
7.2. Моделирование временных статических воздействий	205
7.2.1. Моделирование штамповых испытаний	205
7.2.2. Моделирование статических испытаний свай	210
7.2.3. Моделирование статического зондирования грунта	212
7.3. Моделирование работы массива грунта при разгрузке, обусловленной устройством глубоких котлованов	213
7.3.1. Расчетный анализ деформации ограждения котлована в Берлине	213
7.3.2. Расчетный анализ развития деформаций массива грунта при устройстве подземного сооружения на Комендантской пл.	216
7.3.3. Расчетный анализ деформаций массива грунта при устройстве опытного котлована у Московского вокзала	218
7.3.4. Расчетный анализ поведения массива грунта при устройстве глубокого котлована на пл. Восстания	221
7.4. Расчетный анализ поведения массива грунта при устройстве опытного котлована на площадке возле Мариинского театра	224
7.4.1. Определение параметров поведения грунта для расчетов с использованием вязкопластической модели	224
7.4.2. Применение численно-аналитического метода расчета	231
7.4.3. Расчет с использованием вязкопластической модели грунта	232
7.5. Обобщение результатов оценки параметров реологических свойств грунта по дан- ным натурных наблюдений	240
7.6. Некоторые итоги применения вязкопластической модели	243

Раздел IV. Методологические основы расчета оснований зданий и сооружений для повышения безопасности их строительства и эксплуатации

Глава 8. Методология проектирования оснований зданий и сооружений в условиях плотной городской застройки	244
8.1. Концепция геотехнического сопровождения строительства	244
8.1.1. Составляющие геотехнического сопровождения	244
8.1.2. Геотехнические категории сложности объекта реконструкции и нового строительства	248
8.1.3. Учет вязкопластического поведения грунта в рамках геотехнического сопровождения строительства	252
8.2. Методология проектирования глубоких котлованов в условиях городской застройки	253
Глава 9. Примеры реализации методики проектирования глубоких котлованов в условиях городской застройки	258
9.1. Устройство подземного сооружения под Каменноостровским театром	258
9.1.1. Задачи, решаемые при реконструкции	258
9.1.2. Инженерно-геологические условия площадки	260
9.1.3. Концепция устройства подземного объема	262
9.1.4. Геотехническое обоснование проектного решения	273
9.1.5. Результаты мониторинга	276
9.2. Подземный паркинг на Почтамтской ул.	277
9.2.1. Задачи, решаемые при реконструкции	277
9.2.2. Инженерно-геологические условия площадки	279
9.2.3. Геотехническое обоснование концепции устройства подземного объема	283
9.2.4. Выполнение работ и результаты мониторинга	290
Заключение	294
Список литературы	296
Приложение	314

Введение

Развитие крупнейших городов мира сегодня невозможно представить без освоения подземного пространства, глубокой реконструкции кварталов сложившейся городской застройки и высотного строительства, которые также связаны с устройством подземных объемов. Для Санкт-Петербурга, с его обширным историческим центром, использование подземного пространства является особенно актуальным, поскольку позволяет вдохнуть жизнь в архитектурную среду, не искажая классического облика современного мегаполиса. До последнего времени подземное строительство в городе было представлено только тоннелями метрополитена да глубокими канализационными коллекторами, сооружаемыми закрытым способом. Попытки устройства глубоких котлованов в среде городской застройки чаще всего заканчивались существенным повреждением прилегающих зданий. Основной причиной неудач являлся неадекватный учет при проектировании особенностей развития деформаций водонасыщенных глинистых отложений различного генезиса и возраста малой и средней степени литификации (которые часто называют слабыми глинистыми грунтами) при техногенном нагружении и разгрузке.

Отсутствие практического опыта подземного строительства может быть компенсировано только проведением соответствующих исследований. Для водонасыщенных глинистых отложений малой и средней степени литификации, природные структурные связи которых нарушаются при внешних воздействиях, наиболее репрезентативными являются натурные исследования. Особую актуальность их проведению придает отсутствие эффективной методики расчета оснований зданий и сооружений (в том числе подземных), сложенных слабыми глинистыми грунтами, в условиях плотной городской застройки.

В настоящее время, когда благодаря развитию вычислительной техники совместные расчеты зданий (сооружений) и оснований становятся реальной основой проектирования (что позволяет удовлетворить требованию Федерального закона № 384-ФЗ «Технический регламент о безопасности зданий и сооружений»), особенно заметно, что реальная точность расчетов деформаций основания значительно ниже тех требований, которые предъявляются к расчету надземных конструкций. В проектной практике укоренилось не критичное отношение к выбору расчетных моделей и реализующих их программ, а также к результатам расчетов. Применение моделей, не апробированных для инженерно-геологических условий рассматриваемой территории и не адаптированных к особенностям региональных грунтов, является фактором риска для сооружений любого уровня сложности и фактором чрезвычайного риска для сооружений, опыт строительства которых в данном регионе отсутствует.

В связи с этим весьма актуальным представляется применение таких расчетных моделей, которые позволяют с удовлетворительной точностью описать стандартные лабораторные опыты, полевые испытания (например, штамповые) и натурные наблюдения на опытных площадках. При этом для корректного сравнения результатов расчетов и наблюдений необходимо применять такие расчетные модели, которые позволяли бы рассматривать развитие деформаций во времени.

Основное внимание зарубежных научных школ традиционно уделяется объемной составляющей деформации, развитию процессов первичной и вторичной консолидации. Отечественная школа механики грунтов всегда уделяла особое внимание построению реологических моделей, описывающих как объемное, так и сдвиговое деформирование грунта во времени. Необходимость учета реологических параметров материалов закреплена на федеральном законодательном уровне «Техническим регламентом о безопасности зданий и сооружений» (Федеральный закон № 384-ФЗ), но до сих пор не стала общепринятой практикой проектирования.

На формирование современного понимания закономерностей изменения свойств массивов грунтов под воздействием природно-техногенных факторов, связанных со строительной деятельностью человека, оказали влияние труды таких выдающихся исследователей, как Н.Н. Маслов, Н.Я. Денисов, Б.В. Дерягин, И.В. Попов, Е.М. Сергеев, В.А. Приклонский, В.Д. Ломтадзе, И.М. Горькова, В.И. Осипов, В.А. Королев, В.М. Соколов, Р.Э. Дашко и др. Отличительной особенностью этих исследований является подход к грунту, прежде всего, как природному образованию, обладающему специфическими свойствами, гораздо более вариативными и неоднозначными, чем у искусственных материалов, и вследствие этого плохо поддающимися обобщению в рамках какого-либо универсального математического представления. На Западе, начиная с трудов основоположника механики грунтов К. Терцаги, основное внимание уделялось поиску именно этого обобщения, в жертву которому иногда приносились особенности грунта как природного образования. Ведущим представителям отечественной школы механики грунтов, таким как Н.А. Цытович, В.А. Флорин, С.С. Вялов, С.А. Роза, П.Л. Иванов, Б.И. Далматов, Ю.К. Зарецкий, З.Г. Тер-Мартirosян, М.Ю. Абелев, А.Б. Фадеев, А.К. Бугров и др., всегда было свойственно уделять большое внимание таким проявлениям специфики грунтовой среды, как наличие начального градиента напора, структурная прочность, анизотропность свойств, переменность характеристик грунта в зависимости от вида, величины и интенсивности воздействия. Однако в реальной расчетной практике в настоящее время возобладали западные подходы, воплощенные в наиболее востребованных компьютерных программах. Представляется, что необходимо предпринять усилия по реализации достижений отечественной научной школы инженерной геологии и механики грунтов в современных программных продуктах, позволяющих решать актуальные задачи проектирования.

Автор хотел бы выразить глубокую и искреннюю признательность профессору В.М. Улицкому за ценные замечания и поддержку при проведении исследований, профессору В.Н. Парамонову, к.т.н. В.А. Васенину, к.т.н. Л.К. Тихомировой, к.т.н. К.Г. Шашкину за внимание и ценные советы в период написания настоящей работы, высказать особые слова благодарности профессору Р.Э. Дашко, труды которой определили вектор научных исследований автора, а также считает необходимым отдать долг светлой памяти своих учителей — профессора Б.И. Далматова, к.т.н., доцента А.В. Голли, профессора П.Л. Иванова и профессора А.Б. Фадеева, во многом сформировавших техническое мировоззрение автора.

РАЗДЕЛ I. АНАЛИЗ ОСОБЕННОСТЕЙ ИНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГИЧЕСКИХ УСЛОВИЙ ГОРОДА КАК ФАКТОРОВ РИСКА ДЛЯ СТРОИТЕЛЬСТВА, РЕКОНСТРУКЦИИ И ЭКСПЛУАТАЦИИ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

Глава 1. Факторы инженерно-геологического риска для урбанизированной территории (на примере Санкт-Петербурга)

1.1. Методология оценки риска

В настоящее время в современной международной геотехнической практике особое внимание уделяется оценке рисков, которые могут быть связаны с инженерно-геологическими и гидрогеологическими условиями площадки строительства нового здания или реконструкции сложившейся городской застройки, с принятием проектных решений и выбором технологий фундаментостроения, которые должны быть адекватны этим условиям. Методики оценки рисков разрабатываются сегодня во всем мире для страховых компаний и государственных экспертиз, занимающихся рассмотрением проектных решений по отдельным объектам капитального строительства, а также для инстанций, ответственных за планирование развития территорий. Особое значение проблема оценки риска имеет в фундаментостроении и подземном строительстве, безопасность которых полностью определяется качеством инженерных изысканий и их интерпретации, предвидением развития опасных геологических процессов на территории, достоверностью расчетов и адекватностью лежащих в их основе моделей поведения грунта.

Оценке рисков, связанных с проявлением различных геологических процессов, посвящена обширная отечественная и зарубежная литература, обзор которой выходит за рамки настоящей работы, сосредоточенной преимущественно только на одной из составляющих риска, связанной с прогнозом *негативных последствий техногенных воздействий строительства либо реконструкции зданий и сооружений в районах плотной застройки*.

Современный интерес к этой теме связан с возведением все большего числа уникальных сооружений с нестандартными конструктивными решениями и нагрузками, с возрастанием объемов реконструкции исторических городов, во многих случаях проводимой в сложных инженерно-геологических условиях. Основные понятия оценки строительного риска и обеспечения надежности возводимых конструкций введены сегодня в нормы проектирования многих стран, в том числе и в европейские нормы проектирования — Еврокоды. Оценка риска стала одной из доминирующих тем обсуждения на многих международных конгрессах.

Настоящее исследование не претендует на анализ или развитие теории риска. Оно опирается на традиционно используемые в отечественных и зарубежных нормах понятия. Рас-

смотрение факторов риска служит здесь целям выбора наиболее значимых из них в аспекте обеспечения безопасности застройки при ведении строительных работ на урбанизированной территории, поэтому остановимся на этой теме очень кратко и опишем ее схематично.

В настоящее время в международной практике при анализе риска приняты следующие определения.

Опасность (угроза) — атрибут воздействия, направленного на людей и объекты, которое может представлять угрозу жизни и утраты материальных и культурных ценностей.

Безопасность — отсутствие угрозы. Относительная безопасность достигается, если риск не превышает допустимого предела.

Риск — мера величины опасности. Риск — это вероятность нежелательного *события* и его *последствий*, например потери жизни, имущества, социальных возмущений, экологического ущерба.

Надежность — способность рассматриваемой системы в определенном отрезке времени удовлетворять заданным требованиям.

В отечественной нормативной строительной практике распространение получили так называемые детерминистические методы, основанные на проектировании с использованием определенных величин коэффициентов запаса и надежности. С помощью системы коэффициентов запаса и коэффициентов надежности, в том числе действующих и по отношению к принимаемым в расчетах характеристикам механических свойств грунтов, создается определенный резерв между расчетными и предельными значениями нагрузок. Коэффициенты надежности в какой-то степени отражают неполное знание реальных условий строительства на площадке, а их величина зависит от опыта, накопленного при проектировании и эксплуатации сооружений и территорий.

В международной практике сегодня развитие получают вероятностные методы, оценивающие безопасность сооружения в терминах возможности разрушения, например 1:2000, 1:10 000 и т.д. При этом принимается допущение о потенциальных отклонениях величины различных параметров. Параметры рассматриваются как стохастические переменные.

В системе Еврокодов основополагающим документом являются нормы EN 1990 «Основы проектирования», устанавливающие принципы и требования к безопасности, эксплуатационным качествам и долговечности сооружений. Эти нормы служат основой для дальнейших направлений разработки различных аспектов надежности сооружений. На этот документ опираются практически все другие нормы Евросоюза, в том числе и Еврокоды 7 «Геотехника».

Нормы EN 1990 определяют концепцию проектирования на основе частных коэффициентов надежности, дают рекомендуемые значения частных коэффициентов (на которые делятся или умножаются переменные, в результате чего получают так называемые проектные значения) и устанавливают основные положения по управлению надежностью в строительстве на национальном уровне. В значениях частных коэффициентов надежности заложены «допустимые» уровни риска. Величина допустимого индивидуального риска, принятая в качестве точки отсчета, составляет 10^{-5} . Нормированные пороги вероятности аварии являются только математическими инструментами: они вовсе не означают, что не-

который процент трагедий является допустимым. Считается, что эти уровни, или предельные состояния, не должны быть достигнуты в течение 50 лет эксплуатации сооружения.

По мнению разработчиков Еврокодов, риск может быть выражен следующим образом:

$$R = Prob(F) \times Prob(C), \quad (1.1)$$

где $Prob(F)$ — вероятность наступления некоторого неблагоприятного (опасного) события; $Prob(C)$ — вероятность наступления негативных последствий, обусловленных этим событием.

Если рассматривается экономический аспект проблемы, то второй сомножитель может быть представлен как отношение затрат на восстановление поврежденной застройки к ее общей стоимости.

По своему физическому смыслу риск имеет место только в случае пересечения (совпадения) двух этих вероятностей, что, как известно, математически отображается в виде их произведения. Если на территории развивается какой-либо опасный геологический процесс, но отсутствует капитальная застройка, то понятие риска теряет свой смысл.

Можно сказать, что первый сомножитель в выражении (1.1) не поддается управлению человеком и в этом смысле является некой пассивной составляющей, исходными данными, которые необходимо учитывать в строительной деятельности. Второй сомножитель, напротив, вполне пригоден для корректировки и в этом аспекте является активной составляющей, с помощью которой можно изменять величину риска. Человек не в состоянии устранить природный процесс и явление и далеко не всегда способен изменить его параметры, но вполне в силах приспособиться к природному воздействию, снижая тем самым риск для зданий и сооружений.

Именно таким образом в мировой и отечественной практике осуществляется, например, строительство в сейсмоопасных районах. Сомножитель $Prob(F)$ в этом случае выражает уровень сейсмической опасности, измеряемой в баллах, а сомножитель $Prob(C)$ — уровень сейсмозащищенности зданий, который является интегральным следствием реализации требований норм по повышению сопротивления конструкций зданий и сооружений действию сейсмических волн.

Аналогичным образом может быть рассмотрен и риск проявления других природных факторов и процессов. Инженерно-геологические и гидрогеологические изыскания дают исходные данные, позволяющие оценить угрозу, связанную с этими факторами и процессами. Исследование их количественных и качественных проявлений позволяет приспособиться к ним при строительстве зданий и сооружений, снижая тем самым вероятность наступления негативных последствий и результирующий уровень риска. Иными словами, умение *прогнозировать последствия* проявления того или иного природного или природно-техногенного процесса и явления в конкретной геотехнической ситуации¹ позволяет при-

¹ Геотехническая ситуация — совокупность инженерно-геологических условий, параметров проектного решения подземной части здания или сооружения, условий размещения площадки по отношению к соседней застройке, техническое состояние, физические и геометрические параметры последней.

вести их влияние к допустимому уровню риска. Настоящая работа посвящена именно этому аспекту в многомерной и многофакторной структуре оценки интегрального риска для строительства зданий и сооружений в условиях урбанизированной территории.

Схема оценки риска может быть представлена следующим образом (в развитие подхода, изложенного в обзорной статье В.М. Улицкого, М.Б. Лисюка (2003) по публикациям К. Но, E. Leroi, B. Roberds, 2000; N.P. Hoej, 2001; P. Vaarts, A.D. Boer, 2001; P. Sêco e Pinto, 2002; J.B. Menzies, N. Hazards, 1995; J.-A. Calgaro, H. Gulvanessian, 2001): 1 — определение опасностей (угроз); 2 — оценка частоты возникновения угроз; 3 — оценка последствий угроз; 4 — определение величины риска по формуле (1.1); 5 — сравнение с величиной риска, которая считается приемлемой; 6 — в случае, если риск оказывается неприемлемым, осуществляется поиск и принятие решений, способствующих снижению вероятности наступления негативных последствий от проявления угрозы, после чего процедура повторяется с п. 3; 7 — в случае приемлемого риска положительный результат оценки риска считается достигнутым.

В настоящее время строительная ситуация в России характеризуется повышением уровня сложности: возводятся высотные здания, передающие повышенные нагрузки на основание, все шире ведется освоение подземного пространства крупных городов, разворачивается масштабная реконструкция исторической городской застройки. Эти направления связаны с увеличением количества опасностей (или факторов риска). При этом во многих случаях отсутствует практический опыт реализации проектов повышенной сложности в условиях урбанизированных территорий, на которых приходится не только обеспечивать безопасность объекта строительства или реконструкции, но и считаться с соседней застройкой, безопасность которой также должна быть обеспечена. Для того чтобы в итоге результирующий уровень риска оказался приемлемым, необходима минимизация риска от каждого фактора.

В формулировке категории риска в виде (1.1) содержится важное гносеологическое значение: человек по мере постижения законов природы (в нашем случае закономерностей проявления неблагоприятных для застройки природных воздействий) в состоянии снизить вероятность наступления неблагоприятных последствий природных воздействий для застройки, применяя такие технические решения по устройству оснований, фундаментов, наземных конструкций, которые адекватны этим воздействиям. Тем самым снижается результирующий риск (в этом и состоит механизм научно-технического прогресса в строительной области: появляется возможность строительства на территориях, которые ранее считались непригодными для застройки; объекты строительства могут становиться все более сложными при сохранении необходимого уровня надежности).

В связи с изложенным представляется целесообразным проанализировать те особенности инженерно-геологических и гидрогеологических условий урбанизированной территории, которые могут приводить к наступлению неблагоприятных событий, и оценить возможность снижения вероятности наступления нежелательных последствий. В рамках настоящей работы такой анализ выполнен на примере Санкт-Петербурга, одного из крупнейших мегаполисов Европы, развитие которого невозможно без освоения подземного пространства, глубокой реконструкции кварталов исторической застройки, возведения высотных зданий за

пределами исторического центра. Санкт-Петербург, основанный Петром Великим в дельте Невы на территории распространения значительной толщи четвертичных отложений, обладающих относительно неблагоприятными для строительства физико-механическими характеристиками, является весьма репрезентативным объектом исследования, поскольку перечисленные выше тенденции развития актуальны для этого города.

1.2. Анализ инженерно-геологических условий Санкт-Петербурга как составляющих риска для строительства

Санкт-Петербург основан на территории, не особенно благоприятной в строительном отношении. До середины XX в. считалось нецелесообразным строительство в городе гражданских зданий выше карниза Зимнего дворца, в чем отражался не только этический аспект, но и (возможно, неосознанно) техническое ограничение давления по подошве фундаментов зданий. Сегодня интегральным следствием сложности инженерно-геологических и гидрогеологических условий территории является явное запаздывание с освоением подземного пространства Санкт-Петербурга по отношению к другим крупным мегаполисам Европы. Анализ особенностей инженерно-геологических условий территории Санкт-Петербурга, а также природных и природно-техногенных процессов, происходящих в его подземной среде, позволяет оценить первую составляющую в формуле (1.1), определяющей величину риска на урбанизированной территории, а именно возможную опасность и вероятность ее проявления.

В пределах территории города кристаллические породы фундамента залегают на глубине 180...220 м, что весьма затрудняет реализацию планов высотного строительства. Они перекрыты мощным чехлом осадочных пород.

В пределах Санкт-Петербургского региона непосредственно на породах фундамента залегают песчаники нижнекотлинского горизонта (V_2kt_1), перекрытые переслаивающимися песчаниками и плотными аргиллитоподобными глинами, на которых залегает мощная толща глин верхнекотлинского горизонта (V_2kt_2) (рис. 1.1).

Эти отложения образуют котлинский горизонт верхнего венда и являются самыми древними осадочными породами, возраст которых составляет 650 млн лет. Отложения венда в южной части города перекрывают глинистые песчаники нижнего кембрия (ломаносовский горизонт — E_1lm) небольшой мощности, а над ними — нижнекембрийские синие глины (сиверская свита лонтовасского горизонта E_1sv). На остальной территории города верхнекотлинские глины венда находятся непосредственно под толщей четвертичных отложений. Они характеризуются выдержанностью по мощности и по простираению (вне палеодолин). При проектировании зданий и сооружений следует учитывать, что для Санкт-Петербурга свойственно наличие такой формы подземного рельефа коренных пород, как палеодолины (рис. 1.2), в которых кровля коренных отложений находится на глубинах примерно 60...120 м в зависимости от глубины вреза тальвега в коренные глины и (или) песчаник (при обычном расположении на территории исторического центра вне зон палеодолин на глубине около 15...25 м).

Согласно исследованиям Р.Э. Дашко (1984), коренные глины на территории Санкт-Петербурга должны рассматриваться как трещиновато-блочная среда, для которой характерно:

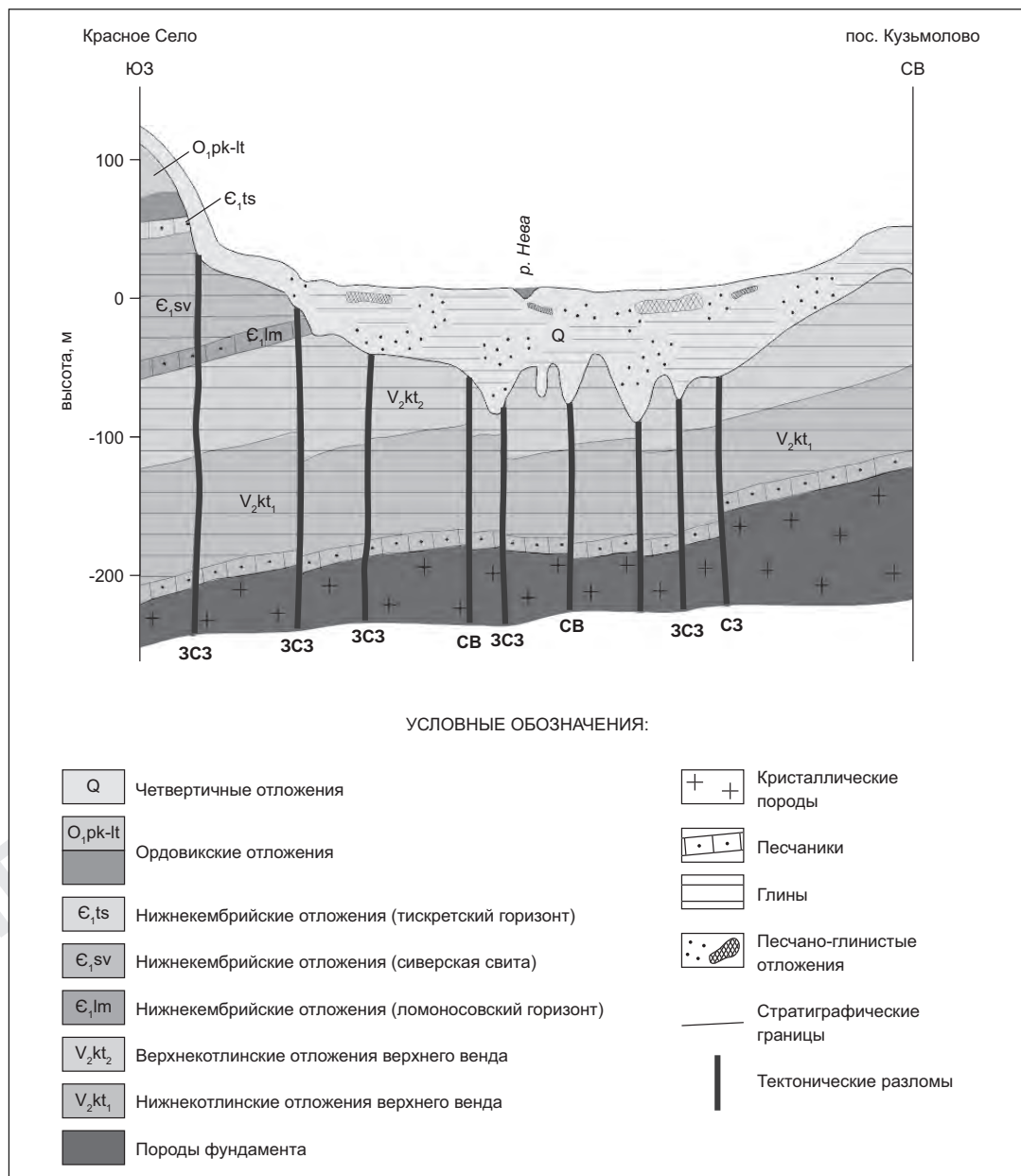


Рис. 1.1. Схематический геолого-литологический разрез Санкт-Петербурга с элементами тектоники (по Е.К. Мельникову)

- зональное строение по глубине, с переменной влажностью-плотностью пород в верхней зоне, по глубине меняется степень блочности пород;

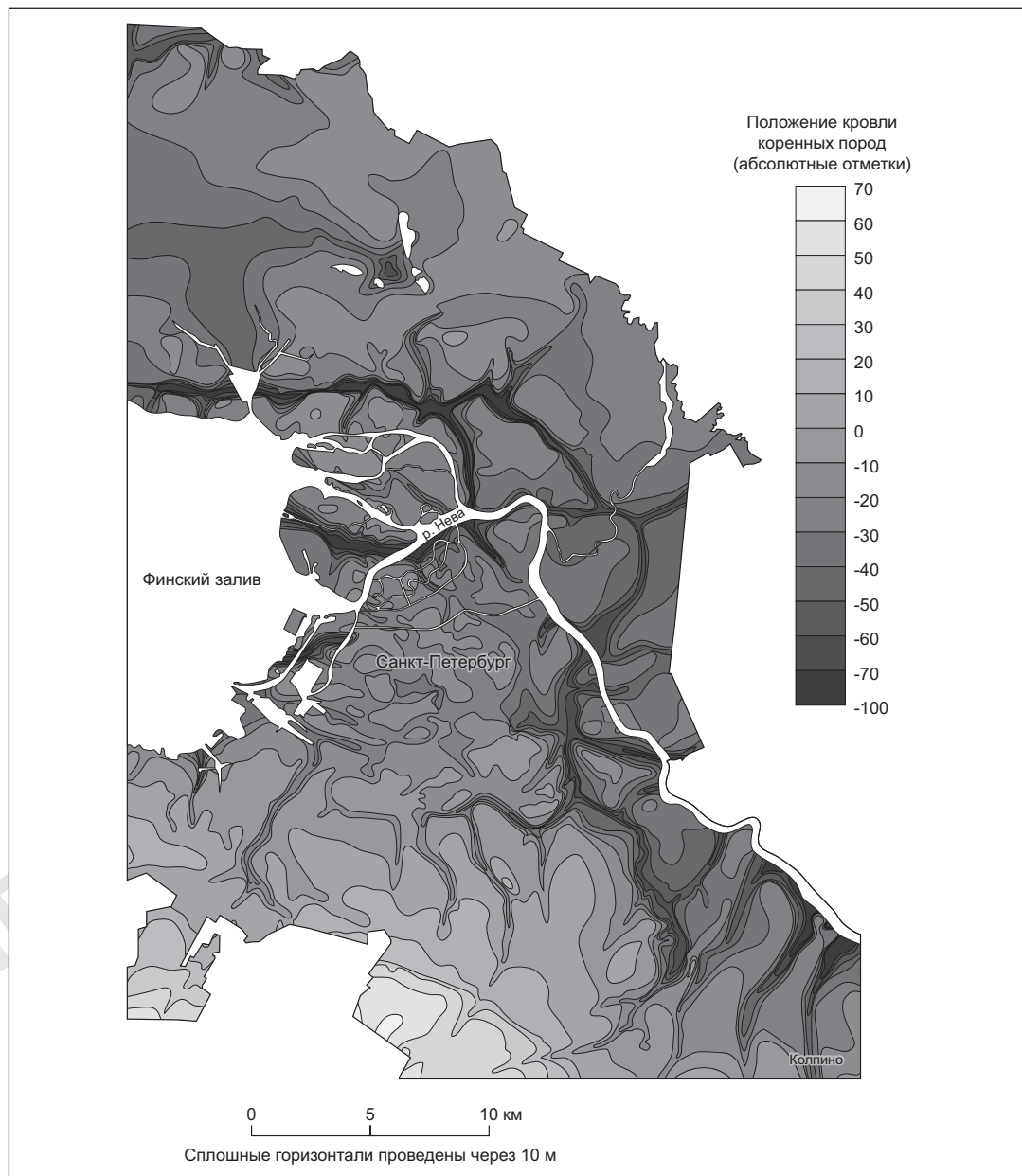


Рис. 1.2. Положение кровли коренных пород осадочного чехла на территории Санкт-Петербурга (переработанные и дополненные Р.Э. Дашко (2011) данные Геологического атласа Санкт-Петербурга, 2009 г.)

- снижение интегральных механических свойств и повышение проницаемости массива грунта в целом;
- взаимодействие с техногенными водами (стоками) с высокой микробиологической активностью, приводящее к негативному преобразованию пород до уровня, свойственного слабым глинистым отложениям.

Для того чтобы снизить вероятность наступления негативных последствий от отмеченных опасных факторов, необходим учет особенностей строения и рельефа коренных пород, который должен найти отражение как в программе изысканий и в самих изысканиях, так и в расчетах, для которых базой исходных данных служат результаты исследований, полученные в процессе изысканий. Негативная трансформация пород за счет контаминации может быть предотвращена герметизацией канализационных коллекторов. Программа обновления канализационной сети города успешно реализуется на протяжении последних 15 лет.

В палеодолинах фиксируются три толщи отложений морены (снизу вверх): днепровская, московская (они приурочены к глубоким погребенным долинам, таким как долина пра-Невы, под рекой Смоленкой, у площади Мужества), лужская, которая прослеживается по всей территории города на различной глубине от метров до первых десятков метров, местами выходит на поверхность (на севере города и в центральной зоне вблизи Витебского вокзала) и является наиболее выдержанной по простираению. Отложения московской и лужской морен расчленены водно-ледниковыми морскими и озерными отложениями.

Для отложений морены характерен неоднородный гранулометрический состав. Исходя из высокой плотности и относительно невысокой влажности отложений, обычно делается вывод о наличии у них высокой прочности и малой деформативности. Между тем, как показали исследования Р.Э. Дашко, механические свойства глинистых отложений морены существенным образом различаются в зависимости от их расположения в разрезе четвертичной толщи (Р.Э. Дашко и др., 2011).

К первому типу разреза (присутствует в северной части города в районе Гражданского проспекта и Каменки, в южной — в районе Витебского вокзала) относятся моренные отложения гипергенной зоны, формирование которых происходило в субаэральных условиях, с развитием гипергенных процессов, протекающих в окислительной обстановке и связанных с воздействием инфильтрационных растворов, содержащих соединения трехвалентного железа. Последнее способствует образованию цементационных связей между дисперсными частицами и агрегатами, значительно повышая прочность моренных отложений, а также устойчивость их структуры при действии статических и динамических нагрузок. При этом происходит снижение общей гидрофильности пород и, следовательно, уменьшение их естественной влажности, что выражается в распространенности отложений с твердой и полутвердой консистенцией. Глинистые отложения морены этого типа являются трещиновато-облочной средой. Они служат надежным основанием зданий и сооружений.

Второй тип разреза (имеет значительное распространение, прослеживается на литориновых террасах с абсолютными отметками более 9...10 м) характерен для ледниковых об-

разований лужской стадии оледенения, перекрытых комплексом озерно-ледниковых глинистых отложений, в зависимости от мощности которых моренные отложения могут существовать как в микроаэрофильных, так и в восстановительных (анаэробных) условиях. Зона гипергенеза может затрагивать моренные отложения, если верхняя толща озерно-ледниковых отложений имеет небольшую мощность (2...3 м) и ее формирование происходило в субаэральных условиях. В противном случае гипергенез не затрагивает моренные отложения и явления макро- и микротрещиноватости не отмечаются (хотя дефекты в толще пород фиксируются). Они характеризуются хрупко-пластическим и пластическим характером разрушения, снижением параметров ϕ и C при сохранении достаточно высокой плотности.

Третий тип разреза (прослеживается в пределах низкой литориновой террасы с абсолютными отметками поверхности менее 8 м, примерно в границах города конца XIX в.) имеет место в том случае, если морена залегает под толщей песчано-глинистых отложений литоринового моря и Балтийского ледникового озера, обогащенных естественной органикой. Наличие растительных остатков в верхней части разреза способствует формированию анаэробной среды, а наличие торфа служит источником микробиоты, миграция которой наблюдается вниз по разрезу. Микробиологическая пораженность незначительно влияет на величину плотности и показатель консистенции, при этом формируя пластический характер деформирования даже у пород с полутвердой и тугопластичной консистенцией.

Четвертый тип разреза наблюдается там, где морена развивается в условиях анаэробной обстановки под болотами, глубина которых превышает 2 м, она обогащена органическими компонентами биотического и абиотического генезиса, обуславливающими низкие значения прочности и высокую деформативность отложений, близкие по показателям к разрезу третьего типа. Для этого типа морены характерны серые, голубовато-серые, зеленые тона (вследствие ее оглеения), высокая степень микробиологической пораженности, в некоторых случаях наблюдается газообразование.

Межморенные микулинские суглинки и глины, имеющие ограниченное распространение в юго-западной части города в зоне палеодолины пра-Невы, залегают между малопроницаемыми моренными суглинками (московскими и лужскими); они обогащены органикой, в том числе битуминозной.

Завершают разрез верхнечетвертичных образований озерно-ледниковые отложения Балтийского ледникового озера, перекрывающие верхнюю лужскую морену, представленные ленточными глинами, суглинками и супесями (утратившими свою первоначальную слоистость за счет процессов выветривания) и реже песками. Эти отложения имеют распространение практически на всей территории города (кроме отдельных зон вдоль Невы и Невской губы). Глинистые отложения характеризуются как сильносжимаемые, малопрочные грунты. Наличие ленточной текстуры отражается на анизотропии механических свойств этих отложений, их неоднородности и изменчивости. При активизации микробиологической деятельности они претерпевают значительное снижение прочности (до 8...10 кПа), а песчаные и супесчаные отложения приобретают свойства плывунов.

Современные литориновые отложения, представленные песками и супесями в верхней части разреза, а в нижней суглинками, имеют повсеместное распространение в пределах низкой Литориновой террасы, где абсолютные отметки поверхности ниже 9,0 м (южная граница — Обводный канал). Они формировались как отложения теплого мелкого моря и поэтому обогащены органикой. Озерно-морские отложения имеют низкую прочность, высокую деформативность, легко переходят в плавунное состояние при динамических нагрузках и повышении гидродинамического давления, природные структурные связи этих грунтов легко нарушаются при техногенных воздействиях.

В период, предшествующий основанию Санкт-Петербурга, на территории города были широко развиты болотные отложения, представленные торфами. В настоящее время наиболее значительные отложения торфа сохранились в северной части города за пределами урбанизированной территории. Повсеместное присутствие в разрезе четвертичных отложений прослоев и линз торфа или же погребенных торфяников предопределяет существование богатого природного биоценоза. Наличие органических соединений, которые мигрируют вниз по разрезу, формирует определенные физико-химические и биохимические условия в обводненной толще ниже торфяных отложений.

Характерной особенностью четвертичного разреза является повсеместное залегание в исторической части города техногенных грунтов поверх болотных, литориновых и озерно-ледниковых отложений. Они формировались отсыпкой (в том числе хозяйственно-бытовых отходов, отходов промышленности, строительного мусора), а с 1963 г. намывом донных отложений Невской губы песчаного и супесчаного состава в северо-западной части, на Голодае, в Приморском районе города. Намыв грунта осуществлялся преимущественно до абсолютной отметки +4,5 м, мощность этих отложений достигает 3...5 м. Под слоем намывных грунтов могут встречаться погребенный торф, засыпанные водотоки и хозяйственно-бытовые отходы. Для подсыпки территории в ряде случаев используется шлам глинистых пород венда, извлеченный при проходке тоннелей метро, что способствует формированию слабо водо- и газопроницаемой слоистой структуры техногенной толщи.

В гидрогеологическом отношении территория Санкт-Петербурга расположена на северо-западном крыле Московского артезианского бассейна, в ее разрезе присутствуют нижнекотлинский, ломоносовский, кембро-ордовикский, ордовикский, нижний межморенный, верхний межморенный водоносные комплексы, горизонт грунтовых вод поздне- и послеледниковых отложений. Исследованию гидрогеологических аспектов строения подземного пространства Санкт-Петербурга посвящены работы Н.Г. Андреевой, А.В. Антонова (2004), Н.Г. Бителевой, Е.Ю. Боровицкой, А.И. Короткова (2003), А.С. Николаева и др. (2003), Ю.В. Никонова и других исследователей.

Подземные водоносные комплексы могут представлять определенную опасность для строительства зданий и сооружений. Для устройства глубоких опор (свай, барретт) высотных зданий в некоторых случаях рассматриваются такие глубины, на которых возможно влияние вод нижнекотлинского горизонта, характеризующегося высоким напором и суще-

ственной минерализацией (хлоридно-натриевой). Это может инициировать разрушение свай еще в процессе их формирования за счет нарушения физико-химических условий твердения и коррозии бетона при эксплуатации (Р.Э. Дашко, 2000).

При проходке водоупорных грунтов, перекрывающих верхний межморенный горизонт, неоднократно наблюдался прорыв вод в котлован по поверхности шпунта или свай заводского изготовления, размыв мелкого заполнителя бетона из буровых свай. Неоднократно еще в 1960–1970-е гг. происходил прорыв dna котлована за счет напорных вод полюстровского (верхнекотлинского) водоносного горизонта.

Указанные факторы риска подлежат выявлению на стадии изысканий и учету на стадии проектирования с тем, чтобы свести к минимуму вероятность наступления негативных последствий.

Исследования Р.Э. Дашко и др. (Р.Э. Дашко, 1985, 2000; Р.Э. Дашко, А.А. Еремеева, 2001; Р.Э. Дашко, А.В. Шидловская, 2003, 2004; Р.Э. Дашко, А.В. Волкова, Е.Г. Захарова, 2003, 2004; Р.Э. Дашко, О.А. Александрова, 2000, 2004; Р.Э. Дашко, О.А. Александрова, А.В. Шидловская, 2004; Р.Э. Дашко, Л.П. Норова, 2001; Р.Э. Дашко, Л.П. Норова, Е.С. Руденко, 1998; Р.Э. Дашко, А.А. Еремеева, 2001; Н.С. Руденко, 2000; Л.П. Норова, 2004; А.В. Шидловская, 2003), проведенные на кафедре гидрогеологии и инженерной геологии Санкт-Петербургского государственного горного университета, позволяют подразделить природные и природно-техногенные процессы, происходящие в подземном пространстве Санкт-Петербурга, на три группы исходя из критерия опасности (или угрозы): 1 — проблематично-опасные эндогенные процессы; 2 — опасные экзогенные процессы и явления; 3 — экзогенные процессы со средним и низким уровнями опасности (такая формулировка диагностики процессов вошла в территориально-строительные нормы ТСН 50-302–2004).

Территория, на которой расположен Санкт-Петербург, находится в зоне трансконтинентального Лапландско-Нильского линеамента, в области сочленения Балтийского щита с Русской плитой (Я.Г. Кац, А.И. Полетаев, 1984). В пределах подобных линеаментов отмечаются обычно геофизические аномалии, наличие большого числа разломов, повышение сейсмической активности, а также природной радиоактивности. С ними связаны *эндогенные процессы, отнесенные к первой группе*:

- малоамплитудные движения отдельных структурных блоков, происходящие по всем дизъюнктивным разломам в вертикальном направлении;
- сейсмичность Санкт-Петербурга, которая в настоящее время оценивается 5 баллами;
- радоноопасность и другие глубинные эманаии.

Имеется ряд исследований, в которых приводится аргументация о наличии тенденции к опусканию территории города (ГГП «Севзапгеология», Б.Г. Дверницкий). Подъем территории обнаружен на локальных участках, небольших по площади. В настоящее время не имеется достаточных доказательств обусловленности этих движений именно современными тектоническими движениями блоков кристаллического фундамента. Эти деформации необходимо проанализировать, прежде всего, в аспекте разнообразного техногенного воздействия на территорию.

Весьма полезным источником для анализа подъема–опускания поверхности территории города являются периодически переиздаваемые каталоги геодезических реперов. Примечательно, что за последнее столетие не обнаружено заметного изменения положения абсолютного нуля в Балтийской системе высот (относительно кронштадтского футштока и производного от него ломоносовского фундаментального репера). При этом тенденция подъема аналогичных футштоков в Стокгольме и Свеаборге возле Хельсинки не вызывает сомнения. Анализ результатов нескольких тысяч измерений положения реперов геодезической высотной сети Санкт-Петербурга в течение последнего столетия, выполненный В.А. Васениным, не дает оснований для утверждения о наличии каких-либо заметных смещений земной коры на территории петербургского региона (заметные локальные деформации поверхности связаны исключительно с техногенными воздействиями).

Малоамплитудный характер смещения по всем дизъюнктивным разломам в вертикальном направлении, проявляющийся в разрезе подземного пространства Санкт-Петербурга, в аспекте опасности этого процесса для зданий и сооружений следует учитывать, прежде всего, в части возможности дробления коренных песчано-глинистых пород в узлах пересечения разнонаправленных разломов. Следствием этого является риск вывалов породы при проходке тоннелей, а также повышенная влажность и проницаемость глинистых отложений, на что необходимо обращать особое внимание при изысканиях и проектировании. В рассматриваемом в настоящей работе аспекте обеспечения допустимого риска для урбанизированной территории можно констатировать, что при новом строительстве и глубокой реконструкции зданий и сооружений в Санкт-Петербурге следует обращать особое внимание на изменчивость физико-механических характеристик осадочных отложений за счет их повышенной трещиноватости в зонах разломов. Тем самым будет снижена вероятность негативных последствий этого явления и обеспечен приемлемый уровень риска.

В настоящее время *сейсмоопасность* Санкт-Петербурга оценивается 5 баллами, имеются предложения по повышению этого уровня до 6...7 баллов. Очевидно, что для такого радикального шага, следствием которого станет существенное изменение стратегии и стоимости строительства в городе, необходимы убедительные исследования и проведение специального многолетнего геодинамического мониторинга. В то же время более чем 300-летняя история строительства в Санкт-Петербурге до сих пор не знала опасности, связанной с проявлением сейсмики.

Территория Санкт-Петербурга относится к регионам с наиболее высоким уровнем *проявления радона* — опасного эндогенного процесса. Если проявление сейсмичности и малоамплитудных подвижек блоков носит повсеместный характер, то радоноопасность ограничена вытянутыми зонами вдоль тектонических разломов.

Радоноопасность определяется особенностями строения геологической среды города, а именно наличием:

- кристаллических пород фундамента, локальных месторождений урановых руд, глинистой толщи венда, способствующих продуцированию радона;

- развитой системы разнонаправленных тектонических разломов в основании геологического разреза, способствующих интенсивному процессу миграции радона в трещиноватых породах осадочной толщи;
- погребенных долин в подземном рельефе города, образованных по тектоническим разломам и заполненных рыхлыми четвертичными отложениями, что способствует поступлению радона к дневной поверхности;
- напорного нижнекотлинского водоносного горизонта, развитого непосредственно над кристаллическим фундаментом, а также нижнего межморенного водоносного горизонта, приуроченного к тальвегу глубокой субширотной палеодолины в северной части города, в водах которых присутствуют радиоактивные элементы, в том числе и радон.

Миграции радиоактивных газов может способствовать техногенная деятельность в подземном пространстве города (устройство перегонных тоннелей, наклонных ходов и подземных станций метрополитена; изменение напряженно-деформированного состояния грунта вокруг подземных выработок, что способствует повышению степени трещиноватости; изменение пьезометрического уровня подземных вод, которое при наличии тренда роста при снижении водопотребления способствует увеличению притока радионуклидов в верхние горизонты подземного пространства города).

Очевидно, что в целях снижения риска негативного воздействия этого опасного эндогенного процесса на здоровье людей следует попытаться снизить вероятность наступления негативных последствий, а для этого необходимо разработать систему мероприятий, исключающих концентрацию радона в помещениях и под непроницаемыми дорожными покрытиями. Для этого может быть предусмотрена принудительная или естественная вентиляция подземных объемов здания, подвальных и цокольных помещений, создание специальных экранов, воздушное дренирование дорожных покрытий в зонах радоновых эманацій с выводом газа на безопасную высоту рассеяния и др. С учетом подобных мероприятий результирующий риск от рассматриваемой опасности для урбанизированной территории может быть сведен к безопасному минимуму.

Среди экзогенных процессов второй и третьей групп, согласно исследованиям Р.Э. Дашко, наиболее опасной является *негативная трансформация песчано-глинистых пород* как четвертичного, так и дочетвертичного возраста при изменении физико-химических и биохимических условий в подземной среде. Трансформация может быть вызвана как техногенными факторами (контаминацией подземной среды, нарушением природной структуры грунта), так и воздействием природных условий, в частности широким развитием захороненных болот и отложений, обогащенных органическим материалом. В результате трансформации песчано-глинистых пород как четвертичного, так и дочетвертичного возраста происходит образование пльвунов, структурно-неустойчивых грунтов, следствием чего может стать дефицит несущей способности грунтов основания здания, развитие его значительных неравномерных осадок, увеличение давления на ограждение глубоких котлованов, потеря устойчивости откосов водотоков. Изменение физико-химических и биохимических условий может привести к коррозии строительных материалов. Вопросам геоэкологической

безопасности строительства и эксплуатации инженерных сооружений в условиях Санкт-Петербурга посвящены работы Л.К. Горшкова (2007, 2008).

К экзогенным процессам относится также *биохимическая газогенерация*, порождаемая деятельностью различных групп бактерий в процессе преобразования органических субстратов, чему способствует наличие зон погребенных болотных массивов. Процесс биохимического образования малорастворимых газов при условии их депонирования приводит к снижению механических характеристик грунта и несущей способности основания, особенно негативно влияя на водонасыщенные пески.

Оползневые процессы, развивающиеся на склонах рек и каналов Санкт-Петербурга и оказывающие влияние на устойчивость и развитие деформаций конструкций набережных, на инженерные коммуникации и соседнюю застройку, следует отнести к числу природно-техногенных процессов среднего уровня опасности, интенсивность которых определяется такими факторами, как увеличение гидродинамического давления грунтовых вод, снижение прочности грунтов при их загрязнении, динамическое воздействие транспорта, а также пригрузка откосов и некорректная реконструкция набережных. Эти процессы чаще происходят в верхней части разреза, в пределах которой развиты наиболее слабые разности — техногенные грунты, озерно-морские и озерно-ледниковые отложения. В южной части города оползневые смещения наблюдаются в нижекембрийских синих глинах (Р.Э. Дашко, О.Ю. Александрова, 2006).

Карстовые процессы, которые теоретически возможны на южной окраине Санкт-Петербурга, расположенной на склоне Балтийско-Ладожского уступа (Ордовикского глинта) и на площади примыкающего к нему с юга Ижорского (Ордовикского) плато, относятся к числу прогнозируемых при строительстве. При профессиональной инженерно-геологической и гидрогеологической информации, а также учете экологических факторов, обеспечивающих решение вопросов прогноза активизации карста, этот процесс может рассматриваться как имеющий низкий уровень опасности.

В петербургские нормы по проектированию фундаментов зданий и сооружений ТСН 50-302–2004 включены также актуальные для рассматриваемой территории *техногенные процессы*, связанные с разнообразной деятельностью человека, которые подробно будут рассмотрены ниже, в п. 1.4. Экзогенные процессы и явления связаны преимущественно с осадочным чехлом, перекрывающим кристаллический щит.

Перечисленные выше негативные процессы: ухудшение физико-механических свойств грунтов вследствие контаминации, биохимическая газогенерация, наличие плывунов, оползневые процессы — вполне поддаются оценке при проведении инженерно-геологических и гидрогеологических изысканий и учету при проектировании. Выбор и принятие проектных решений, адекватных реальным условиям площадки, позволяют свести к разумному минимуму вероятность проявления негативных последствий этих процессов и тем самым снизить общий риск для зданий и сооружений. При этом корректность проектных решений определяется достоверностью численного моделирования напряженно-деформированного состояния инженерно-геологического массива (Э.В. Калинин и

др., 2003, 2006). В настоящем исследовании основное внимание будет уделено рискам, связанным с поведением водонасыщенных глинистых грунтов малой и средней степени литификации, к которым относятся озерно-морские, озерно-ледниковые отложения, а также морены различного возраста, имеющие широкое распространение на территории Санкт-Петербурга (рис. 1.3). Этим грунтам присущ вязкопластический характер деформирования, который нуждается в особом учете при устройстве глубоких котлованов подземных сооружений в условиях плотной городской застройки.

Наглядное представление о значимости такого фактора риска, как наличие на территории города мощной толщи водонасыщенных глинистых отложений малой и средней степени

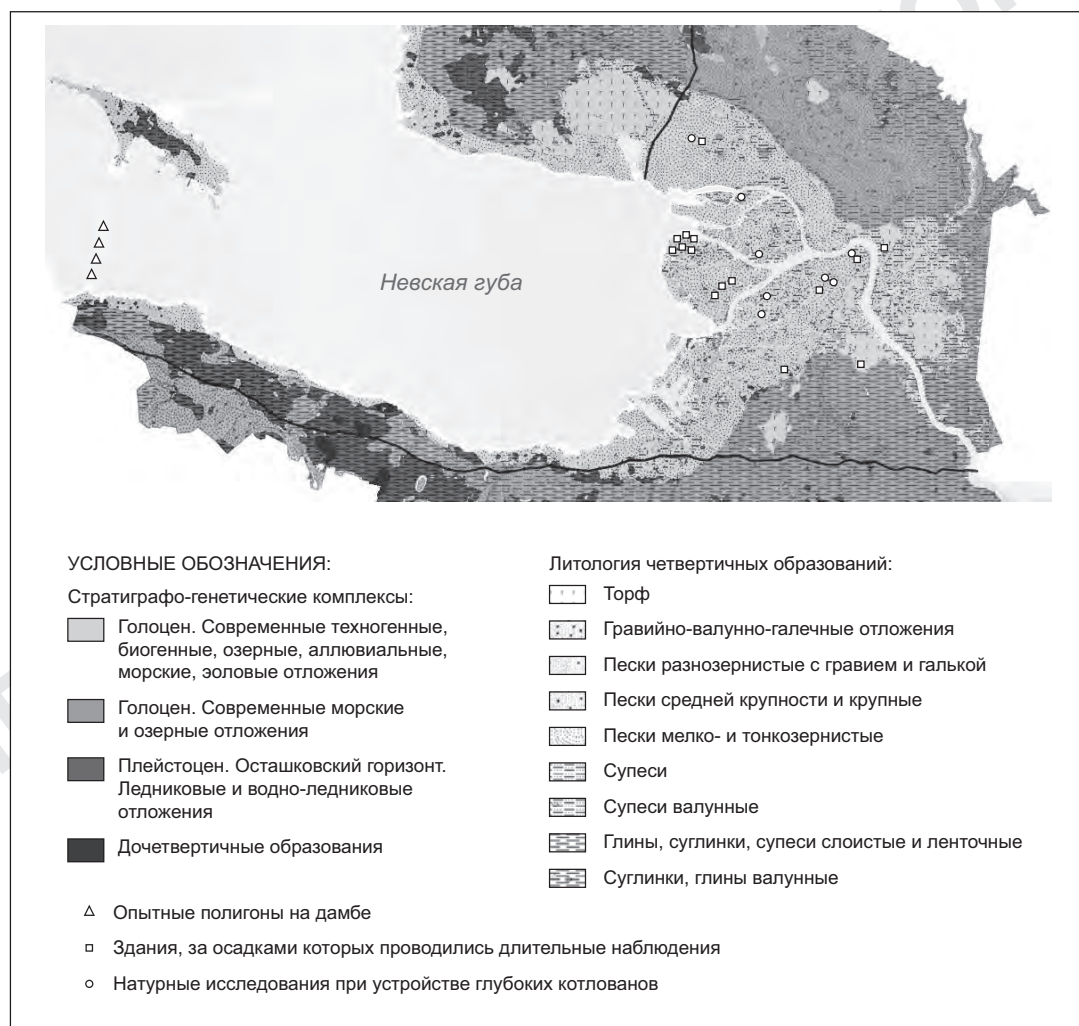


Рис. 1.3. Инженерно-геологическая карта четвертичных отложений на территории Санкт-Петербурга с указанием объектов натурных исследований и длительных наблюдений

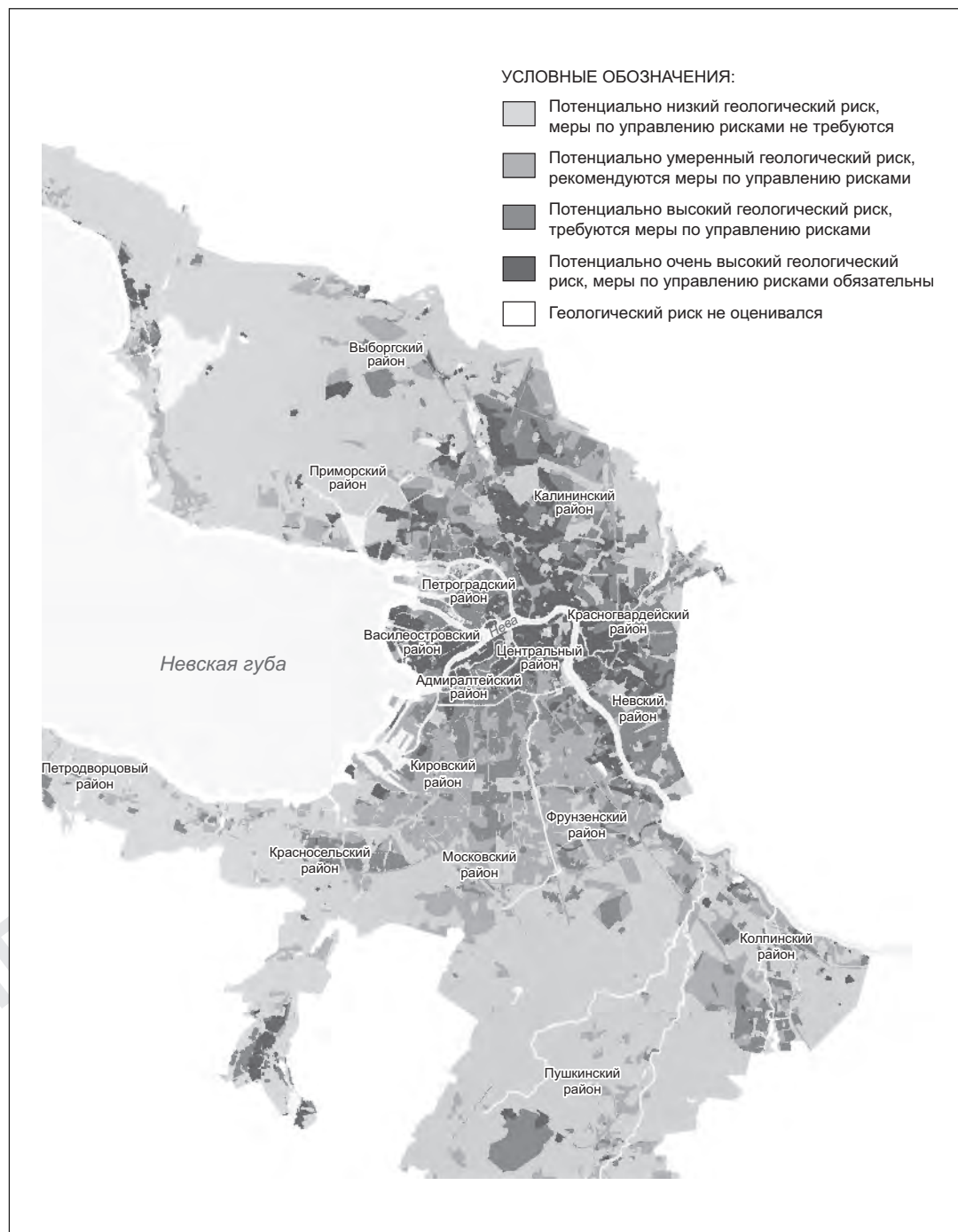


Рис. 1.4. Карта комплексного геологического риска территории Санкт-Петербурга (по Геологическому атласу Санкт-Петербурга, 2009 г.)

литификации, можно получить, анализируя карту строительных рисков недавно изданного Геологического атласа Санкт-Петербурга (2009) (рис. 1.4). Она напоминает схему роста нашего города на протяжении трех веков: первыми были освоены прибрежные территории Невы на Адмиралтейском острове, у Петропавловской крепости, на Васильевском острове, далее застраивалась островная часть города. Представляется, что методологически корректнее рассматривать эту карту как отражение потенциальной опасности развития неблагоприятных событий $Prob(F)$. Трехсотлетняя строительная деятельность в Санкт-Петербурге была нацелена на сведение к минимуму вероятности наступления последствий от этого фактора риска, то есть второго сомножителя $Prob(C)$ в формуле (1.1). Как уже упоминалось выше, в исторической части города до сих пор (с известными вариациями) действует императорский указ о регламентации высоты рядовой застройки уровнем карниза Зимнего дворца, что служило своеобразным эмпирическим ограничением давления по подошве фундаментов, конструкции которых не претерпевали существенных изменений до середины XX в. Благодаря такому ограничению приповерхностные песчаные отложения, распространенные практически повсеместно на территории города XIX в., служили естественной песчаной подушкой, перераспределяющей давление от фундамента на кровлю слабого подстилающего слоя глинистых грунтов. Для культовых зданий, которые возвышались над гражданской застройкой, а также для ответственных общественных зданий применялся такой прием, как уплотнение грунтов деревянными сваями. Наши предшественники, понимая, что деревянные сваи ограничены длиной 8...12 м, не ставили себе задачу передать нагрузку на сравнительно благоприятные в строительном отношении нижележащие грунты.

Поле из деревянных свай было призвано уплотнить естественную песчаную подушку над толщей слабых грунтов и, как сказали бы сегодня, проармировать ее. Как мы знаем из истории города, аварии зданий до последнего времени были отнюдь не частым событием. Ниже, в п. 1.4, будут проанализированы условия, в которых потенциальная опасность этого фактора риска $Prob(F)$ способна проявиться в виде негативных последствий $Prob(C)$.

1.3. Водонасыщенный глинистый грунт естественного сложения как дисперсная структурированная система

Понимание закономерностей процесса деформирования грунта в условиях нагружения и разгрузки невозможно без учета тех особенностей, которые характерны для глинистого грунта как дисперсной структурированной системы. Исследования природы прочности грунтов (труды И.В. Попова, 1959; Е.М. Сергеева, 1982; Н.Я. Денисова, 1951, 1972; В.А. Приклонского, 1952, 1955; Н.Н. Маслова, 1982; Б.М. Гуменского, 1965; работы В.Д. Ломтадзе, 1956, 1990; В.И. Осиповым, 1979), а также исследования в области коллоидной химии и физико-химической механики (П.А. Ребиндер, 1978; Б.В. Дерягин, 1955; С.В. Нерпин, 1967; И.М. Горькова, 1965, 1975; и др.) позволяют выявить эти особенности. Они состоят, прежде всего, в наличии структурных связей, пониманию природы которых помогает рассмотрение формирования свойств водонасыщенных глинистых отложений как единого по-

ступательного процесса — от момента седиментации осадочного материала до его преобразования в процессе диагенеза и катагенеза (Н.А.Коробанова, 1983; В.Д. Ломтадзе, 1956; З.А. Макеев, 1963; В.А. Приклонский, 1955; Е.М. Сергеев, 1949; и др.). Природа структурных связей в глинистых грунтах исследовалась Г. Гамакером (1937), Б.В. Дерягиным (1937), Е.М. Лифшицем (1954, 1955), Ф. Лондоном (1937), Э. Ферваем и Т. Овербеком (1948), которые показали роль молекулярных сил в формировании связности водонасыщенных дисперсных систем.

Согласно современным представлениям (В.И. Осипов, 1979; В.Н. Соколов, 1973; Ю.Б. Осипов, 1978; и др.), каждой степени литификации глинистых отложений соответствует характерный тип структурных связей, природа которых определяется действием магнитных, дипольных, молекулярных, капиллярных, ионо-электростатических сил и химических взаимодействий (табл. 1.1).

Связи, определяемые действием магнитных сил, образуются благодаря наличию тонких ферромагнитных пленок на поверхности некоторых глинистых частиц; они могут проявляться только на первых стадиях осадконакопления. Дипольные силы между сколами глинистых частиц и их базальными поверхностями, приобретающими в кислой и нейтральной средах соответственно положительный и отрицательный поверхностные заряды, способствуют образованию структуры осадка на стадии седиментогенеза и начального диагенеза. Прочность такого единичного контакта каолиновых глин составляет 10^{-10} Н (В.И. Осипов, 1979).

Молекулярные силы проявляются при расстоянии между частицами $0,3 \dots 0,7$ мкм, прочность единичного контакта в сухих порошках составляет для каолинита $1,2 \cdot 10^{-8}$ Н (В.И. Осипов, 1979; В.Н. Соколов, 1973).

Таблица 1.1

Характеристика структурных связей для грунтов малой и средней степени литификации (по В.Д. Ломтадзе, 1956, 1977; В.И. Осипову, 1979; Р.Э. Дашко, 1985)

Степень литификации	Тип глинистых отложений	Вид структурных связей	Физическая природа структурных связей	Прочность единичного контакта, Н
Предельно малая	Глинистый ил текучий	Тиксотропно-коагуляционный	Молекулярные. Магнитные	$10^{-3} \dots 10^{-2}$ 10^{-9}
Малая	Глина текучая или пластичная	Тиксотропно-коагуляционный, проявление цементационных связей	Магнитные. Молекулярные. Появление ионно-электростатических	10^{-9} $10^{-3} \dots 10^{-2}$ 10^{-2}
Средняя	Глина уплотненная пластичная	Частично тиксотропно-коагуляционный, частично цементационный	Ионно-электростатические. Молекулярные. Появление химических связей	10^{-2} $10^{-3} \dots 10^{-2}$ 10^{-1}

Капиллярные силы принимаются во внимание при влажности пород выше максимальной гигроскопичности (В.И. Осипов, 1979; В.Н. Соколов, 1973). Существенное значение капиллярные силы имеют только в неводонасыщенных глинистых отложениях.

Проявление ионно-электростатических сил взаимодействия между отрицательно заряженными глинистыми частицами через посредство находящихся между ними катионов характерно для глинистых отложений, начиная с малой степени их литификации (В.И. Осипов, 1979). На близких расстояниях между глинистыми частицами интенсивность ионно-электростатического взаимодействия существенно больше молекулярного. Ионно-электростатические силы формируют глинистые породы, прочность которых может достигать десятых долей мегапаскаля.

Связность химической природы проявляется при непосредственном контакте частиц, что может наблюдаться при действии высоких давлений, а также при цементации контактов между частицами. При этом прочность единичных контактов приближается к прочности минеральных частиц.

Структурные связи, образование которых определяется магнитными, дипольными и молекулярными силами, способны к полному восстановлению после их нарушения. Связи, сформировавшиеся за счет химического взаимодействия, являются необратимо разрушающимися, а за счет ионно-электростатических сил — частично восстанавливающимися.

Перечисленные силы и взаимодействия определяют образование тиксотропно-коагуляционных и цементационных типов структурных связей.

Все структурированные дисперсные системы, в том числе и грунты, подвержены процессу старения — самопроизвольному увеличению пассивности систем во времени по отношению к внешним воздействиям; уменьшается активность поверхности частиц дисперсной фазы, увеличивается ориентация, повышается прочность сцепления частиц. Экспериментальные исследования показывают, что прочность глинистых отложений нарушенного сложения при постоянной влажности имеет тенденцию к возрастанию со временем (Р.Э. Дашко, 1984). Основную роль в этом играют синеретические процессы, в результате которых характер разрушения грунта изменяется от пластического до хрупкопластического. Синерезис способствует увеличению чувствительности грунта к нарушению структурных связей.

На интенсивность синеретических процессов оказывают влияние содержание глинистой фракции в грунте, ее гидрофильность, влажность и плотность глинистых отложений, действующее внешнее давление, концентрация электролитов в поровом растворе, состав ионов, присутствие поверхностно-активных веществ (Р.Э. Дашко, 1984). Тенденция синеретического упрочнения возрастает при увеличении содержания глинистой фракции, при переходе от каолиновых глин к более активным монтмориллонитовым. Согласно исследованиям Р.Э. Дашко, наиболее активно синерезис происходит в диапазоне влажности от $1,5w_p$ до $(1,0 \dots 1,2) w_L$. Постепенное увеличение концентрации электролитов приводит к ускорению синерезиса (особенно в присутствии трехвалентных ионов), поскольку состав и концентрация порового раствора изменяют ионно-электростатическое взаимодействие между частицами и их электрокинетический потенциал (И.М. Горькова, 1978).

Отмеченные закономерности образования структурных связей позволяют понять поведение водонасыщенных глинистых отложений малой и средней степени литификации при нагружении (разгрузке), в том числе распространенных на территории Санкт-Петербурга озерно-морских, озерно-ледниковых и моренных отложений. Их характерной особенностью является высокая природная влажность, часто превышающая предел текучести, при том, что в природном сложении текучее состояние визуально не обнаруживается. Нарушение природного сложения этих грунтов приводит к существенному снижению прочности (коэффициент чувствительности отложений находится в диапазоне 1,5...4).

В тонкодисперсной части озерно-ледниковых отложений преобладают гидрослюдисто-каолинитовые минералы с размером частиц 1...2 мкм. Опресненность ледникового бассейна, в котором происходило образование озерно-ледниковых отложений, определила образование микроструктуры с высокой степенью ориентированности (взаимодействие глинистых частиц и их агрегатов происходит преимущественно по торцевым частям и базисным поверхностям), с однородным поровым пространством и щелевидной и клиновидной формой пор, вытянутых по напластованию. В поперечнике такие поры не превышают 2 мкм, а в длину — 16...20 мкм (Р.Э. Дашко, 1985). В порах таких размеров вода по структуре и свойствам отличается от воды в объеме. Поляризующее воздействие поверхности глинистых частиц на изменение структуры воды может проявляться на расстояниях до 10 мкм (Г.И. Дистлер, 1972).

Необходимо отметить, что формирование связей за счет выпадения цемента для озерно-ледниковых глинистых отложений нехарактерно. И поэтому прочность в этих отложениях в естественных условиях определяется структурными связями молекулярного происхождения, усиление которых происходило за счет синергетических процессов, ведущих к дегидратации контактов, и в значительно меньшей степени за счет гравитационного уплотнения. Отсутствие жестких связей определяет наличие вязкопластического типа деформирования пород (Р.Э. Дашко, 1985).

Для послеледниковых морских глинистых отложений, согласно исследованиям Р.Э. Дашко (1985), нехарактерна ориентация глинистых частиц: тонкодисперсный материал распределяется по поверхности более крупных частиц, формируя контакты. Этим грунтам свойственно открытое поровое пространство, с изометрической формой пор размером от долей мкм до 4...6 мкм. Морские глинистые грунты природного сложения проявляют хрупкий характер разрушения, обусловленный образованием цементационных связей на стадии формирования осадка, а при нарушении структурных связей — вязкопластический характер деформирования.

Отдельно следует охарактеризовать особенности структурных связей озерно-ледниковых и морских глинистых отложений в верхней части разреза, где при интенсивном протекании процессов окисления формировались дополнительные цементационные структурные связи (ожелезнение). Здесь отмечается снижение влажности, увеличение прочности, снижение чувствительности грунта.

Экспериментальные исследования Б.В. Дерягина (1941), а также Н.Ф. Бондаренко и С.В. Нерпина (1972) показали, что вода в порах глинистых пород является типичной струк-

турированной (неньютоновской) жидкостью, как и другие жидкости с водородными связями. Согласно представлениям П.А. Ребиндера (1978), такие жидкости обладают выраженным сопротивлением сдвигу и характеризуются переходом от максимальной вязкости к минимальной при росте девиатора напряжений, что сопровождается нарушением структуры жидкости. Структура воды в дисперсных системах характеризуется наибольшим энергетическим уровнем у углов и сколов, а наименьшим — у базальных поверхностей минеральных частиц. Р.Э. Дашко (1985) с помощью ядерного магнитного резонанса выявила значительное дальноедействие поверхностных сил, определяющих структурированность воды.

Грунты как дисперсные системы отличаются способностью к медленному развитию значительных остаточных деформаций при статическом нагружении и являются вязкопластичными твердообразными системами (И.М. Горькова, 1975). При равенстве скорости нарушения структурных связей и их восстановления протекает процесс установившейся ползучести грунта, который может проявляться при квазистатическом девиаторном нагружении. При высокой скорости нарушения структурных связей может происходить разрушение структурного каркаса и образование свободной жидкой фазы (воды).

За счет образования свободной воды увеличивается диффузная гидратация частиц (особенно в местах прежних контактов) и, следовательно, резко снижается вязкость среды. В наибольшей степени это проявляется при внешнем притоке в условиях гидростатического нагружения. Облегчение скольжения частиц друг относительно друга за счет их диффузной гидратации на феноменологическом уровне означает развитие процессов пластического деформирования, а вытеснение дисперсионной среды — фильтрационную консолидацию грунта.

Таким образом, водонасыщенным глинистым грунтам малой и средней степени литификации свойственен преимущественно вязкопластический характер деформирования при техногенных воздействиях, что необходимо учитывать при построении феноменологических расчетных моделей поведения грунта при квазистатическом нагружении и разгрузке.

1.4. Природно-техногенные процессы как фактор риска для безопасности урбанизированной территории

Для того чтобы выявить наиболее существенные факторы риска техногенного характера, проанализируем структуру причин деформаций зданий и сооружений городской застройки.

На протяжении многих десятилетий в качестве причин аварийного деформирования зданий называли недостатки инженерно-геологических изысканий, при проведении которых не были выявлены опасные процессы или не были достоверно определены физико-механические характеристики грунта; кроме этого, указывали на ошибки при проектировании и производстве работ (см., например, В.И. Рыбаков, 1937). Позднее к этим трем группам стали добавлять четвертую — недостатки при эксплуатации зданий и сооружений (Н.Н. Ермолаев, В.В. Михеев, 1976; В.Б. Швец и др., 1980). Достаточно детальная классификация причин

деформаций была предложена Э.И. Мулюковым (1995). В частности, эксплуатационные причины подразделены им на две группы: определяемые локальными отрицательными воздействиями на основания и фундаменты (утечки из коммуникаций, температурные и динамические воздействия и т.п.) и связанные с эволюцией инженерно-геологических и гидрогеологических условий площадки (природными и природно-техногенными процессами на территории), на которой расположено здание. Глубокий инженерно-геологический анализ причин деформаций памятников архитектуры выполнен Е.М. Пашкиным (1998).

Анализ причин возникновения аварийных ситуаций в строительстве, проведенный Э.И. Мулюковым по объектам Уфы и других российских городов, показал, что более 55% случаев развития сверхнормативных деформаций фундаментов соотносятся с техногенными факторами, проявляющимися на стадии эксплуатации здания или сооружения (рис. 1.5, а, б). При этом в равной мере присутствуют факторы, связанные с возведением объекта и эксплуатацией территории (опасными природными или природно-техногенными процессами). Нередким явлением в последнее время стали случаи деформации застройки, связанные с развитием карстовых явлений вследствие аварий инженерных коммуникаций.

По данным М.В. Королева (1998), одной из важнейших групп причин прогрессирующего роста количества деформированных зданий в Москве является расширение зоны геологического риска на территории города (то есть причин, связанных с эволюцией инженерно-геологических и гидрогеологических условий). Эта зона, по его оценке, в настоящее время занимает примерно 48% территории столицы.

По данным В.М. Улицкого (В.М. Улицкий, А.Г. Шашкин, 1998), в Санкт-Петербурге большая часть деформаций (61%) определяется техногенными факторами (строительной деятельностью на территории, прилегающей к существующей застройке).

Весьма примечательно, что в последние два десятилетия в Петербурге существенно изменилась структура причин разрушений соседних зданий при строительстве новых. В 1956–1980 гг. преобладали деформации зданий в процессе эксплуатации (рис. 1.5, з), что было связано с ограниченной эффективностью защитных мероприятий того времени по строительству новых зданий в среде сложившейся городской застройки (использование консольного примыкания, разделительного шпунта). Здания исторической застройки получали существенные деформации не в период строительства соседнего нового объекта, а со временем, когда получала развитие обусловленная им мутьда оседания. В 1980–1998 гг. почти две трети случаев деформирования исторической застройки были связаны с использованием критических технологий в новом строительстве (рис. 1.5, д). Под этим термином в данном случае подразумеваются неадаптированные к инженерно-геологическим условиям региона технологии, оказывающие негативное воздействие на массив грунта.

Для детализации структуры причин деформаций зданий в условиях распространения водонасыщенных глинистых отложений малой и средней степени литификации рассмотрим случайную выборку из 50 зданий в Санкт-Петербурге, обследование которых осуществлялось автором в 1995–2005 гг. Все эти здания претерпели деформации (что в большинстве случаев и потребовало их детального обследования). Заметим, что в данную выборку по-

пали всего лишь два объекта с подземными объемами, поскольку в этот период времени практически не велось устройство глубоких котлованов в условиях исторической застройки (см. позиции 1 и 2 в табл. 1.2, позиции 3–6 относятся к периоду 2005–2010 гг.).

Как показывает проведенный анализ, для Санкт-Петербурга риск, определяемый влиянием опасных эндогенных и экзогенных природных процессов, практически не проявляется. Если выразиться точнее, среди структуры причин деформации застройки явно преобладают иные причины, присутствие и степень влияния которых настолько очевидны, что не требу-

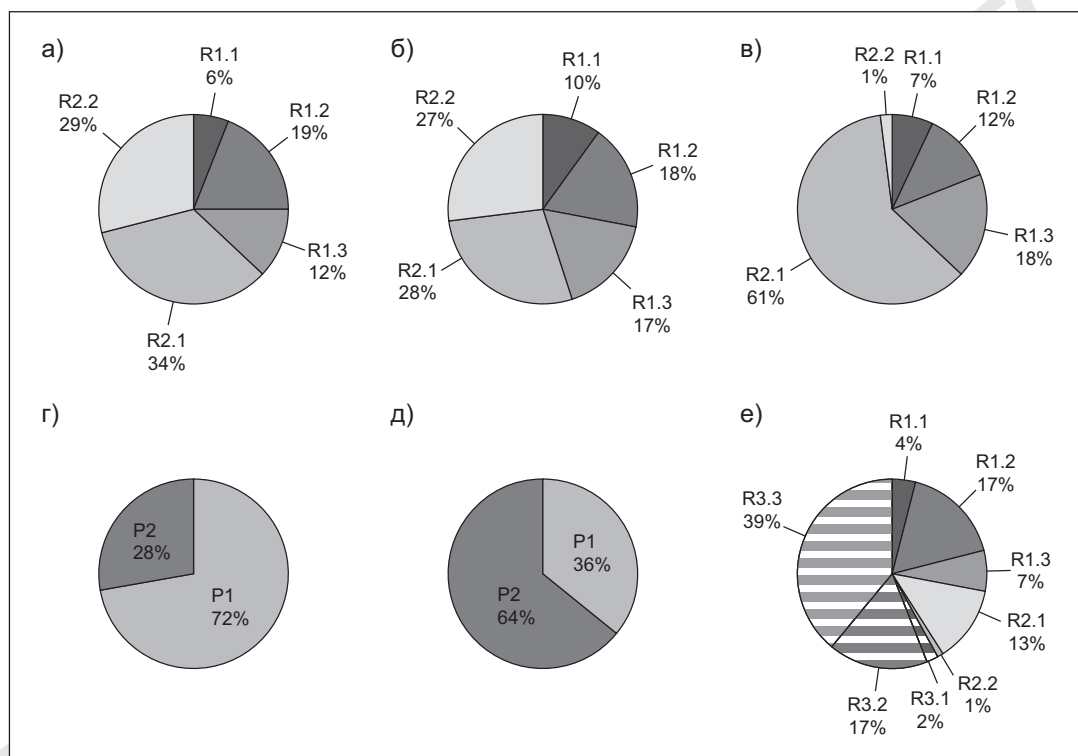


Рис. 1.5. Структура причин деформаций:

а — причины развития сверхнормативных деформаций оснований и фундаментов зданий Уфы (55 зданий) — по Э.И. Мулюкову; б — то же для разных городов России (79 зданий) — по Э.И. Мулюкову; в — то же для строящихся зданий в Санкт-Петербурге (24 здания) — по В.М. Улицкому; г — причины разрушения соседних зданий при строительстве новых в Санкт-Петербурге в 1956–1980 гг. (26 зданий) — по В.М. Улицкому; д — то же в 1980–1998 гг. (28 зданий) — по В.М. Улицкому; е — то же с 1995 г. (50 зданий): P1 — осадки в процессе эксплуатации; P2 — использование критических технологий; R1.1 — причины, вызвавшие отказ из-за упущений на стадии изысканий; R1.2 — то же, на стадии проектирования; R1.3 — то же, на стадии производства работ; R2.1 — то же, на стадии эксплуатации зданий; R2.2 — то же, на стадии эксплуатации территории; R3.1 — недостатки изысканий для объекта соседнего строительства; R3.2 — недостатки проектирования объекта соседнего строительства; R3.3 — недостатки при производстве работ на соседнем объекте

ется привлечения каких-либо иных факторов. Несколько иначе обстоит дело с таким природно-техногенным процессом, как негативная трансформация песчано-глинистых отложений вследствие контаминации. Этот процесс способствует снижению прочности грунтов и повышению их деформативности, что усугубляет риск для базирующихся на них зданий и сооружений.

При анализе причин деформирования явно выделяется группа, занимающая в классификации Э.И. Мулюкова подчиненное положение: причины, относящиеся к периоду эксплуатации здания, но определяемые влиянием строительной деятельности, осуществляемой в непосредственной близости от здания (см. табл. 1.2).

К этому классу относится 58% случаев деформирования (что численно совпадает с данными В.М. Улицкого, который рассматривает данный класс причин как применение рискованных технологий), к классу иных причин эксплуатационного периода — только 14%, а к классу, связанному с ошибками при изысканиях, проектировании и возведении собственно обследованного объекта, — 28% случаев. Интересно отметить, что с производством работ на участке, соседствующем с эксплуатируемым зданием, связано 39% случаев повреждения последнего. Эта причина оказывается лидирующей, опережая случаи ошибочного проектирования (17%) и недостаточных изысканий (2%) при строительстве примыкающего объекта. Если же рассматривать класс причин, связанных с ошибками на различных этапах строительного процесса собственно для объекта обследования, то здесь основная доля падает на недостатки проектирования (17% от общего числа рассмотренных объектов), недостатки при изысканиях и производстве работ составляют соответственно 4 и 7%.

Таблица 1.2

Классификация причин деформаций зданий и сооружений (по Э.И. Мулюкову, с дополнением)			
Код Rk	Класс	Код Rki	Группа
1 R1	Причины деформаций, обусловленные недостатками изысканий, проектирования и устройства собственно объекта	1 R1.1	Недостатки изысканий
		2 R1.2	Ошибки при проектировании
		3 R1.3	Недостатки при производстве работ
2 R2	Причины деформаций, возникающих в период эксплуатации собственно объекта	1 R2.1	Негативные локальные воздействия на основания и фундаменты (неисправность инженерных коммуникаций, температурные, динамические воздействия, контаминация и т.д.)
		2 R2.2	Негативные природные и природно-техногенные процессы
3 R3	Причины деформаций, обусловленные влиянием на объект соседнего строящегося здания или сооружения	1 R3.1	Недостатки изысканий для соседнего объекта
		2 R3.2	Ошибки при проектировании соседнего объекта
		3 R3.3	Недостатки при производстве работ на соседнем объекте

Суммируя первый и третий классы причин (см. табл. 1.2), увидим, что на долю изысканий приходится 6% случаев деформаций, проектирования — 34%, производства работ — 46%. Заметим, что незначительный процент ошибок изысканий может быть пополнен за счет других групп, поскольку составляющими явных ошибок при проектировании и производстве работ являются и скрытые недостатки изысканий.

Следует отметить, что в проанализированной выше выборке из 50 объектов практически отсутствовали случаи устройства глубоких котлованов. В настоящее время в Санкт-Петербурге еще только начинается устройство подземных объемов открытым способом. Тем не менее первые итоги уже могут быть подведены (табл. 1.3). Они неутешительны: осадки зданий соседней застройки в большинстве случаев в несколько раз превышают допустимое значение дополнительной осадки. При этом следует отметить более высокую степень риска подземного строительства: если при возведении здания-встройки существует риск повреждения соседней застройки (вплоть до необходимости ее расселения и демонтажа), то при устройстве глубокого котлована имеется риск спонтанного обрушения соседней застройки в котлован, столь быстрого, что может не остаться времени на расселение или усиление соседних зданий. К сожалению, этот риск отнюдь не является теоретическим. И.В. Колыбыным (2008) были проанализированы опубликованные случаи аварий ограждений и системы раскрепления глубоких котлованов в разных странах, свидетельствующие о преимущественной обусловленности этих аварий техногенными факторами.

Следует отметить, что факторы риска при строительстве подземных сооружений могут быть весьма многообразны (при этом каждый из них в отдельности также весьма опасен): может быть не обеспечена необходимая жесткость ограждения котлована, не выполнено

Таблица 1.3

Примеры влияния возведения глубоких котлованов на соседнюю застройку					
№ п/п	Наименование объекта	Глубина котлована	Зона влияния устройства котлована	Расстояние от котлована до соседней застройки	Наибольшая осадка соседней застройки: общая в период устройства котлована
1	Гостиница «Невский палас»	8 м	50 м	1,5 м	$> 250 \text{ мм}$ —
2	Жилой дом на Мичуринской ул.	5 м	25 м	3 м	95 мм —
3	Коммерческий комплекс у Московского вокзала	8 м	50 м	10–15 м	150 мм 80 мм
4	Коммерческий комплекс на пл. Восстания («Стокманн»)	14 м	20 м	1,5 м	95 мм 60 мм
5	Гостиница на Гончарной ул.	7 м	20 м	1,5 м	$> 70 \text{ мм}$ —
6	Вторая сцена Мариинского театра	12 м	30 м	15 м	95 мм 70 мм

его надежное раскрепление от горизонтальных смещений, не обеспечена водонепроницаемость ограждения, технология устройства ограждения может оказывать недопустимое негативное воздействие на грунты основания окружающей застройки и т.п. Однозначная корреляция между глубиной котлована и зоной влияния его устройства в табл. 1.2 не просматривается, поскольку на разных площадках наибольший вклад в развитие осадок внесли различные факторы риска. Так, например, первые объекты подземного строительства, устройство которых осуществлялось в 1990-е гг., стали широко известными из-за ошибок, связанных с применением западных технологий устройства ограждений котлованов из буронабивных свай, не апробированных в Санкт-Петербурге и не адаптированных к особенностям инженерно-геологических условий города.

На известном в Санкт-Петербурге объекте на Невском проспекте, 57, применялась технология изготовления свай под защитой обсадной трубы, ограждение котлована состояло из секущихся свай. При проходке свай было допущено избыточное извлечение грунта, чему в немалой степени способствовало динамическое воздействие при разбуривании соседних свай. Дома № 55 и 59 по Невскому проспекту получили осадку более 20 см и были разобраны (рис. 1.6).

Дом № 8 по Мичуринской улице планировалось защитить от влияния соседнего строительства стенкой из касательных свай глубиной 30 м при диаметре 1,2 м, изготавливаемых под обсадной трубой с помощью механического грейфера «Като». Вследствие избыточного извлечения грунта из скважин здание получило осадку более 9,5 см, треснуло пополам (раскрытие трещины достигло 8 см!) и было разобрано (рис. 1.7). Следует отметить, что в данном случае была допущена не только ошибка в выборе технологии и технологических режимов, но и в проектной концепции строительства. При расчете осадок нового здания не был учтен эффект плавающего фундамента. В результате вместо прогнозируемой осадки 18 см в реаль-



Рис. 1.6. Аварийно-деформированные дома № 55 и 59 по Невскому проспекту

ности осадка построенного здания не превысила 4,5 см. Разделительная стенка из массивных свай, которая стала причиной гибели соседнего здания, не требовалась.

У Московского вокзала для защиты охраняемых государством домов № 26 и 30 по Лиговскому проспекту применялась защитная стенка из секущихся свай, изготавливаемых по опасной для водонасыщенных глинистых грунтов, чувствительных к нарушению структурных связей, технологии проходного шнека (CFA). В результате произошло избыточное из-



Рис. 1.7. Аварийные деформации дома № 8 по Мичуринской улице

ввлечение грунта по шнеку, приведшее к резким осадкам этих зданий — около 23 см (рис. 1.8). Здания были полностью разобраны и в последующем не воссозданы. Строительство на площадке было остановлено на 10 лет.

Новый этап подземного строительства, начавшийся в 2002–2007 гг., ознаменовался освоением технологии «стена в грунте», применением шпунта развитого профиля. Основные проблемы нового этапа связаны с принятием некорректных проектных решений по ограждающим конструкциям котлованов и системам крепления ограждений от горизонтальных смещений, не обладающих необходимой жесткостью и не обеспечивающих безопасности окружающей застройки. Кроме того, продолжают проявляться и проблемы, связанные с неотлаженностью технологических режимов при изготовлении свай, вибропогружении шпунта.

При возобновлении работ на площадке у Московского вокзала для устройства подземного объема применялось шпунтовое ограждение, удерживаемое от горизонтальных смещений грунтовым откосом. Несмотря на удаленность дома № 44 по Лиговскому проспекту на 10... 15 м от котлована, здание получило осадку 80 мм (в дополнение к накопленным 70 мм на предыдущем этапе строительства), что вызвало необходимость его существенного усиления.

Причиной развития опасных осадок дома № 112 по Невскому проспекту (более 95 мм) и дома № 4 по улице Восстания (более 70 мм) послужила, прежде всего, недостаточная жесткость ограждения котлована (подробнее об этом см. п. 4.4), а также негативное влияние технологий производства работ по вибропогружению шпунта и устройству буронабивных свай. Аналогичные причины развития недопустимых деформаций соседней застройки имелись и на объекте на Гончарной улице.

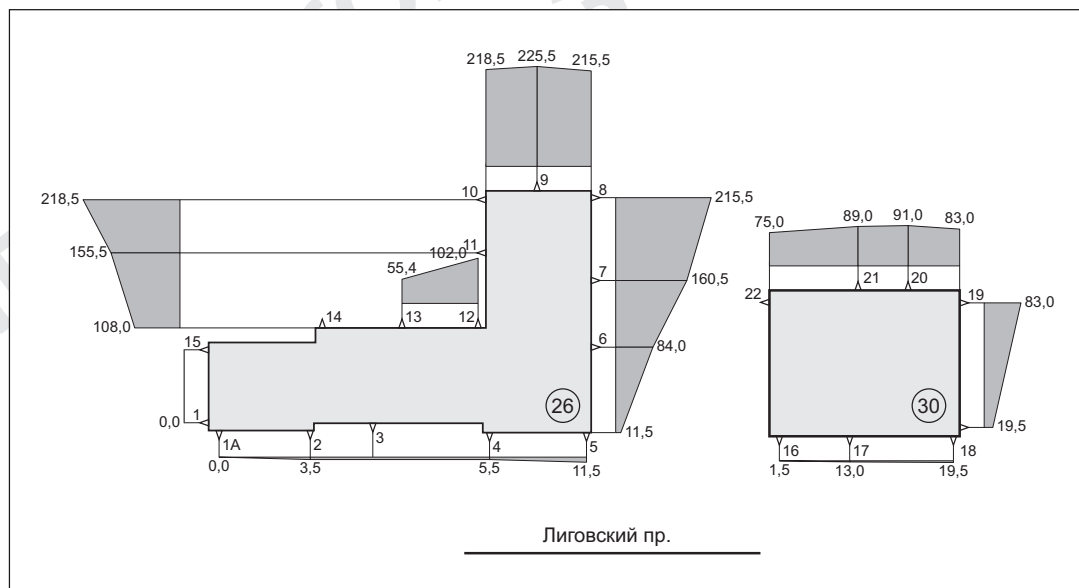


Рис. 1.8. Эпюра перемещений домов № 26 и 30 по Лиговскому проспекту, мм, за период с 18.02.1998 по 29.06.1998

Развитие осадок домов по Минскому переулку, находящихся на расстоянии 15 м от ограждения котлована второй сцены Мариинского театра происходило в два этапа. На первом этапе из-за избыточного извлечения грунта в процессе изготовления свай жилые здания получили осадку 20...30 мм. В период откопки котлована здания получили прирост осадки 70...80 мм (Р.А. Мангушев, Н.В. Ошурков, В.Э. Готовский, 2010), что было вызвано некорректным, на наш взгляд, проектным решением распорной системы, содержащей единственный сплошной диск железобетонного перекрытия на глубине 4 м (при глубине котлована 12 м).

Таким образом, наиболее значимым фактором риска в настоящее время для сложившейся городской застройки, возведенной на водонасыщенных глинистых грунтах малой и средней степени литификации, является воздействие нового строительства и глубокой реконструкции. Факторы риска, связанные с техногенными процессами на урбанизированной территории, приобретают все большее значение по мере усложнения объектов строительства — освоения подземного пространства и увеличения высоты застройки.

Отмеченная тенденция подтверждается исследованиями В.А. Васенина, который проанализировал длительные геодезические наблюдения за высотным положением реперов, установленных на цоколях зданий исторической застройки. На протяжении полутора столетий их положение свидетельствовало о стабильном развитии деформаций зданий с минимальной постоянной скоростью (так называемая вековая ползучесть), а в последние два десятилетия наблюдается резкое ускорение развития осадок ряда зданий (примерно в 20% случаев от общего числа реперов).

Следуя логике, содержащейся в выражении (1.1), можно охарактеризовать сложившуюся сегодня строительную ситуацию следующим образом: за последние 20 лет *существенно возросла вероятность проявления негативных природно-техногенных процессов, чему способствуют особенности инженерно-геологических условий территории Санкт-Петербурга и интенсификация строительной деятельности в среде плотной городской застройки.* Это связано с ощутимым прогрессом в оснащенности участников современного строительного рынка эффективными западными и отечественными технологиями и с усложнением строительных задач (развитие подземного строительства, повышение этажности зданий, глубокая реконструкция кварталов сложившейся застройки). Следует отметить, что в основном риск связан с толщиной водонасыщенных глинистых отложений малой и средней степени литификации, в наибольшей степени склонных к развитию незатухающих во времени деформаций при нагружении либо разгрузке. Следовательно, *весьма актуальной становится задача снижения вероятности наступления последствий техногенных воздействий на грунты основания существующей застройки.* Для этого необходимо выяснить основные закономерности работы этих грунтов при разного рода техногенных воздействиях.

В характерных для современной ситуации условиях, когда с усложнением задач строительства возрастают количество факторов риска и степень риска, единственным способом добиться приемлемого интегрального уровня риска для соседней застройки является минимизация риска от каждого техногенного фактора. Для этого необходимо, в первую очередь, выявить соответствующие критерии безопасности.

Глава 2. Критерии оценки риска развития деформаций оснований в проектной практике

2.1. Развитие требований отечественных строительных норм в аспекте безопасности застройки, прилегающей к объекту строительства

Оценка риска как вероятностной величины возможна либо путем статистического анализа репрезентативного множества наблюдений, либо расчетным путем с применением теории надежности. Для оценки риска, обусловленного техногенными нагрузками, оба эти пути связаны с весьма существенными сложностями. Техногенные ситуации отличаются большим разнообразием, каждый случай характеризуется индивидуальными чертами. Статистическая обработка данных здесь чревата неоправданным усреднением результатов, не позволяющим выявить подлинные факторы риска. Другой путь — расчетная оценка риска с применением теории надежности — требует знания о распределении всех исходных параметров взаимодействующей системы «здание или подземное сооружение — основание — окружающая застройка» как случайных величин. Для этого необходимо не только существенное увеличение объема инженерно-геологических изысканий, в том числе определений физико-механических свойств грунтов, но и проведение глубокого анализа вероятностной природы всех строительных воздействий. Кроме того, требуется исчерпывающая информация о состоянии конструкций исторической застройки, прилегающей к площадке нового строительства или реконструкции, которую невозможно получить без множества вскрытий, допустимых только в расселенных зданиях. В результате расчет риска оказывается возможным только для простейших систем, для которых известны все вероятностные составляющие.

В связи с этим в реальной проектной практике применяются эмпирические критерии оценки риска. Применительно к рассмотрению безопасности зданий и сооружений, связанной с поведением грунтов в основании, вероятностная трактовка термина «риск» обычно заменяется на эвристическую. Мерой риска привычно выступает деформация, которую может получить здание или сооружение во взаимодействии с его основанием.

При проектировании зданий и подземных сооружений в условиях плотной городской застройки на первый план выходит требование по обеспечению сохранности соседних строений. Это требование является существенно более жестким, чем привычный критерий расчета объекта строительства по второй группе предельных состояний, поскольку приемлемые для соседней застройки деформации всегда ниже тех, что допустимы для нового строительства. Следовательно, при проектировании объектов нового строительства или реконструкции следует принимать такие конструктивные решения фундаментов и ограждений подземных сооружений, выбирать такие технологии, режимы и последовательность ведения работ, которые обеспечивали бы не только надежность самого объекта, но и безопасность соседней застройки.

Проблема влияния нового строительства на прилегающую застройку возникла одновременно с возникновением городов. До конца XIX в. ни конструкция, ни технология устройства фундаментов не испытывали каких-либо революционных преобразований. Фундаменты возводились из бутовой или кирпичной кладки, сложенной преимущественно на известково-песчаном растворе. При невозможности возведения фундаментов на естественном основании применялись различные способы улучшения физико-механических свойств верхних песчаных отложений: уплотнение, втрамбование щебня, забивка деревянных свай; также применялись песчаные, бетонные или каменные подушки.

В России, начиная с Петра Великого, стали уделять внимание нормированию и контролю качества строительства. Основными нормативными документами дореволюционной эпохи можно считать Строительное уложение (1710), Новое строительное уложение (1820) и Урочное уложение графа Рошефора (1889). Последнее переиздавалось до 1930-х гг. и было положено в основу советских нормативных документов.

Интересно отметить, что уже в Урочном уложении Рошефора рассмотрен такой актуальный для современной ситуации вопрос, как «повреждение соседних зданий производящейся постройкой». Там отмечается: *«бывает, что строящийся сосед не принял тех мер предосторожности, которые он мог бы принять, например, не оградил грунт шпунтовым рядом, имея в виду опуститься с фундаментом ниже соседнего, не оставил промежутка между своею стеною и соседнею, отчего осадка даже на одних только швах в новой кладке могла вредно повлиять на старую и т.п.»* (Н.И. Рошефор, 1928).

В качестве критерия, которым следует руководствоваться при рассмотрении судебных тяжб о повреждении соседних зданий, был предложен следующий: *«Если при производстве постройки была соблюдена правильность технических приемов, строитель ее не отвечает за повреждения, могущие произойти в строении его соседа»*. Таким образом, предлагалось контролировать соответствие конструктивного решения и технологии возведения новых фундаментов накопленному опыту.

В дополнение к этому в изданном СНиП II-Б.1–62 «Основания зданий и сооружений» было рекомендовано учитывать *«загрузку территории в непосредственной близости от существующих фундаментов»*. В этом случае *«расчет должен выявить величину дополнительных осадок и кренов существующих фундаментов»*. Эта рекомендация, впрочем, относилась не столько к догрузке основания существующего здания весом нового, сколько к влиянию насыпей, навалов шлака, руды и т.п.

В позднейших редакциях СНиП появилось следующее примечание: *«При проектировании сооружений, расположенных в непосредственной близости от существующих, необходимо учитывать дополнительные деформации оснований существующих сооружений от нагрузок проектируемых сооружений»*. Этим фактически до последнего времени исчерпывались нормативные указания федерального уровня о новом строительстве и реконструкции в среде сложившейся городской застройки.

Отсутствие в СНиП каких-либо критериев, нормирующих допустимые влияния на существующую застройку, вполне объяснимо: до 1990-х гг. в нашей стране преобладало освое-

ние новых территорий, причем здания, как правило, отстояли друг от друга на значительные расстояния.

В тех же случаях, когда при плотном примыкании новых зданий к существующим последние получали значительные повреждения и разрушения, экономический ущерб несло государство, все общество. Традиционно внимание этой проблеме уделялось в исследованиях ленинградской школы механики грунтов и фундаментостроения, поскольку именно в Ленинграде она стояла наиболее остро. В 1977 г. под руководством Б.И. Далматова был разработан региональный нормативный документ «Временная инструкция по устройству фундаментов около существующих зданий (ВСН 401-01-1-77)», содержащий рекомендации по расчету оснований, конструкциям фундаментов, мероприятиям, нацеленным на обеспечение сохранности существующих зданий. В этом документе было предложено оценивать относительную неравномерность дополнительных осадок существующего здания, обусловленную соседним строительством, и ограничивать ее предельно допустимой величиной, предписываемой СНиП. Возникла некоторая неопределенность: допускаются ли для существующего здания такие же осадки, как и для вновь возводимого, или же имеются в виду суммарные осадки (накопленные плюс дополнительные)? В первом случае допустимые осадки оказывались бы опасными для существующих строений, а в последнем расчет был бы затруднен отсутствием достоверной информации о накопленных осадках.

В связи с этим появилась насущная необходимость нормирования дополнительных деформаций существующих зданий при их реконструкции и новом строительстве. Большая работа в этом направлении была выполнена под руководством С.Н. Сотникова (С.Н. Сотников и др., 1986). На основании статистического анализа результатов наблюдений была установлена корреляция между развитием дефектов в исторических зданиях и дополнительной осадкой. Для зданий исторической застройки в зависимости от категории их технического состояния допустимые значения дополнительной осадки были ограничены величинами $S_{ad,u} = 2...4$ см, кроме этого, были введены ограничения по относительной неравномерности осадок $j_{ad,u} \leq 0,0007...0,0020$ и крену $i_{ad,u} \leq 0,002...0,004$. Предложенный С.Н. Сотниковым критерий ограничения дополнительных деформаций в зависимости от типа здания и категории его состояния был положен в основу действовавших до 2004 г. петербургских норм (ТСН 50-302-96):

$$S_{ad} \leq S_{ad,u}, \quad (2.1)$$

где S_{ad} — дополнительная осадка существующего здания от нагружения соседнего участка возводимым зданием или сооружением.

Критерий (2.1) удобен для расчетного анализа, поскольку имеющиеся инженерные и численные методы расчета оснований нацелены на определение деформаций. Таким образом, в одном выражении удалось совместить статистический и расчетный подходы и найти *эвристический* критерий оценки риска, связанный с деформацией основания при техногенных нагрузках.

Следует отметить, что критерий (2.1) распространялся исключительно на оценку статической составляющей осадки и оставлял без внимания все прочие слагаемые, связанные с про-

изводством работ. В нормах оговаривалась необходимость учета лишь одного дополнительного техногенного фактора — отклонения шпунта в сторону проектируемого котлована.

Для преодоления указанного недостатка автором совместно с В.М. Улицким (1998) была предложена концепция учета всего комплекса факторов, порождаемых сложной реконструкцией и новым строительством в условиях городской застройки: не только факторов, связанных с изменением статических условий работы основания (нагрузением массива грунта весом нового здания, разгрузкой при устройстве выработок и т.д.), но и факторов, определяемых технологией ведения строительных работ. Следует отметить, что одновременно подобная концепция положена в основу московских региональных норм (МГСН) и рекомендаций к ним. Примечательно, что в них предлагалось более жесткое, чем в петербургских нормах, ограничение дополнительных деформаций зданий исторической застройки: $S_{ad,u} = 0,2...1,0$ см; $j_{ad,u} = 0,0001...0,0005$; $i_{ad,u} = 0,0001...0,0005$ (Рекомендации по обследованию, 1998).

Принципиальное отличие московских норм заключается в следующем.

1. Критерий (2.1) дополняется условием

$$S + S_{ad} \leq S_{u \text{ полн}}, \quad (2.2)$$

где S — деформация основания, завершившаяся до начала нового строительства и определяемая расчетом в соответствии с требованиями СНиП 2.02.01–83*; $S_{u \text{ полн}}$ — предельное значение полной деформации основания.

2. Значение $S_{u \text{ полн}}$ в общем случае предписывается назначать, исходя из расчетов совместной работы конструкций нового и старого зданий и их оснований и определения допустимых величин внутренних усилий в конструкциях существующего здания с учетом степени его износа и величин накопленных деформаций.

3. Величину дополнительных деформаций существующих зданий и сооружений S_{ad} рекомендуется определять путем комплексного анализа всех факторов влияния на основе математического моделирования методом конечных элементов с использованием нелинейных моделей грунтов. Нормами предусмотрен обязательный учет следующих основных факторов:

- изменение гидрогеологических условий;
- увеличение нагрузок на основание при строительстве нового здания;
- устройство вблизи здания котлована или изменение планировочных отметок;
- технологические факторы, такие как динамические воздействия, влияние устройства всех видов свай, фундаментов глубокого заложения и ограждающих конструкций котлованов, влияние устройства инъекционных анкеров, влияние специальных видов работ (замораживание, инъекция и пр.);
- негативные процессы в грунтовой толще, связанные с выполнением строительных работ (суффозионные процессы, образование плывунов и пр.).

Таким образом, в московских городских нормах впервые в отечественной нормативной литературе было введено требование расчетной оценки технологической составляющей де-

формаций существующей застройки. При этом вопрос о методике расчетной оценки технологической составляющей остался открытым.

Для городов, возведенных на водонасыщенных глинистых грунтах малой и средней степени литификации, руководствоваться условием (2.2) весьма затруднительно, поскольку накопленные деформации существующей застройки, как показали исследования С.Н. Сотникова (1987), а также проведенный автором анализ длительных натуральных наблюдений (см. главу 4), превышают расчетные ожидания.

Причина этого несоответствия лежит, прежде всего, в несовершенстве имеющихся способов прогноза осадки. Практически все здания исторической застройки Санкт-Петербурга за историю своего существования претерпели осадку, превышающую допускаемые СНИП и СП значения, поэтому введение условия (2.2) в петербургские нормы не имеет смысла.

Тем не менее, учет разного рода воздействий на существующие здания, имевших место в последние десятилетия, совершенно необходим для обеспечения сохранности застройки. Действительно, одно и то же здание на протяжении нескольких лет своего существования может претерпеть множество внешних воздействий, связанных, например, с его надстройкой, прокладкой возле него глубоких коммуникаций, ремонтом набережной, устройством подземного перехода или строительством тоннелей метрополитена, со сложной реконструкцией соседнего здания или возведением нового объекта. Конечно, маловероятно, что все эти воздействия сконцентрируются вокруг одного здания, но нельзя исключать и проявления каких-либо двух–трех из них. Надстройка зданий мансардами получила в Санкт-Петербурге весьма широкое распространение. Осуществляется масштабная программа замены инженерных коммуникаций и прокладки новых с использованием современных технологий (микротоннелирование). Ведется реконструкция транспортной инфраструктуры города: строятся подземные переходы, подземные паркинги, устраиваются транспортные развязки, планируется строительство новых мостов и тоннелей под Невой, реконструируются набережные.

Действовавшие до 2004 г. ТСН 50-302–96 не препятствовали тому, чтобы всякий раз для каждого воздействия допускать дополнительные осадки существующего здания в пределах нормируемых значений. Таким образом, суммарная дополнительная осадка зданий от n воздействий (причем одних только статических воздействий), происходящих в разное время, оказывается равной $S_{ad,u} \cdot n$. Очевидно, что ни одно здание исторического центра не в состоянии выдержать без разрушения столь значительные деформации, вызванные статическими факторами, не говоря уже о дополнительных осадках вследствие влияния технологий строительства.

Таким образом, для оценки сохранности городской застройки на слабых грунтах критерий (2.1), нацеленный на ограничение деформаций от единичного статического воздействия, оказывается недостаточно строгим, не охватывающим всего комплекса факторов, в том числе накопления зданием деформаций в процессе его функционирования, влияния различных технологических воздействий на состояние существующих зданий и их основания и др.

В то же время критерий (2.2) для застройки на водонасыщенных глинистых грунтах малой и средней степени литификации, как уже отмечалось, оказывается практически не применимым из-за значительных накопленных осадок. В связи с этим в редакции петербургских

норм 2004 г. предложен несколько иной критерий, ограничивающий дополнительные осадки соседней застройки (см. п. 2.2).

Помимо него для оперативного отслеживания изменения состояния основания в рамках мониторинга применяется ряд производных критериев. Они состоят в регламентации какого-либо конкретного вида воздействия некоторым определенным «безопасным» уровнем, при котором это воздействие еще не приводит к деформации окружающей застройки.

Наиболее распространенным критерием такого рода в европейской строительной практике является ограничение понижения уровня грунтовых вод в городах. Это требование является весьма жестким: как правило, не допускается опускание зеркала грунтовых вод более чем на 10...15 см ниже существующего. Введение этого критерия объясняется в первую очередь стремлением сохранить уровень воды выше деревянных элементов (лежней, свай), имеющих под подошвами фундаментов исторических зданий. Кроме этого, водопонижение может способствовать повышению гидродинамического давления, под действием которого возможно развитие фильтрационной деформации — плывунов, реже — суффозии грунтов. Дополнительные осадки зданий при понижении уровня грунтовых вод определяются ростом эффективных напряжений.

Весьма целесообразным является также ограничение параметров колебаний грунта при производстве строительных работ такой величиной, при которой не происходит развития негативных процессов в основании окружающей застройки. Такой критерий содержится в ВСН 490–87 и новой редакции ТСН 50-302–2004. Он назначается исходя из категории технического состояния окружающих зданий и вида грунта в основании. В основу норм положены многолетние исследования воздействия вибрации на механические характеристики грунтов, проведенные сотрудниками ВНИИГС в натурных и лабораторных условиях, которые позволили определить уровни колебаний, не приводящие к изменению этих характеристик.

2.2. Условие ограничения дополнительных осадок городской застройки как эвристический критерий риска при новом строительстве и реконструкции

При строительстве и реконструкции в среде плотной городской застройки к факторам риска можно отнести следующие техногенные воздействия:

1) *постоянные статические воздействия* — изменение статических условий работы оснований существующей застройки, обусловленное нагружением или разгрузкой грунтового массива и являющееся результатом реализации проекта (нагружение весом нового здания, разгрузка вследствие разборки соседнего строения, понижения планировочных отметок и т.п.);

2) *постоянное изменение режима подземных вод* — изменение гидрогеологических условий на территории вокруг объекта, являющееся результатом реализации проекта (устройство преград на пути естественных потоков подземных вод, понижение уровня грунтовых вод за счет дренажных систем и т.п.);

3) *постоянные технологические воздействия* — возникновение дополнительных эксплуатационных нагрузок на основание вследствие возведения объекта (динамические нагрузки от работы оборудования, движения транспорта, температурные воздействия, загрязнение грунтов основания);

4) *временные статические воздействия* — изменение статических условий работы оснований существующей застройки, происходящее в период производства работ нулевого цикла (устройство выемок — котлованов, траншей; разборка подпорных стенок набережных при их ремонте; подвижка ограждения котлована; воздействие временных анкеров на массив грунта и т.п.);

5) *временное изменение режима подземных вод* — изменение гидрогеологических условий на территории вокруг объекта, происходящее в период производства работ нулевого цикла (водопонижение, локальное обводнение массива);

6) *временные технологические воздействия* — возникновение дополнительных технологических нагрузок на основание в период возведения объекта (ударные и вибрационные нагрузки от погружения свай, шпунта; статические нагрузки вследствие погружения свай и шпунта вдавливанием; изменение статических условий работы массива при переборе грунта вследствие изготовления буровых свай, при потере устойчивости выработок, устроенных под защитой тиксотропного раствора; при микротоннелировании и проходке тоннелей метро; нагрузки, связанные с инъецированием, замораживанием грунта и т.п.).

Перечисленные факторы по типу воздействия разделяются на три группы:

- статические;
- связанные с изменением режима подземных вод;
- технологические.

По продолжительности воздействия — на два класса:

- постоянные;
- временные.

В реальном проектировании, как правило, внимание уделяется классу, объединяющему постоянно действующие статические факторы и изменение режима подземных вод. Рассмотрение временных факторов во многих случаях переносится на стадию разработки проекта производства работ, который часто выполняется силами подрядной организации, без привлечения специалистов в области механики грунтов и поэтому оказывается слишком формальным и неполным.

Технологические воздействия сведены в одну группу довольно условно (как связанные с той или иной технологией строительства или эксплуатации), эта группа объединяет всевозможные разнотипные воздействия: статические, динамические, физические (температурные, электрические и т.п.), химические и биологические. Следует отметить, что общей чертой, свойственной этой группе, является неотработанность расчетной методики учета воздействий, а во многих случаях даже отсутствие таковой. Сегодня раздел механики грунтов, рассматривающий вопросы влияния технологий, находится еще в стадии становления. В настоящей работе будет рассмотрен только класс квазистатических задач, решение других классов задач требует проведения дополнительных исследований.

Характерной особенностью технологической механики грунтов является необходимость рассмотрения отклика грунта на воздействие, длительность которого может составлять: *секунды* (при вибропогружении и забивке свай и шпунта), *минуты* (при вдавливании свай и шпунта или изготовлении «вкручиваемых» и буровых свай), *часы* (при устройстве свай и «стен в грунте» под защитой тиксотропного раствора), *дни и месяцы* (при откопке траншей и котлованов). Было бы ошибочным, на наш взгляд, создавать узкоспециализированные феноменологические модели для каждого из этих воздействий. Более того, адекватность феноменологической модели реальному поведению грунта, на наш взгляд, может быть достигнута только в том случае, если она способна достоверно описать не только отклик грунта на относительно кратковременные воздействия, но и длительные деформации оснований зданий и сооружений. Целесообразно стремиться к созданию единой модели работы грунта, пригодной для рассмотрения всевозможных по длительности воздействий, причем не только временных — технологических или статических, но и постоянных статических. Такая постановка вопроса представляется весьма актуальной, поскольку при решении реальных проектных задач приходится рассматривать различные по длительности этапы строительства, отличающиеся условиями нагружения.

В общем случае деформация существующего здания или сооружения при ведении рядом с ним строительных работ определяется суммой слагаемых, которые обусловлены воздействием перечисленных выше шести групп факторов:

$$\sum_{i=1}^6 S_{ad}^i = S_{ad}^1 + S_{ad}^2 + S_{ad}^3 + S_{ad}^4 + S_{ad}^5 + S_{ad}^6 \quad (2.3)$$

Кроме оценки воздействий на существующие здания, связанных с планируемым соседним строительством, необходим также и учет истории их деформирования.

Как уже отмечалось, совместный учет дополнительных воздействий (2.3) и собственных деформаций застройки в виде (2.2) практически не применим для условий распространения водонасыщенных глинистых грунтов малой и средней степени литификации, на которых исторические здания за длительный период своего существования получили осадки, намного превышающие допускаемые СНиП 2.02.01–83*.

Представляется, что разрешением этого противоречия может быть следующая запись критерия допускаемых дополнительных деформаций для существующей застройки, предложенная автором совместно с В.М. Улицким (В.М. Улицкий, А.Г. Шашкин, 1999):

сумма дополнительных деформаций (осадки, относительной разницы осадок или крена) объекта реконструкции и (или) соседних зданий (сооружений) не должна превышать предельно допустимого значения:

$$\sum_{i=1}^6 S_{ad}^i \leq S_{ad,u} \quad (2.4)$$

где S_{ad}^i — величина дополнительной деформации (абсолютной осадки, относительной разности осадки, крена) сохраняемых конструкций объекта реконструкции и (или) соседних

зданий вследствие воздействия i -й группы факторов ($i = 1 \dots 6$), связанных со статическим нагружением (разгрузкой) основания, с изменением режима подземных вод, с технологией ведения работ; S_{ad}^0 — прогнозируемый прирост незавершенных деформаций от технологических, статических воздействий, изменения режима подземных вод, имевших место в прошлом (для случая нестабилизированного состояния основания). Значение S_{ad}^0 может определяться расчетным путем с учетом оценки степени стабилизации осадок по наблюдениям за положением геодезических марок, маяков и датчиков на трещинах (такая оценка может быть проведена на подготовительном этапе мониторинга).

Величина предельно допустимой дополнительной осадки, относительной разности осадок, крена сохраняемых конструкций объекта реконструкции и (или) соседних зданий (сооружений) $S_{ad,u}$ может определяться совместным расчетом здания (сооружения) и основания. Расчет осуществляется с учетом фактического деформированного состояния здания (сооружения), определяемого при его обследовании. Значения $S_{ad,u}$ соответствуют таким дополнительным деформациям здания (сооружения), реализация которых не приведет к дальнейшему повреждению его конструкций, в том числе к образованию и раскрытию трещин. Для зданий, имеющих ценную в художественном отношении наружную и (или) внутреннюю отделку, величину $S_{ad,u}$ целесообразно определять из условия недопущения ее повреждения.

В первом приближении для определения величины $S_{ad,u}$ можно использовать табл. 4.2 ТСН 50-302–2004, составленную автором на основании сопоставительного анализа и объединения подобных таблиц ТСН 50-302–96, ВСН 490–87 и СНиП 2.02.01–83*.

Условие (2.4) представляет собой *эвристический критерий риска* повреждения существующей застройки при новом строительстве или сложной реконструкции расположенного рядом с ней объекта.

С введением в действие ТСН 50-302–2004 критерий (2.4) стал основополагающим для проектирования в условиях плотной городской застройки в Санкт-Петербурге. Эффективность этого критерия в аспекте обеспечения безопасности соседней застройки при новом строительстве или реконструкции способствовала включению его (по предложению автора этой работы) в текст новых СП 22.13330.2011 «Основания зданий и сооружений».

Следует отметить, что эффективность применения критерия (2.4) зависит от точности прогноза деформаций основания. Как будет продемонстрировано в настоящей работе, существующие методы расчета деформаций основания нельзя считать достаточно надежными.

Приведем характерный пример. При проектировании здания-встройки для минимизации деформаций соседней застройки разумно предусматривать устройство свайных фундаментов. Историческая застройка чаще всего возводилась на фундаментах мелкого заложения. Для того чтобы оценить влияние нового строительства на соседнюю застройку, необходимо выполнить моделирование взаимодействия системы «новое здание на свайных фундаментах — основание — соседнее здание на фундаментах мелкого заложения». Здесь возникает трудность, строго говоря, непреодолимая в рамках имеющихся в распоряжении проектировщика расчетных инструментов. Дело в том, что как инженерные методы расчета осадки, приведенные в нормативной литературе, так и все имеющиеся численные модели связаны с искус-

ственным ограничением мощности сжимаемой толщи. Под свайным фундаментом и фундаментом мелкого заложения мощность сжимаемой толщи имеет совершенно разные глубины, что препятствует рассмотрению этих фундаментов в рамках одной расчетной схемы, а следовательно, возникают сложности с корректным моделированием их взаимодействия. Следовательно, весьма актуальна разработка такой методики расчета деформаций основания, которая была бы свободна от искусственного ограничения сжимаемой толщи.

В наименьшей степени сегодня исследован отклик водонасыщенных глинистых грунтов малой и средней степени литификации на статическую разгрузку при устройстве глубоких котлованов. В настоящее время, когда в Санкт-Петербурге импульс к развитию получает строительство подземных сооружений, особенно актуальной становится задача создания надежных методик расчета системы «подземное сооружение — основание — соседняя застройка». Очевидно, что для устройства глубоких котлованов на урбанизированной территории учет способности глинистых грунтов к проявлению вязкопластического характера деформирования имеет особенно важное значение.

Следует отметить, что для большинства исторических зданий Санкт-Петербурга допустимая дополнительная осадка, при которой обеспечивается безопасность их конструкций, ограничивается величиной 2...3 см. При наличии ценного декора ограничение дополнительных осадок может быть еще более жестким. Совершенно очевидно, что столь строгие требования по ограничению деформаций могут быть реализованы в проектном решении только в том случае, если методы расчета основания в состоянии обеспечить высокоточный прогноз деформаций. На одной и той же строительной площадке могут иметь место воздействия, связанные с устройством свайных фундаментов и ограждения котлована, с его откопкой, сопровождающейся поярусной установкой систем распорных креплений, с нагружением основания весом здания. Для обеспечения безопасности соседней застройки должна быть определена составляющая осадки от каждого из этих воздействий. При этом компоненты осадки должны определяться не для отдельного случая изолированно, а в рамках единого подхода, реализованного в общей расчетной схеме решаемой последовательно задачи, в полном соответствии с реальным графиком и проектом производства работ. Очевидно, что это возможно лишь в том случае, если используемая расчетная модель в состоянии решать задачи совместного расчета зданий и оснований, реально отражать длительность каждого воздействия. Ниже в рамках настоящей работы нами будут рассмотрены квазистатические воздействия, связанные с нагружением и разгрузкой основания, причем с учетом длительности этих воздействий.

Группа таких технологических воздействий, как вибрации при погружении шпунта и свай заводского изготовления, избыточное извлечение грунта при изготовлении буровых свай под защитой обсадной трубы или по технологии «проходного шнека», перемятие и разрушение структуры грунта при изготовлении свай методом вытеснения грунта или при вдавливании готовых свай, эта группа заслуживает отдельного исследования, которое выходит за рамки настоящей работы (детально эти воздействия проанализированы в книге — Улицкий В.М., Шашкин А.Г., Шашкин К.Г., 2010).

Как будет показано ниже, в разделе III, в настоящее время не существует надлежащим образом верифицированной расчетной модели, способной достоверно описывать поведение характерных для Санкт-Петербурга водонасыщенных глинистых грунтов малой и средней степени литификации при различном по длительности квазистатическом нагружении и (или) разгрузке. Соответственно отсутствует возможность адекватного учета в рамках единой модели всех этапов строительного процесса. Вместе с тем именно ведение строительной деятельности представляет наибольший риск для урбанизированной территории, провоцируя опасные техногенные процессы в водонасыщенных глинистых отложениях. В связи с этим представляется весьма важным исследовать поведение грунтов при различных по длительности квазистатических воздействиях.

Обобщая различные аспекты актуальности рассматриваемой темы, можно сказать, что имеется насущная необходимость развития исторического города путем глубокой реконструкции кварталов сложившейся городской застройки с устройством подземных объемов, что определяет увеличение числа факторов риска для соседней застройки и возрастание степени риска от каждого фактора. Для обеспечения приемлемого интегрального риска необходимо минимизировать степень риска от каждого фактора.

РАЗДЕЛ II. ИССЛЕДОВАНИЯ ИЗМЕНЕНИЯ НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ ВОДОНАСЫЩЕННЫХ ГЛИНИСТЫХ ГРУНТОВ В ПРОЦЕССЕ ИХ СТАТИЧЕСКОГО НАГРУЖЕНИЯ И РАЗГРУЗКИ В НАТУРНЫХ УСЛОВИЯХ

Глава 3. Исследование процесса деформирования водонасыщенных глинистых грунтов при статическом нагружении в натуральных условиях

3.1. Методика проведения комплексного натурного эксперимента

Исследование процесса деформирования водонасыщенных глинистых грунтов малой и средней степени литификации в значительной степени затруднено высокой чувствительностью их структурных связей к механическим воздействиям. При бурении скважин и отборе образцов неизбежно происходит нарушение структурных связей, что существенно сказывается на достоверности лабораторных определений показателей физико-механических свойств, поэтому при изучении таких отложений особое значение приобретают натурные исследования. Последние, однако, в силу больших затрат и длительности проведения выполняются довольно редко, а крупномасштабные — в исключительных случаях. Непременным условием их проведения является сведение к минимуму влияния на показания применяемой аппаратуры тех искажений состояния грунта, которые вызваны ее установкой.

Достоверность результатов полевых экспериментов ввиду высокой чувствительности водонасыщенных глинистых отложений малой и средней степени литификации к внешним воздействиям полностью определяется совершенством опытного оборудования и методики исследований.

Необходимым условием является устранение влияния на показания измерительного устройства (датчика) тех искажений состояния среды, которые вызваны его размещением в ней. Для этого, в частности, необходимо стремиться сохранить природную структуру грунта при установке измерительного устройства или выводить датчик за пределы зоны нарушения структуры.

Неразрушающие (геофизические) методы на настоящем уровне их развития, к сожалению, не обеспечивают необходимой точности фиксации напряженно-деформированного состояния грунтов при нагружении. В связи с этим особое значение приобретает развитие механических методов измерения.

Для фиксации тотальных напряжений и поровых давлений в грунтах обычно используются стационарные датчики (мессдозы) или специальные зонды. Обычно стационарные мессдозы устанавливаются в грунте нарушенной структуры: в песчаной подушке по мере ее отсыпки или в скважине при ее тампонировании (то есть заполнении извлеченным при

бурении грунтом). Внедрение зонда (пьезоконуса для измерения порового давления, трехступенчатой мессдозы для определения тотальных напряжений) осуществляют, как правило, до нагружения основания, при приложении нагрузки и в процессе деформирования основания. При этом необходимо учесть влияние на показания зонда эффекта искажения напряженно-деформированного состояния грунта, вызванного его внедрением.

Измерение деформаций в основании проводят с помощью глубинных и поверхностных марок. Наиболее распространены геодезические марки, состоящие из платформы, соединенной с ней штанги и обсадной трубы. Платформа марки закладывается на определенной глубине в специально для этого пробуренной скважине или на поверхности грунта. В первом случае на штангу марки надевают обсадную трубу для того, чтобы исключить контакт штанги и грунта. Такой тип глубинных марок имеет малую информативность (на одной вертикали — одна точка наблюдения), а при необходимости контроля значительного количества точек — искажает напряженно-деформированное состояние массива и затрудняет производство работ.

В отечественной практике полевых экспериментов распространение получили контактные марки, устраиваемые на одной вертикали в нескольких уровнях на глубинах до 10 м и связанные с поверхностью посредством натянутых струн. В слабых грунтах струны оказывают выдергивающее воздействие на марки и тем самым приносят некоторую неопределенность в процесс фиксации деформаций. На поверхности грунта струны выводятся на общую реперную систему, которая не защищена от повреждений в условиях строительной площадки.

Наиболее совершенным является бесконтактный принцип измерения деформаций, основанный на взаимодействии кольцевой металлической марки и магнитно-индукционного датчика, впервые примененный в нашей стране Н.Д. Юшой, позволяющий измерять деформации с большой точностью, избавиться от легко подтверждаемой реперной системы на поверхности, поскольку в качестве репера используется нижняя марка, и размещать на одной вертикали большое количество марок. Тем не менее конструктивные решения существующих бесконтактных методов измерения (жесткие марки и штанги для их установки) ограничивают глубину размещения марок в грунте первыми 10...15 м от поверхности.

Совершенствованию измерительного оборудования и способов измерения напряжений и деформаций в массивах грунтов посвящен ряд работ, выполненных в СПбГАСУ (ЛИСИ) под руководством А.В. Голли (2000). К ним относятся способ установки марок-мессдоз путем их внедрения в стенку скважины, многочисленные конструкции мессдоз для измерения вертикальных, горизонтальных и поровых давлений, модификация метода бесконтактного измерения послойных деформаций и конструкции кольцевых марок (Методика, 1987).

Для исследования изменения напряженно-деформированного состояния грунтовой толщи мощностью около 30 м потребовалось разработать контрольно-измерительную аппаратуру (КИА) и методику ее установки, удовлетворяющие сформулированному выше требованию к проведению натурных экспериментов. Комплексная методика натурных экспериментов, разработанная в СПбГАСУ под руководством А.В. Голли, позволяет проводить долговременные полевые наблюдения за изменением напряженно-деформированного состояния грунтов основания. Методика дает возможность:

- проводить измерения послойных деформаций, тотальных и поровых давлений в песках рыхлых и средней плотности и глинистых грунтах с консистенцией от текучей до тугопластичной;
- измерять послойные деформации на глубинах до 50 м с помощью глубинных марок с точностью ± 1 мм;
- устанавливать на одной вертикали неограниченное число марок, определяемое потребностью исследователя (конструкция марки основана на бесконтактном способе измерения смещений и обеспечивает заанкеривание марки в грунте ненарушенной структуры);
- измерять тотальные напряжения и поровые давления с помощью мембранных мессдоз, размещаемых в грунте с минимально возможным нарушением его структуры;
- устанавливать на одной вертикали мессдозы вертикального, горизонтального и порового давлений на глубинах до 20 м в нескольких уровнях;
- проводить экспресс-определения горизонтального тотального и порового давлений с помощью трехступенчатой мембранной мессдозы, а также определять прочностные характеристики грунта посредством испытаний на лопастной сдвиг.

При этом следует отметить технологичность методики: оборудование вертикали с марками или мессдозами занимает 2...3 часа; снятие показаний — не более 1 минуты на каждую измерительную точку.

Установка стационарных мессдоз в грунт (рис. 3.1, а) производится механизмом внедрения, состоящим из вертикального гидроцилиндра 1, закрепленного на его штоке выталкивающего клина 2 с горизонтальным гидроцилиндром 3 и направляющих 4, в которых установлена мессдоза в обойме. Механизм внедрения опускают на проектную глубину в пробуренную и заполненную тиксотропным глинистым раствором скважину. Подачей давления от гидродомкрата 5 в гидроцилиндр 1 производят подъем клина 2 и обойму 6 с мессдозой 7 внедряют в стенку скважины. При подаче давления в гидроцилиндр 3 его шток выталкивает мессдозу из обоймы, которая при этом служит направляющей движения мессдозы. В результате мессдоза оказывается выведенной из зоны разуплотнения и установленной в грунте ненарушенной структуры. В водонасыщенных глинистых грунтах малой и средней степени литификации бурение скважины производится под защитой обсадной трубы.

Устройство для измерения послойных деформаций состоит из глубинных марок в виде тонких металлических колец с пружинными лапками, диэлектрической трубы с якорем, механизма установки марок, подвешенного на тросах к лебедке (рис. 3.1, б), и измерительной аппаратуры.

Установка глубинных марок осуществляется следующим образом. В грунте под защитой обсадной трубы 1, заполненной тиксотропным глинистым раствором, пробуривается скважина до слоя, который может считаться недеформируемым при ожидаемом уровне нагрузки. В скважину опускается диэлектрическая труба 2 с закрепленным на ней якорем 3 и реперной маркой 4 в виде тонкого металлического кольца. Марка 5 в сложенном положении устанавливается в устье обсадной трубы и опускается до ее нижнего обреза с помощью механизма установки марок 6. При выходе из обсадной трубы лапки марки раскрываются и внедряются в стенки скважины. Установка остальных марок производится аналогично.

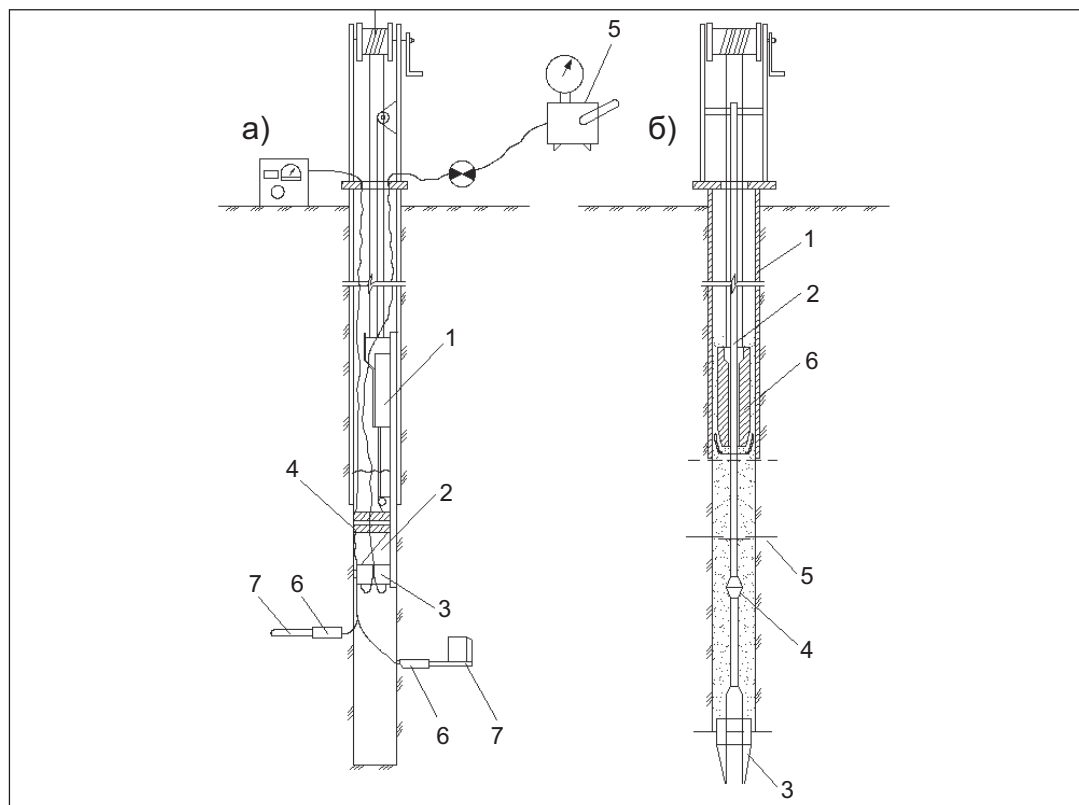


Рис. 3.1. Схема установки в грунт мессдоз (а) и глубинных марок (б)

После обустройства скважины глубинными марками приступают к наблюдениям. Для этого в диэлектрическую трубку 2 опускают магнитно-индукционный датчик, соединенный кабелем с регистрирующим прибором и мерной лентой со шкалой-нониусом, закрепленной на верхнем конце диэлектрической трубки. Прохождение датчика через кольцо фиксируется вторичным прибором. Одновременно берется отсчет по мерной ленте. Изменение положения марок во времени относительно реперной марки 4 свидетельствует о деформировании основания.

Следует отметить, что описанный метод существенно проще в реализации, дешевле и надежнее современного западного аналога. В международной практике для измерения послойных деформаций используются так называемые экстензометры, представляющие собой погруженную в скважину диэлектрическую трубку с надетыми на нее марками-катушками. Измерения осуществляются погружением в трубку проводника, при его прохождении через каждую марку-катушку в нем наводится электрический ток, что регистрируется прибором на поверхности (в отличие от отечественного способа, где применяется единственная катушка индуктивности, которой снабжен магнитно-индукционный датчик, а марки представляют собой простейшие металлические кольца с пружинными лапками). Марки-катушки имеют высоту, равную одному-двум диаметрам трубки; при перекосе возможно их за-

клинивание на трубке, ведущее к искажению результатов измерений (в этом заключается существенный недостаток западного аналога). Отечественная методика свободна от этого недостатка, поскольку марка имеет вид кольца толщиной всего 2...4 мм, внутренний диаметр которого на 5...10 мм больше наружного диаметра трубки.

Для экспресс-определений напряженного состояния используется трехступенчатая мессдоза, состоящая из трех жестко сочлененных пластин толщиной 8, 12 и 16 мм, в каждую из которых на герметике вмонтированы мембраны с наклеенными тензодатчиками. На одной из сторон мессдозы мембраны защищены снаружи пористым камнем, что позволяет на каждой ступени измерять одновременно тотальные горизонтальные напряжения и поровые давления. Мессдозу внедряют в грунт с помощью стандартной установки для статического зондирования. Экстраполяцией показаний ступеней определяют значения тотального и порового давлений для ступени «нулевой» толщины. Таким образом, устраняется влияние уплотнения грунта при внедрении мессдозы на измеряемые значения давлений.

Относительная простота и высокая надежность используемого оборудования и методики позволяют проводить долговременные наблюдения за изменением напряженно-деформированного состояния грунтов в основании, исследовать сжимаемость каждого слоя грунта и определять мощность сжимаемой толщи. Описанный комплекс измерительной аппаратуры был использован для исследования поведения грунта в основании дамбы сооружений защиты Санкт-Петербурга от наводнений.

Для измерения горизонтальных смещений массива грунта в международной практике распространение получили инклинометры (рис. 3.2). Инклинометр представляет собой установленную в скважину пластиковую обсадную трубу с пазами по двум ортогональным осям сечения. Затрубное пространство тампонируется глинистым раствором. Измерения осуществляются с помощью зонда (датчика-наклономера), скользящего с помощью колесиков по пазам. Измерения выполняются сначала в одной плоскости, а затем в другой, перпендикулярной к первой. В результате определяются направление и величина горизонтального смещения по всей высоте трубки инклинометра. В рамках настоящей работы инклинометры наряду с экстензометрами, режимными скважинами (для контроля за уровнем подземных вод) и тензометрами (для измерения усилий в распорных конструкциях) применялись на опытных площадках для исследования напряженно-деформированного состояния грунтов при устройстве глубоких котлованов (см. главу 4).

3.2. Натурные исследования деформирования основания грунтовой дамбы

Возможность всестороннего исследования поведения водонасыщенных глинистых грунтов малой и средней степени литификации представилась при строительстве комплекса сооружений защиты Санкт-Петербурга от наводнений, где в основании ряда сооружений залегает достаточно мощная толща озерно-ледниковых и моренных отложений. Заметим, что инженерно-геологические условия, в которых строились эти сооружения, во многом сходны

с разрезом центральной части Санкт-Петербурга. В связи с этим результаты проведенных исследований представляют особый интерес при рассмотрении вопросов строительства и сложной реконструкции на освоенной территории города. Многофакторные натурные исследования были выполнены на специальных опытных полигонах в пределах строящейся дамбы защитных сооружений.

Полевые исследования на опытных полигонах проводились совместно Санкт-Петербургскими государственными архитектурно-строительным и техническим университетами (бывшие ЛИСИ и ЛПИ) под руководством П.Л. Иванова и А.В. Голли при содействии института «Ленгидропроект» — генерального проектировщика¹.



Рис. 3.2. Инклинометр: общий вид — зонд инклинометра, мерный кабель, устройство для считывания данных; профиль обсадной трубы; зонд инклинометра в обсадной трубе

¹В работе на различных этапах принимали участие: от СПбГАСУ — Л.К. Тихомирова, В.Н. Парамонов, А.А. Кисляков, Д.В. Белов, А.Б. Конусбаев, от СПбГТУ — А.К. Бугров, И.А. Пирогов, Л.Ш. Горелик, А.Г. Соколов.

3.2.1. Условия проведения натурного эксперимента на сооружениях защиты Санкт-Петербурга от наводнений

В нижней части геологического разреза защитной дамбы находятся верхнепротерозойские глины (V_2kt_2), мощность слоя которых составляет более 100 м. Перекрываются они отложениями лужской и невской морен верхнечетвертичного возраста (g III — слои 28 и 38 по классификации Ленгидропроекта) (см. табл. 3.1, в которой приведены физические характеристики грунтов), представленными в основном суглинками полутвердой и твердой консистенции с содержанием гравия, гальки и валунов до 20%. Выше морены залегает толща озерно-ледниковых отложений (lg III). По литологическому составу она разделяется на ряд слоев (26, 22, 25, 24), которые, в свою очередь, подразделяются по консистенции на разновидности. Определяющими характер деформирования основания дамбы после ее возведения являются верхние, наиболее сжимаемые слои озерно-ледниковых суглинков неяснослоистых (слой 24) и ленточных (слой 25).

Опытные полигоны были созданы на участках трассы защитных сооружений (рис. 3.3), где указанная толща озерно-ледниковых отложений имеет значительную мощность и выходит на поверхность морского дна: полигон № 1 — ПК 21,6–22,5; № 2 — ПК 25–26; № 3 — ПК 28–29; № 4 — ПК 57–58. Полигоны № 1, 2, 3 характеризуются схожестью геологических условий. Из табл. 3.2 и 3.3, составленных И.А. Пироговым, видно, что наиболее близки по строению основания полигонов № 1 и 3, где преобладающими являются грунты текучей консистенции (слои 24 и 25). Грунты основания полигона № 2 характеризуются преобладанием мягкопластичной консистенции (слои 24а и 25а), что следует

Таблица 3.1

Физические характеристики грунтов дамбы защиты Санкт-Петербурга от наводнений							
№ ИГЭ	Наименование грунта	Геол. индекс	γ , кН/м ³	W	I_L	I_p	e
22	Суглинки тугопластичные	lg III	21	0,19	0,33	0,09	0,552
23	Супеси текучие	lg III	19,9	0,26	1	0,05	0,734
24	Суглинки текучие неяснослоистые	lg III	19,2	0,33	1,4	0,1	0,912
24а	Суглинки мягкопластичные неяснослоистые	lg III	19,6	0,27	0,55	0,11	0,773
25	Суглинки ленточные текучие	lg III	18	0,42	1,18	0,16	1,164
25а	Суглинки ленточные мягкопластичные	lg III	19,1	0,32	0,67	0,15	0,905
25д	Суглинки ленточные текучие	lg III	18	0,44	1,4	0,16	1,211
26	Суглинки мягкопластичные неяснослоистые	lg III	19,5	0,28	0,7	0,1	0,802
26а	Суглинки тугопластичные неяснослоистые	lg III	20,0	0,26	0,5	0,12	0,731
28	Суглинки с гравием и галькой полутвердые	g III	21,9	0,14	0,11	0,09	0,420

учитывать при сравнительном анализе процессов консолидации на опытных полигонах. Особенностью инженерно-геологического строения полигона № 4 является наличие в основании разновидности слоя 25д с повышенной влажностью — от 45 до 78%.

Полигон № 1 был предназначен для изучения процесса консолидации основания без дрен, полигоны № 2 и 3 — с различным шагом вертикальных дрен.

На полигоне № 4, где также предусматривалось вертикальное дренирование, в задачу исследований входило выявление особенностей деформирования наиболее слабой разновидности — слоя 25д.



Рис. 3.3. Схема сооружений защиты Санкт-Петербурга от наводнений:
Д-2 — номер дамбы; 1...4 — номера опытных полигонов

Таблица 3.2

Распространение слоев грунтов озерно-ледникового происхождения в основаниях опытных полигонов

Номер слоя	Мощность слоев грунтов в основании полигона, м						Примечание
	I		II		III		
	средняя	пределы изменения	средняя	пределы изменения	средняя	пределы изменения	
Песок	3,0		3,3		3,8		Мощность от абс. отм. 0 до дна залива
24	8,0	6–10	8,5	6–9,5	10,0	3–12	
25	7,0	4–8	4,5	4–7	7,5	5,5–14	
22	5,0	3–12	4,5	3–6	Нет		
26	2,0	0–4	6,5	6–7	Не пройден полностью (не менее 4–7 м)		

К исследованию процесса изменения напряженно-деформированного состояния основания дамбы Ленгидропроектом были привлечены Санкт-Петербургские государственные архитектурно-строительный и технический университеты. В задачу первого входило измерение послойных деформаций и тотальных напряжений, второго — измерение поровых давле-

Таблица 3.3

Относительное содержание грунтов различной консистенции в основаниях опытных полигонов (по мощности)

Номер слоя	Консистенция грунта и номер разновидности	Соотношение разновидностей слоев по консистенции на полигонах, %		
		I	II	III
24	Текучая 24	80	38	100
	Мягкопластичная 24а	20	59	—
	Тугопластичная 24б	—	3	—
25	Текучая 25	68	22	100
	Мягкопластичная 25а	32	66	—
	Тугопластичная 25б	—	12	—
22	Мягкопластичная 22а	64	18	—
	Тугопластичная 22	36	82	—
26	Текучепластичная и мягкопластичная 26	100	44	100
	Тугопластичная 26а	—	52	—
	Полутвердая 26б	—	4	—

ний в основании полигонов. Установка глубинных марок и мессдоз выполнялась СПбГАСУ, датчиков порового давления — СПбГТУ.

Для измерения порового давления использовались датчики типа ПДС-3П (пьезодинамометры струнные, максимальное давление 8 атм). Для надежной установки датчиков на требуемой глубине на поверхности создавалась жесткая связка из двух датчиков и их кабелей со стержнем арматуры. Датчики заключались в песчаную ванну с марлевой многослойной оболочкой, после чего погружались в сосуд с водой для водонасыщения и удаления воздуха. В скважине устраивали песчаную подушку, в которую и устанавливали датчики. После этого производили тампонаж скважины специально приготовленной пастой из смеси верхнепротерозойской глины с порошком бентонита. Коэффициент фильтрации тампонажной пасты, определенный в лаборатории СПбГТУ, оказался меньше, чем для вмещающих скважину суглинков. Показания датчиков снимали с помощью прибора ПЦП (периодомер цифровой).

На опытных полигонах на отметках +1,1...+1,3 м были заложены геодезические марки. Периодическая нивелировка геодезических марок выполнялась службами Ленгидропроекта и строительных организаций. Такое разделение функций в ходе проведения натурного эксперимента оказалось эффективным средством контроля достоверности получаемой информации.

Работы на опытных полигонах производились в последовательности, представленной в табл. 3.4.

Ввиду технической невозможности установки контрольно-измерительной аппаратуры (КИА) в акватории Финского залива устройство полигонов началось с возведения первоначальной насыпи до отметки +1,2...+1,5 м. Установка КИА, включающая глубинные, поверхностные марки и датчики порового давления, на полигонах № 1 и 2 была осуществлена с поверхности первоначальной насыпи через год после ее создания, на полигоне № 3 — через два года, на полигоне № 4 — через полтора года. Полигон № 1 был оснащен также мессдозами вертикальных и горизонтальных давлений, а полигон № 4 — тремя створами поверхностных геодезических марок для контроля вертикальных и горизонтальных смещений поверхности первичной насыпи.

Схемы размещения КИА на опытных полигонах представлены на рис. 3.4–3.7. Дренажное устройство полигонов № 2 и 4 производилось после установки КИА, а полигона № 3 — вопреки проекту проведения исследовательских работ — до ее установки. В качестве вертикального дренажа использовались геодрены (ленточные дрены сечением 100×5 мм с пластмассовым сердечником, обернутым синтетическим фильтрующим материалом). Установка дрен осуществлялась с поверхности +1,2...+1,5 м итальянским устройством Soil Mes, смонтированным на базе гусеничного крана ДЭК-50. Устройство вдавливалось в грунт пуансоном, содержащим ленту дрены с анкером на ее нижнем конце. При необходимости для прохождения насыпного слоя использовался шнековый бур, входящий в комплект устройства. Дрены на полигоне № 2 погружались до абсолютной отметки –19,0 м, на полигоне № 3 и 4 — до –21...–23 м. Производительность работ достигала 40...60 дрен в смену, при этом собст-

Таблица 3.4

Последовательность нагружения основания												
Наименование работ	Полигон № 1			Полигон № 2			Полигон № 3			Полигон № 4		
	Сроки	Средн. погм. верх., м	Давление, кПа	Сроки	Средн. погм. верх., м	Давление, кПа	Сроки	Средн. погм. верх., м	Давление, кПа	Сроки	Средн. погм. верх., м	Давление, кПа
Выбор места расположения	–	–2,5	–	–	–3,3	–	–	–3,8	–	–	–7,0	–
Создание первичной насыпи	Лето–осень 1985	+1,5	56,0	Лето 1986	+1,2	63,0	Осень 1985 — осень 1986	+1,65		Конец 1987 — начало 1988	+1,0	112
Установка КИА	01.08.1986	+1,5	–	20.08–05.09.1988	+1,2		15.09–03.10.1988	+1,65		Июнь–сентябрь 1989	+1,0	
Дренаживание	–			25.07–30.08.1988	+1,2		2-я пол. августа 1988	+1,65		01.09.1990	+1,0	
Нагружение: отсыпка 1-го слоя	20.05–26.06.1987	+2,15	65,1	17.08–15.09.1988	+2,5	81,2	21.09–12.10.1988	+2,5	88,2	17.01–23.01.1991	+3,15	142
отсыпка 2-го слоя	28.07–13.10.1987	+4,75	101,5	23.09–29.09.1988	+3,65	97,3	10.11–14.11.1988	+3,16	97,4			
отсыпка 3-го слоя	15.10–18.10.1987	+5,8	116,2	05.10–06.10.1988	+4,85	114,0	19.12–05.01.1989	+4,30	113,4			
отсыпка 4-го слоя	–	–	–	05.10–06.10.1988	+4,85	126,0	31.01–03.02.1989	+5,46	129,6			
Планировка	–	–	–	04.01.1989	+6,12	132,0	20.02.1989	+5,60	131,6			

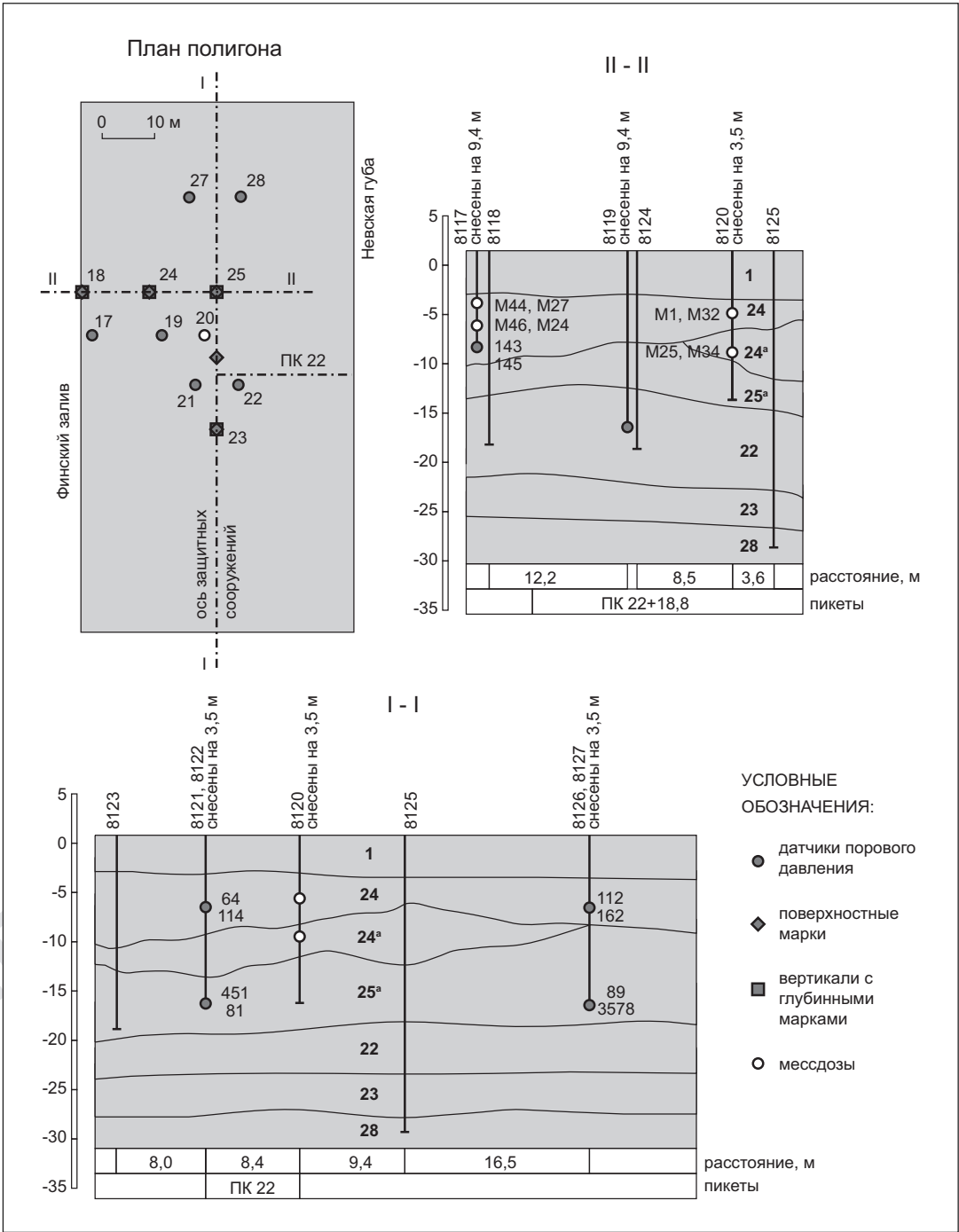


Рис. 3.4. План и разрезы полигона № 1 (на плане в номерах скважин две первые цифры опущены)

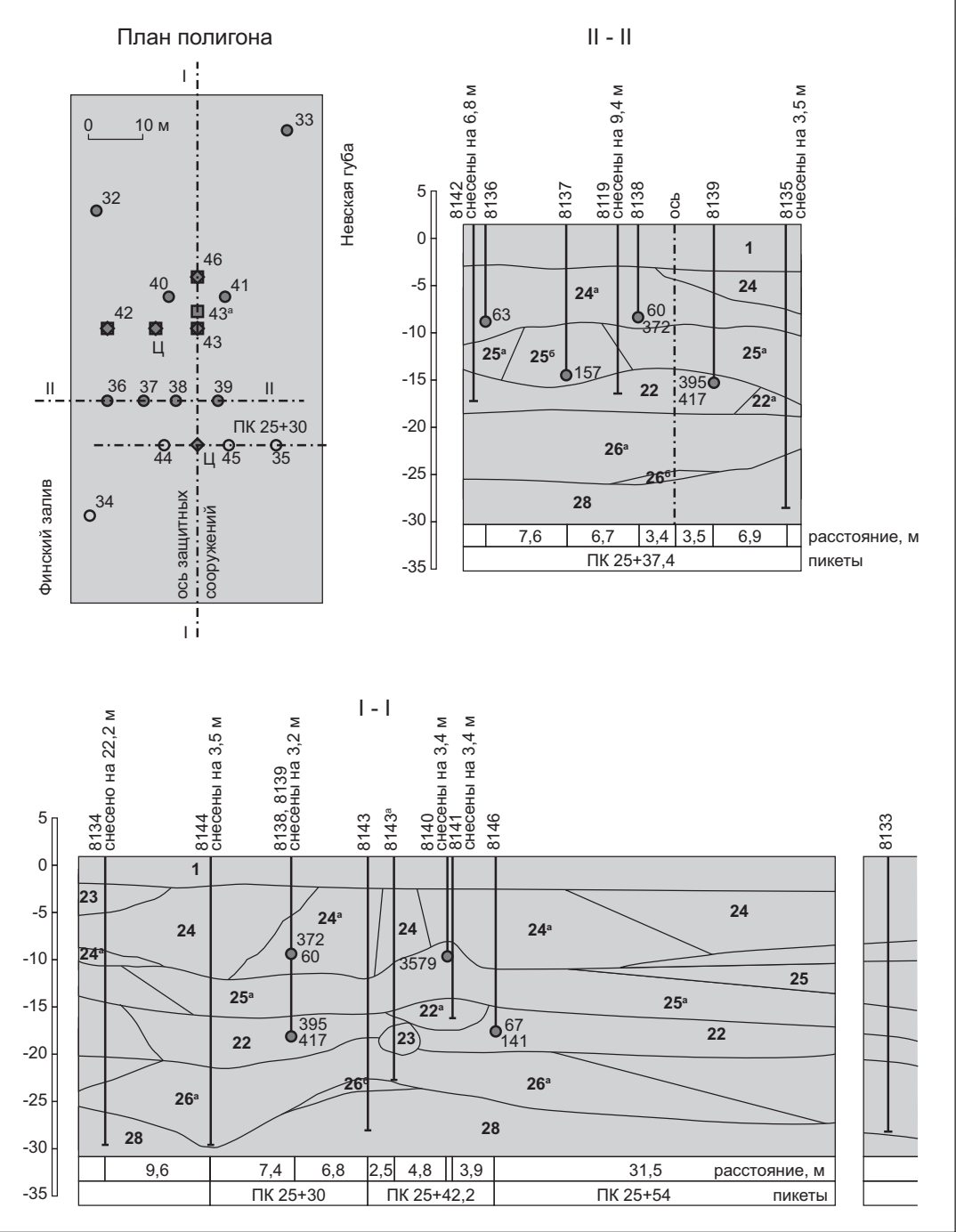


Рис. 3.5. План и разрезы полигона № 2 (экспликация приведена на рис. 3.4)

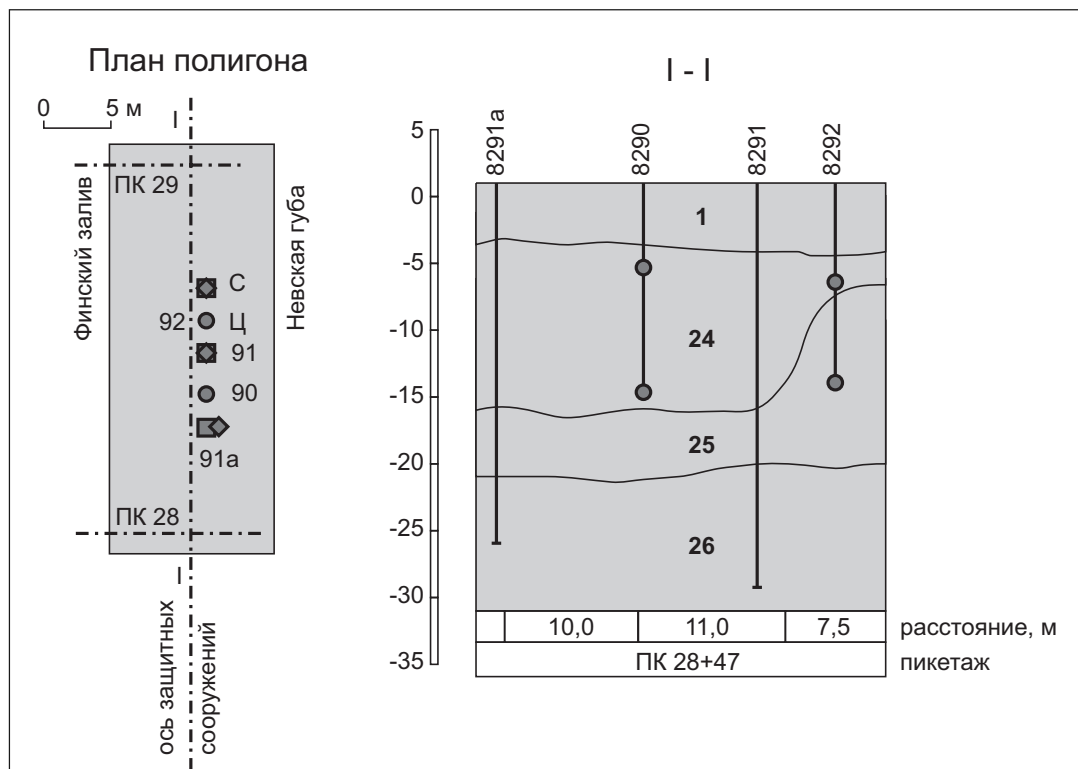


Рис. 3.6. План и разрез полигона № 3 (экспликация приведена на рис. 3.4)

венно погружение каждой дрены занимало не более 60 секунд. Шаг геодрен на полигоне № 2 при размещении их по треугольной сетке был принят равным 2,0 м, исходя из предварительного анализа сравнительной эффективности геодрен эквивалентным диаметром 50 мм и песчаных дрен диаметром 168 мм и шагом 7 м.

Средний шаг геодрен на полигоне № 2 по исполнительной схеме составил в среднем 2,1 м. Для обеспечения сохранности КИА, учитывая возможность отклонения от вертикали пуансона с дренай, вокруг скважин с датчиками порового давления и глубинными марками резервировался круг диаметром 1,5 м.

Шаг дрен на полигоне № 3 был назначен равным 3,6 м при треугольной схеме их установки, исходя из предварительных оценок длительности процесса фильтрационной консолидации и календарного графика проведения строительных работ, технология которых позволяла отпустить два-три года на достижение 70%-ной степени консолидации. Реальный шаг дрен на полигоне колебался от 2,9 до 4,2 м. Вблизи КИА средний шаг составил 3,6 м. Шаг дрен на полигоне № 4 составлял в среднем 3,0 м. На полигоне № 1 дренирование не производилось.

Нагрузка полигонов осуществлялась песчаной насыпью, отсыпаемой поэтапно (см. табл. 3.4). Удельный вес насыпного песка в среднем составлял 15 кН/м³. Для анализа результатов

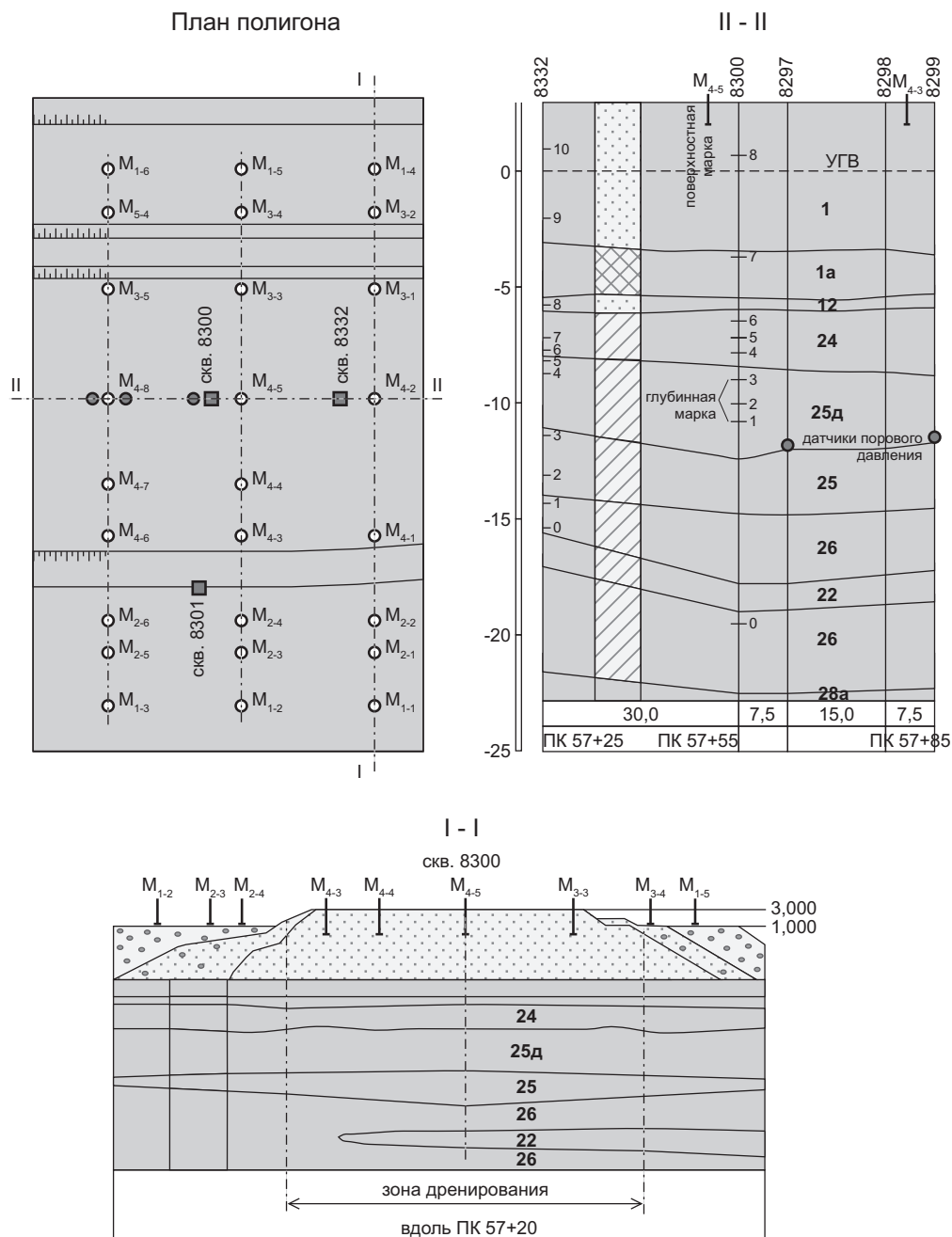


Рис. 3.7. План и разрез полигона № 4 (экспликация приведена на рис. 3.4)

испытаний важно отметить различие в скоростях возведения насыпи: процесс нагружения полигона № 1 занял пять месяцев, полигона № 2 — более двух месяцев, полигона № 3 — около пяти месяцев. На полигоне № 4 в период проведения натурных исследований была выполнена отсыпка только первой ступени нагрузки.

Необходимо отметить также, что в момент отсыпки четвертого слоя насыпи на полигоне № 2 все скважины с глубинными марками были выведены из строя. Возобновить одну вертикаль с глубинными марками (скв. 8143^а) удалось только через три месяца. Для восстановления целостной картины послойного деформирования был осуществлен переход от данных по вертикали 8143 к данным по вертикали 8143^а на основании показаний существующей поверхностной марки.

Другим вынужденным дефектом полевых экспериментов явилась утрата информации о начальном периоде развития осадок полигона № 3, поскольку КИА была установлена здесь через 20...30 суток после дренирования.

Несмотря на отмеченные недостатки, суммарная информация, полученная на полигонах № 1...4, дает достаточно полное представление о процессах деформирования грунтов в их основаниях.

3.2.2. Результаты измерения деформаций в основаниях опытных полигонов

О достоверности результатов определения осадки на опытных полигонах свидетельствует удовлетворительное совпадение данных, полученных нивелированием поверхностных геодезических марок и регистрацией положения глубинных марок, расположенных на примерно одинаковых отметках.

Наблюдения показали, что к моменту установки КИА осадка оснований полигонов № 1, 2, 3 под нагрузкой от первичной насыпи практически стабилизировалась. Заметного приращения осадки не наблюдалось до момента начала строительных работ: на полигоне № 1 в течение года до начала дополнительного нагружения; на полигоне № 2 — в течение двух лет до начала дренирования. Интересно отметить, что выполнение дрен на полигоне № 2 сразу же вызвало развитие осадки со скоростью 0,6 мм/сут даже без какого-либо дополнительного нагружения: осадка на 15-е сутки составила 10...12 мм (рис. 3.8). При этом процесс деформирования затронул верхние 12 м толщи пылевато-глинистых грунтов, то есть не распространился на всю глубину дренирования.

На полигоне № 4, который отличается наличием в основании сильносжимаемого слоя 25д и значительной высотой первичной насыпи (возведенной в отметках 7,0...+1,0 м), наблюдалось развитие осадки под ее весом. К моменту установки КИА средняя скорость деформирования составляла 0,15 мм/сут. В течение года до начала дренирования наблюдалась тенденция к снижению скорости деформирования. Выявленная мощность сжимаемой толщи составила 6 м, при этом наибольшие относительные деформации (1,1%) приходились на верхние 1...2 м слоя 25д.

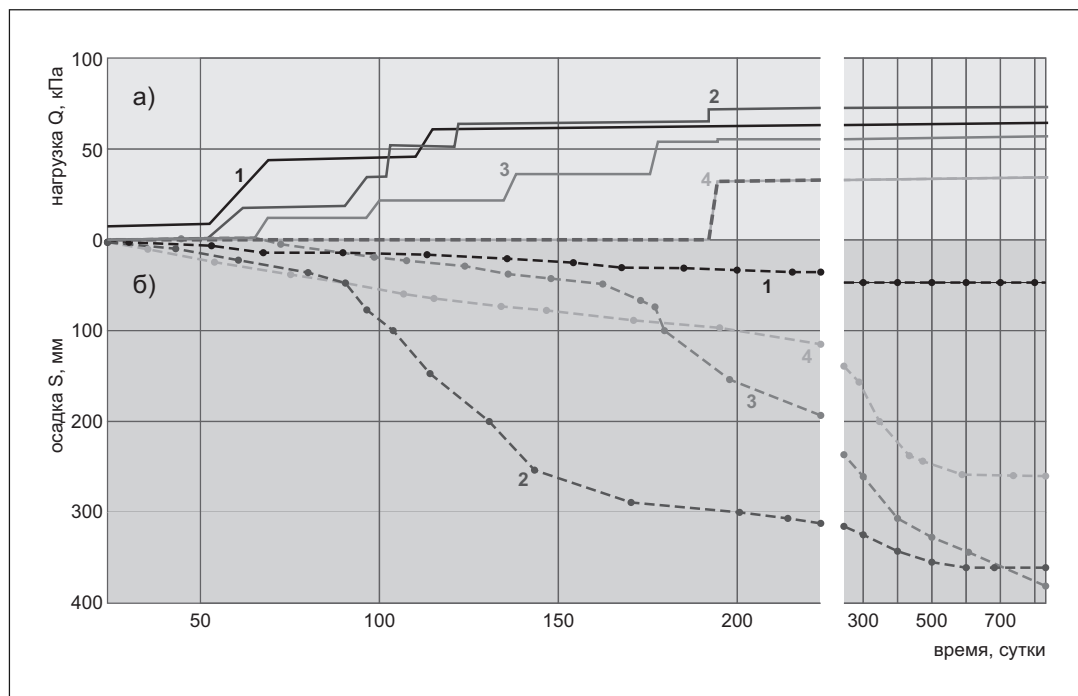


Рис. 3.8. Развитие осадки поверхности пылевато-глинистого грунта во времени при нагружении: а — рост нагрузки; б — рост осадки; 1, 2, 3, 4 — на полигонах № 1, 2, 3, 4

Таким образом, на полигоне № 4 деформации грунтов интенсивно протекали под весом первичной насыпи ($g_0 = 112$ кПа) в ограниченном слое под подошвой пригрузочной насыпи.

Дренаживание полигона № 4 (шаг дрен 3,0 м) заметно интенсифицировало процесс деформирования: скорость осадки поверхности возросла до 0,42 мм/сут (вертикаль 8332), 0,82 мм/сут (вертикаль 8300) и 0,51 мм/сут (вертикаль 8301); мощность сжимаемой толщи достигла 17 м, то есть распространилась на всю глубину дренаживания.

Таким образом, можно убедиться в том, что вертикальное дренаживание оснований полигонов инициирует развитие деформаций уплотнения в дреназированной толще.

Натурные исследования выявили, что процессы деформирования естественного (без дрен) и дреназированного оснований под действием веса пригрузочной насыпи весьма различны.

На полигоне № 1 (без дрен) отсыпка первого слоя пригрузочной насыпи (нагрузка $g_1 = 9,1$ кПа) не привела к возникновению осадки и лишь приложение второй ступени ($g_2 = 36,4$ кПа) вызвало деформирование верхних 9...10 м толщи водонасыщенных глинистых отложений с начальной скоростью на их кровле до 0,6 мм/сут (см. рис. 3.8).

К моменту приложения нагрузки от третьего (последнего) слоя насыпи ($g_3 = 14,7$ кПа) намечалось затухание осадки. Полное нагружение полигона вызвало осадку кровли глинистых грунтов с начальной скоростью до 0,3 мм/сут, продолжавшуюся в течение 8...10 месяцев, после чего осадка практически стабилизировалась. Суммарная осадка пылевато-глинистых грунтов составила 54 мм, мощность сжимаемой толщи — 12 м (рис. 3.9).

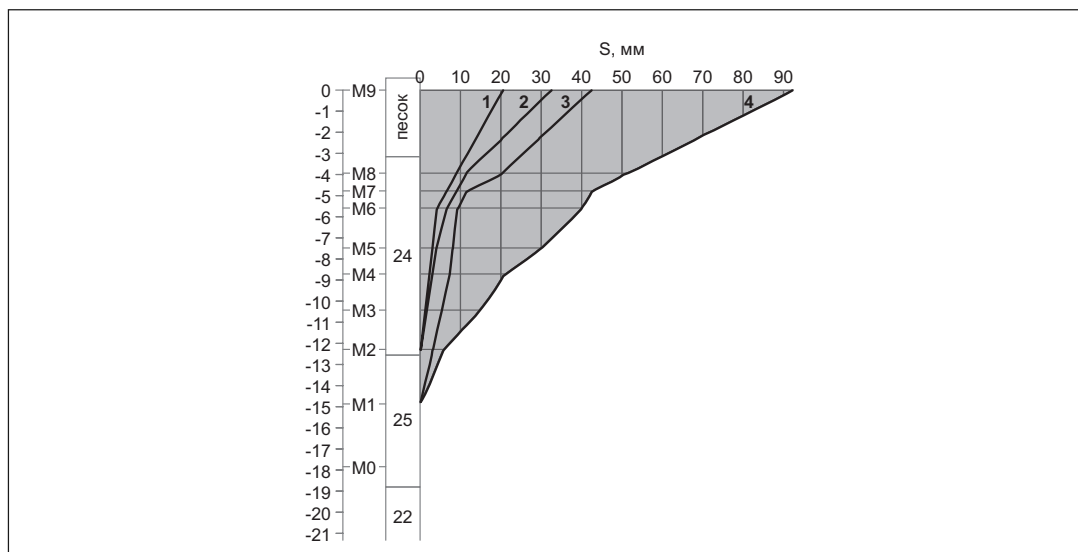


Рис. 3.9. Эпюры послынных деформаций по вертикали 8123 на полигоне № 1:
1 — на 29.07.87 (отсыпка конусов 2-го слоя); 2 — на 16.08.87 (после приложения 2-го слоя);
3 — на 13.10.87 (перед приложением 3-го слоя); 4 — на 04.11.89 и на 15.06.91

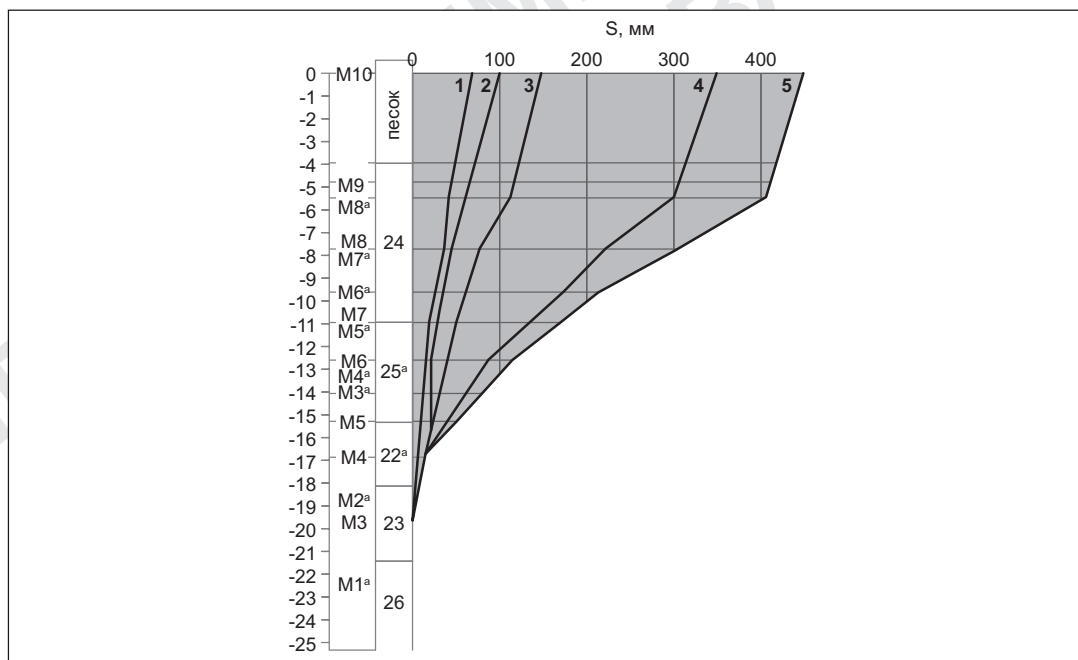


Рис. 3.10. Эпюры послынных деформаций по вертикали 8143-8143а на полигоне № 2:
1 — на 24.09.88 (после отсыпки 2-го слоя); 2 — на 03.10.88 (после отсыпки 3-го слоя);
3 — на 18.10.88; 4 — на 12.01.89; 5 — на 13.08.90

На полигоне № 2 (шаг дрен 2,1 м) отсыпка первого слоя ($g_1 = 18,2$ кПа) привела к деформациям с начальной скоростью 0,6 мм/сут. После приложения второй ступени нагрузки ($g_2 = 16,1$ кПа) начальная скорость увеличилась до 2,5 мм/сут, а после третьей ($g_3 = 16,8$ кПа) — превысила 3,5 мм/сут. При отсыпке четвертого слоя ($g_4 = 11,8$ кПа) начальная скорость деформирования оказалась меньше максимальной, достигнутой на третьей ступени нагружения. Через месяц после нагружения наметилась тенденция к выполаживанию кривой деформирования. К концу 1990 г. осадка кровли глинистых грунтов достигла 370 мм (см. рис. 3.8), с устойчивой тенденцией к стабилизации. Следует отметить, что мощность сжимаемой толщи составила 17,5 м (что примерно равно глубине дренирования основания полигона № 2) (рис. 3.10) уже на первом этапе нагружения и не увеличивалась в дальнейшем.

На полигоне № 3 (шаг дрен 3,6 м) КИА была установлена после дренирования и нагружения первым слоем насыпи (суммарная нагрузка $g_0 + g_1 = 88,2$ кПа). Отсыпка второго слоя ($g_2 = 9,2$ кПа) вызвала деформации кровли пылевато-глинистых грунтов с начальной скоростью 0,75 мм/сут, а третьего ($g_3 = 16,0$ кПа) — 0,9 мм/сут. При этом мощность сжимаемой толщи составляла 10,5 м (рис. 3.11), что меньше глубины дренирования. Приложение четвертой ступени нагрузки ($g_4 = 16,2$ кПа) привело к осадкам поверхности пылевато-глинистых грунтов с начальной скоростью около 3,3 мм/сут и возрастанию мощности сжимаемой толщи до 17,5 м, то есть на всю глубину дренирования. Через два месяца после полного на-

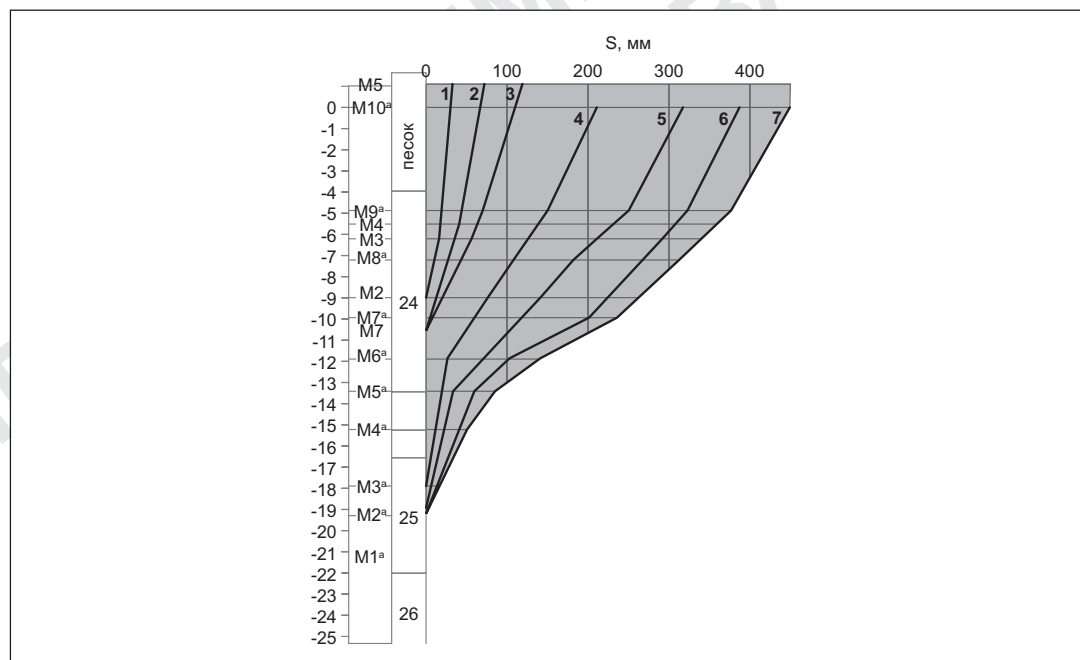


Рис. 3.11. Эпюры послойных деформаций по вертикали 8291–8291А на полигоне № 3:
 1 — на 04.11.88 (до отсыпки 2-го слоя); 2 — на 19.12.88 (до отсыпки 3-го слоя); 3 — на 24.01.89 (до отсыпки 4-го слоя); 4 — на 23.02.89; 5 — на 27.04.89; 6 — на 21.09.89; 7 — на 26.06.90

гружения наметилось выполаживание кривой деформирования. Суммарные осадки глинистых грунтов на полигоне № 3 составили к концу 1990 г. 390 мм (см. рис. 3.8).

На полигоне № 4 после приложения первой ступени нагрузки ($g_1 = 30,1$ кПа) начальная скорость деформирования кровли водонасыщенных глинистых грунтов достигла 0,46 мм/сут (вертикаль 8332), 1,25 мм/сут (вертикаль 8300), 0,55 мм/сут (вертикаль 8301), то есть изменилась незначительно по сравнению со скоростью, вызванной установкой дрен (см. рис. 3.8). Расхождения между скоростями деформирования по вертикалям, находящимся по оси дамбы, объясняется скорее всего наличием уплотненной зоны в основании полигона в поперечном сечении, проходящем через вертикаль 8332 (здесь в 1988 г. существовал временный отвал песка). Мощность сжимаемой толщи не превысила глубину дренирования — 17,0 м (рис. 3.12). К концу 1992 г. явно наметилось выполаживание кривой осадки. Данная нагрузка выдерживалась до полной стабилизации осадок.

Эпюры осадок поперечного профиля полигона № 4 (рис. 3.13) подтверждают, что грунты в районе скважины 8332 (которой соответствует поверхностная марка $M_{4.2}$) деформируются меньше, чем на остальных участках по оси полигона. По результатам замеров от 14–18.04.1991 и 27–28.05.1991 (через 170 суток после нагружения полигона до отметки +3,15 м) зафиксирован подъем марок крайнего ряда M_{1-6} , M_{1-5} и M_{1-4} соответственно на 35, 45 и 20 мм. Отметим, что сходные тенденции наблюдались и на других полигонах; на полигоне № 1 в краевой скважине (8118) был отмечен подъем верхних марок на 5...10 мм после приложения второй ступени нагрузки; на полигоне № 2 отсыпка второго слоя пригрузочной насыпи привела к перегибу диэлектрической трубки (вертикаль 8142) на абсолютной отметке около – 2,0 м. Причиной этого является развитие вязкопластических сдвиговых деформаций в недренированном грунте в краевой зоне профиля дамбы.

Суммарные осадки кровли водонасыщенных глинистых грунтов по оси полигона № 4 к концу 1992 г. составили 319 мм по вертикали 8300 и 226 мм по вертикали 8332 (см. рис. 3.12).

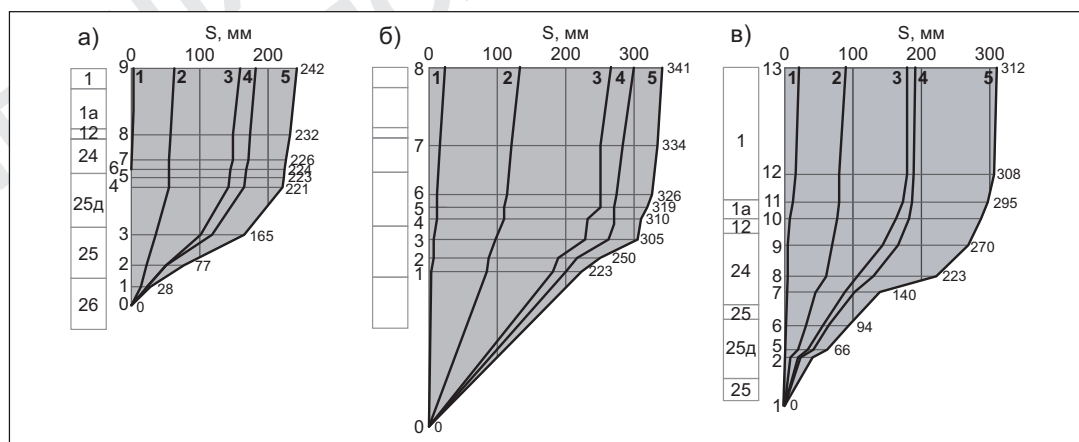


Рис. 3.12. Послойные деформации грунтов основания полигона № 4: а — скважина 8332; б — скважина 8300; в — скважина 8301

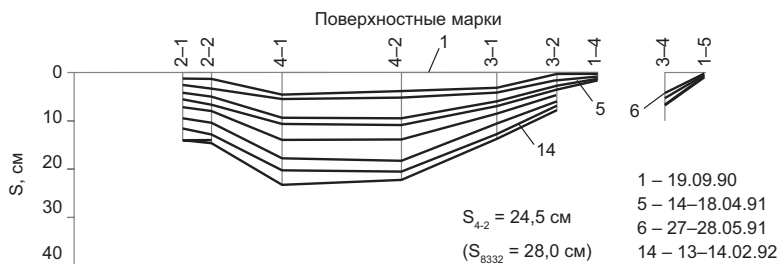
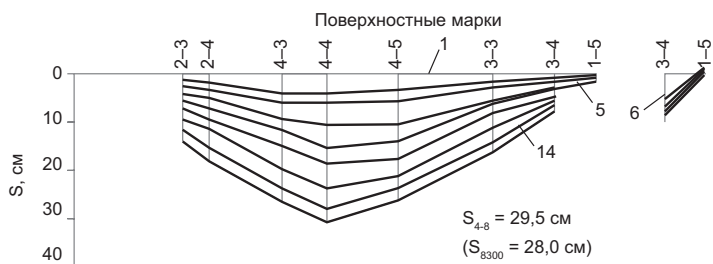
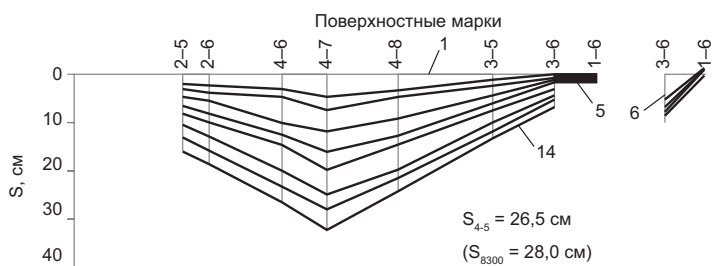
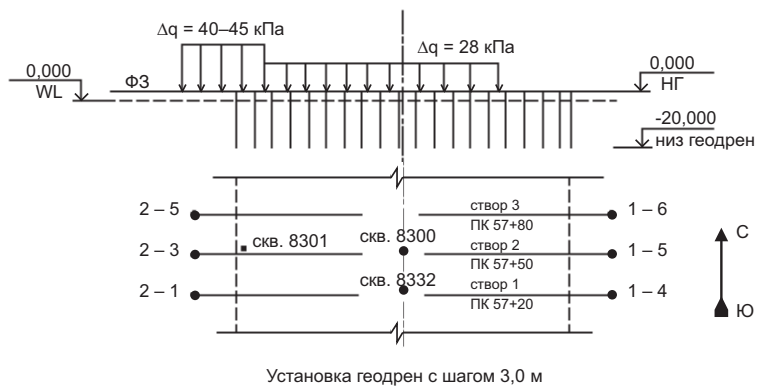


Рис. 3.13. Развитие осадок во времени в поперечном профиле полигона № 4

Конечные значения осадки на опытных полигонах определялись с использованием модернизированной процедуры А. Асаоки. Она заключается в следующем: если кривая развигтия вертикальных деформаций во времени аппроксимируется функцией вида

$$S(t) = S(1 - \alpha_1 e^{-Nt}), \quad (3.1)$$

то при разбишке ее графика на равные промежутки времени t величина конечной осадки определяется точкой пересечения линейной функции $S_{i+1} = f(S_i)$ с биссектрисой первого квадранта, где S_i и S_{i+1} — осадка точки соответственно в моменты времени $t_i = t_{i+1}$, при этом $t_{i+1} = t_i + \Delta t$.

С использованием этой процедуры построены эпюры распределения по глубине конечной осадки S и послойных значений относительной деформации ϵ . Величины S и ϵ отражают реальный процесс деформирования грунта и не зависят от феноменологической трактовки работы грунта в основании (то есть от того, развиваются ли в грунте процессы фильтрационной консолидации, вязкопластического деформирования или реализуется их сложная взаимосвязь).

На полигоне № 1 (без дрен) конечная осадка кровли водонасыщенных глинистых грунтов составила 60 мм. Мощность сжимаемой толщи оказалась равной 12 м, при этом послойные (между соседними марками) значения относительной деформации достигают величины 1,5% только непосредственно под подошвой пригрузочной насыпи, а ниже варьируются от 0,3 до 0,7% по всей глубине сжимаемой толщи (рис. 3.14).

При одинаковой величине нагрузки конечные осадки поверхности водонасыщенных глинистых грунтов на полигонах № 2 (шаг дрен 2,1 м), № 3 (шаг дрен 3,6 м), № 4 (шаг дрен 3,0 м) в 6...7 раз превышали осадку на полигоне № 1 (без дрен) и составили соответственно 373, 412 и 390 мм. Мощность сжимаемой толщи на дренированных полигонах равна 17,0...17,5 м (глубине дренирования). В зоне наиболее интенсивных деформаций (верхние 10 м сжимаемой толщи) послойные значения относительной деформации превысили 3,0%, ниже — приблизились к величинам, характерным для полигона № 1 (рис. 3.14, б, в).

На полигоне № 4 наибольшие деформации претерпевает слой 25д, вышележащие слои испытали предварительное уплотнение под весом временных отвалов песка (рис. 3.15).

Характерно, что значения конечной относительной деформации (ϵ) и скорости ее развития (ϵ') для зоны интенсивных деформаций на дренированных полигонах (№ 2, 3, 4) почти на порядок выше, чем на недренированном (№ 1), а в области, примыкающей к нижней границе сжимаемой толщи, стремятся к величинам, отмеченным на полигоне № 1. Таким образом, существует некоторый порог, разделяющий принципиально различные характеры деформирования грунта.

Заметим, что приведенные выше значения S и ϵ определены в предположении затухания процесса деформирования, описываемого зависимостью (3.1). Однако реальная картина деформирования оказалась несколько сложнее: через два года по окончании нагружения на всех опытных полигонах наметилась тенденция к протеканию осадок поверхности с постоянной скоростью до 3...5 мм/год.

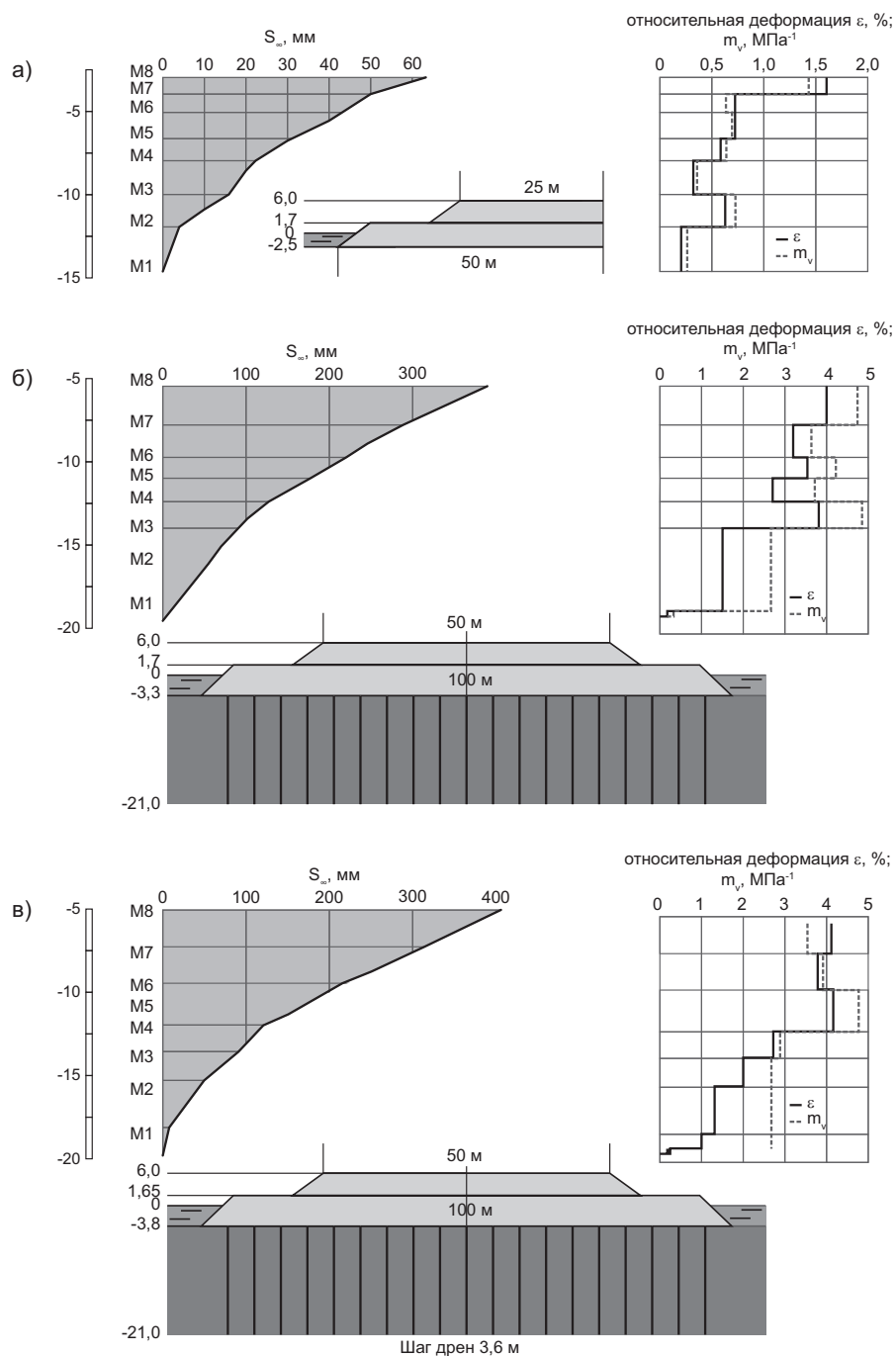
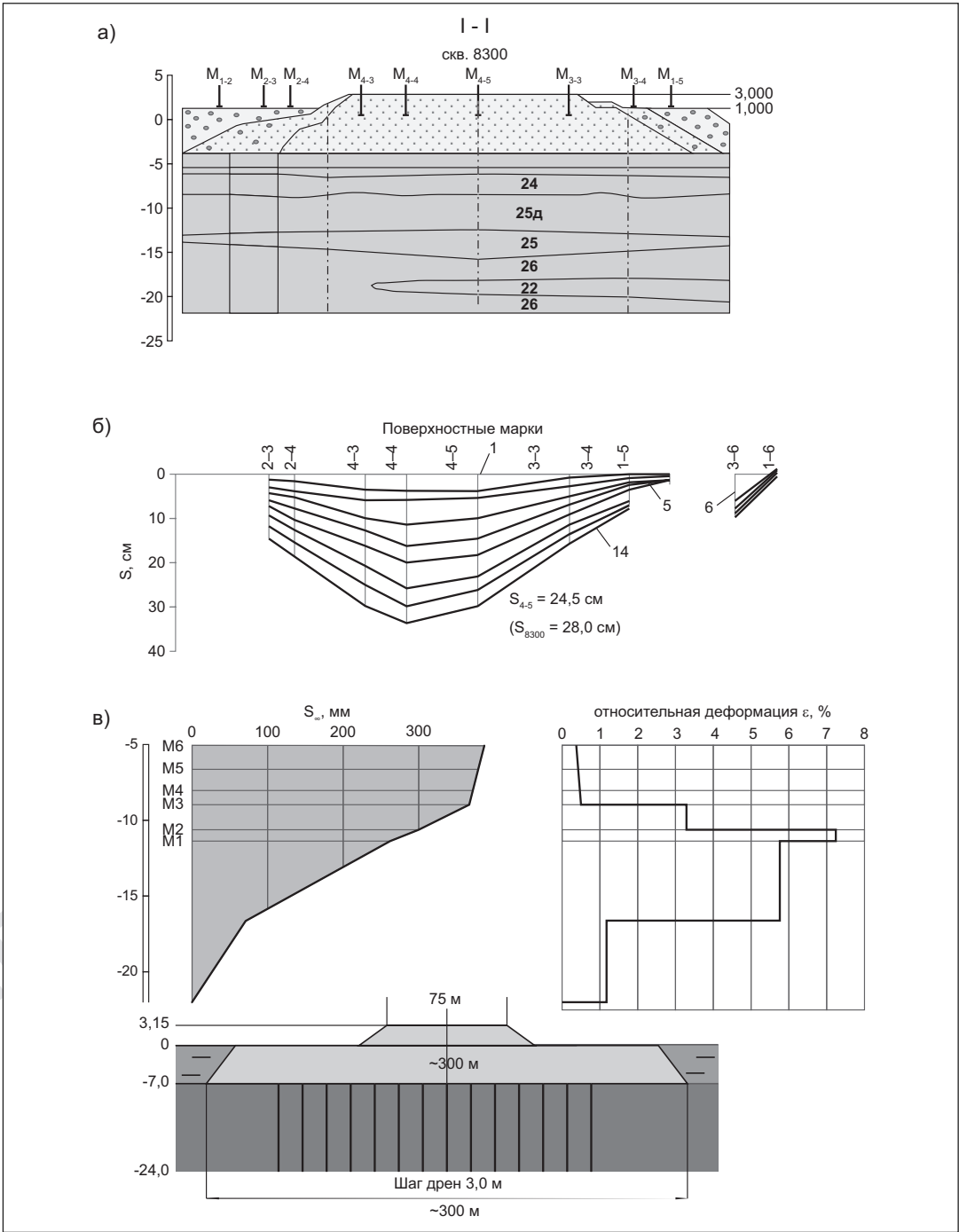


Рис. 3.14. Эпюры конечных осадок S_{∞} , относительных деформаций и коэффициента относительной сжимаемости на трех опытных полигонах: а — № 1, б — № 2, в — № 3



3.2.3. Результаты измерений тотальных напряжений в массиве грунта на опытных полигонах

Значения напряжений от веса насыпи до отметки +1,0, измеренные мессдозами в массиве грунта до начала отсыпки пригрузочной насыпи, оказались близкими к теоретическим величинам (см. рис. 3.16, табл. 3.5). Отсыпка пригрузочной насыпи привела к мгновенному

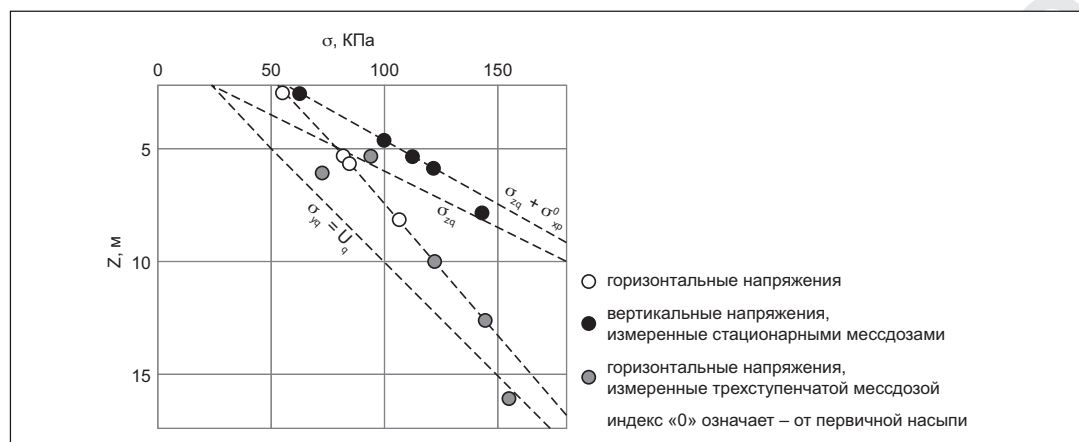


Рис. 3.16. Результаты измерения вертикальных и горизонтальных тотальных напряжений в основании опытных полигонов

Таблица 3.5

Результаты измерений тотальных напряжений

№ месс-дозы	Измеряемое напряжение	Абс. отм., м	Относит. отм., м	Место установки	Давление предуплотнения		Дополнительные напряжения	
					измеренное, кПа	теоретическое, кПа	измеренное, кПа	теоретическое, кПа
27	σ_y	-3,1	4,6	П-н № 1	58,2	61,8	19,0	22,1
44	σ_z	-3,1	4,6	П-н № 1	66,3	67,5	–	–
32	σ_z	-5,3	6,8	П-н № 1	110	109,8	66,0	59,7
46	σ_z	-5,8	7,3	П-н № 1	118	119,4	61,0	59,5
24	σ_y	-5,8	7,3	П-н № 1	82,4	84,2	20,0	21,9
25	σ_z	-8,5	10,0	П-н № 1	–	170	60,0	58,8
34	σ_y	-8,5	10,0	П-н № 1	108,6	106,3	29,0	32,4
9	σ_z	-5,15	6,35	П-н № 2	90,0	92,5	–	–
1	σ_y	-5,3	6,5	П-н № 2	81,0	87,0	–	–
14	σ_z	-8,3	9,5	П-н № 2	143	159	–	–

возрастанию тотальных напряжений. По окончании нагружения полигона тотальные напряжения оставались неизменными весь период наблюдений. Сравнивая измеренные величины полных дополнительных напряжений с соответствующими теоретическими значениями, определенными для упругой среды в условиях плоского напряженного состояния, нетрудно убедиться в их совпадении в большинстве точек (табл. 3.5).

3.2.4. Результаты измерений порового давления в массиве грунта на опытных полигонах

По данным Санкт-Петербургского государственного технического университета, все датчики порового давления, установленные на полигоне № 1, зафиксировали гидростатическое давление. Приложение ступени нагрузки неизменно вызывало практически мгновенное возрастание порового давления, после чего следовало его медленное рассеивание (рис. 3.17, 3.18). При этом величины приращений давлений на первой и третьей ступенях нагружения оказались примерно равными приращениям теоретических вертикальных напряжений (табл. 3.6). В связи с хаотичностью процесса отсыпки второго слоя насыпи фактические величины приращений поровых давлений для второй ступени нагружения определить было весьма затруднительно. Полное рассеивание порового давления происходило за 8...10 месяцев после окончания нагружения полигона. Далее на протяжении последующих двух лет наблюдений фиксировались колебания порового давления с явно выраженной тенденцией его возрастания: к концу 1992 г. приращение давления составило более 50% от величины шаровой составляющей тензора дополнительных напряжений.

Таблица 3.6

Приращение показаний датчиков порового давления на полигоне № 1 при нагружении							
№ датчика	Абс. отм., м	1-я ступень	$q_1 = 9,1$ кПа		3-я ступень	$q_3 = 14,7$ кПа	
		Приращение Δu , кПа	$\Delta \sigma_{1p}^T$ кПа	β	Приращение Δu , кПа	$\Delta \sigma_{1p}^T$ кПа	β
0064	6,45	10	9,00	1,00	14	14,5	1,00
0114		10			15		
0112	7,4	9	8,90	1,00	14	14,4	1,00
0162		9			14		
0089	14,4	10	8,43	0,84	13	13,6	1,00
3578		10			13		
0451	15,2	9	8,35	0,88	12	13,5	1,00
0081		10			14		
2000	16,9	10	8,17	0,82	12	13,2	1,00
0929		10			14		

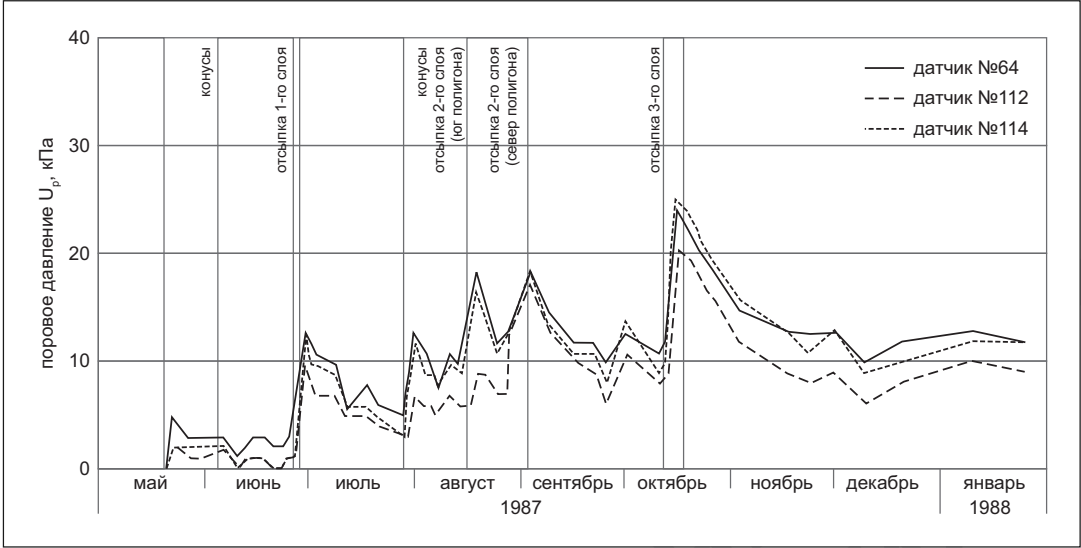


Рис. 3.17. Изменение показаний датчиков порового давления на полигоне № 1 при нагружении

На полигоне № 2 в течение двух лет с момента установки все датчики фиксировали гидростатическое давление. Устройство дрена вызвало интенсивное возрастание порового да-

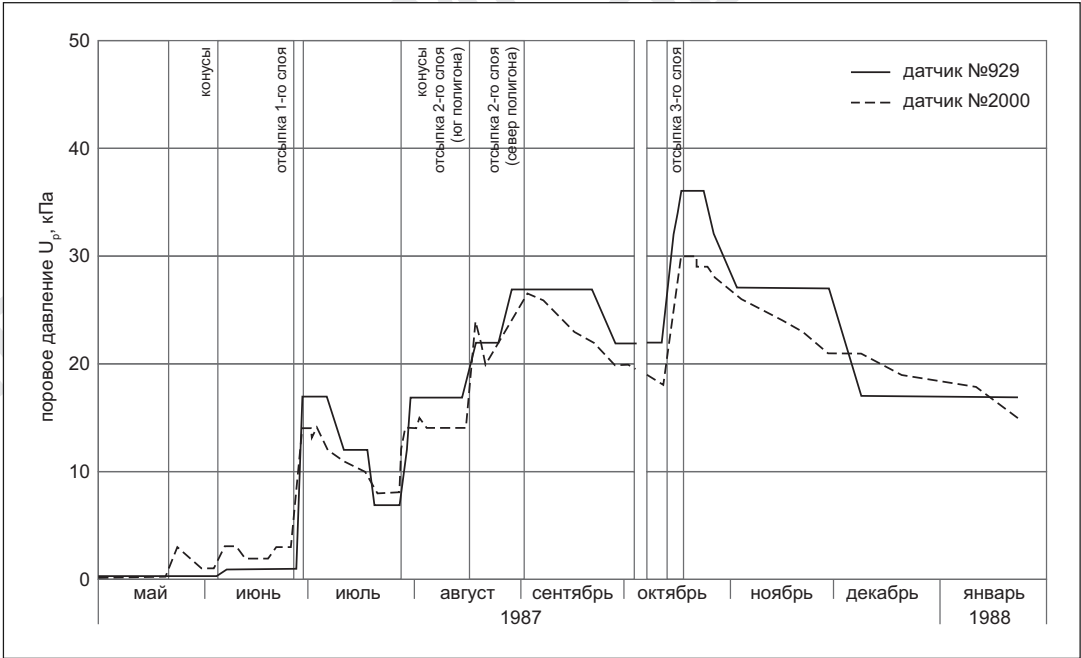


Рис. 3.18. Изменение показаний датчиков порового давления на полигоне № 1 при нагружении

ления, рассеивавшегося на 80...100% в течение 15...20 суток (рис. 3.19, 3.20). Приложению каждой ступени нагрузки также отвечали мгновенные приращения показаний датчиков.

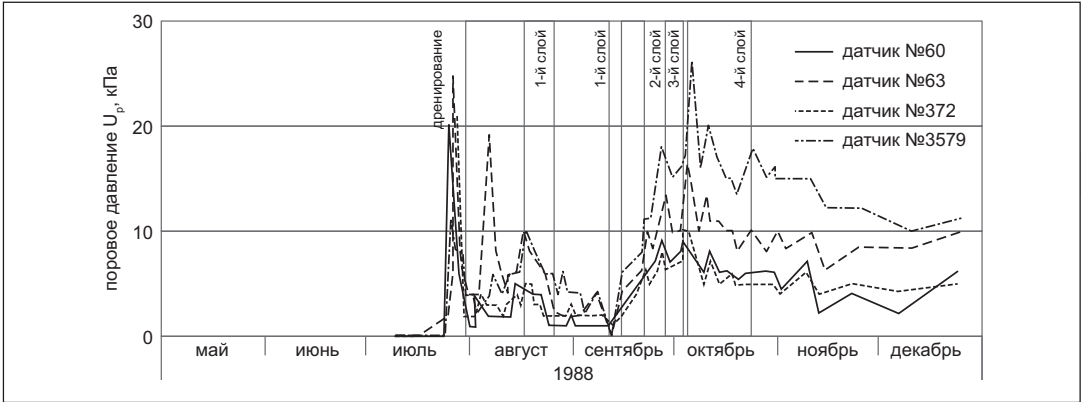


Рис. 3.19. Изменение показаний датчиков порового давления на полигоне № 2 при нагружении

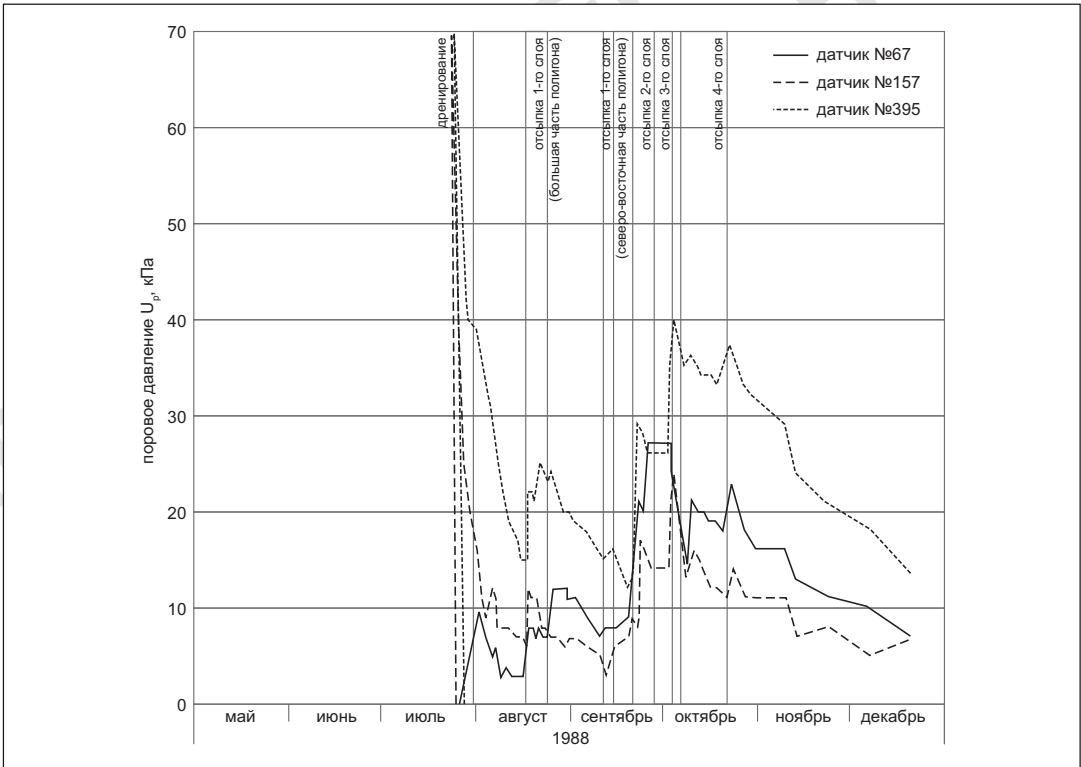


Рис. 3.20. Изменение показаний датчиков порового давления

Интересно отметить различие величин всплесков порового давления при дренировании и нагружении для датчиков, расположенных на глубинах $-9,0 \dots -10,5$ м (в слое 24) и на глубинах $-16, 5 \dots -19,0$ м (в слоях 25 и 22а). Если для первых погружение пуансона с дренажной трубой в массив грунта привело к скачку давления на $20 \dots 25$ кПа, то для последних скачок составил $45 \dots 75$ кПа.

После практически полного рассеивания порового давления через шесть-семь месяцев по окончании нагружения на полигоне № 2 наблюдалась тенденция, аналогичная отмеченной на полигоне № 1: в течение последующих трех с половиной лет наблюдений зафиксирован рост измеряемых давлений на величину до 20 кПа.

Результаты замеров порового давления на полигоне № 3 в целом подтвердили данные, полученные на полигоне № 2.

На полигоне № 4 на глубинах до -11 м датчики до дренирования основания фиксировали гидростатическое давление, а на глубинах $-11 \dots -16$ м — избыточное, от веса первичной насыпи, которое оставалось неизменным до момента дренирования. Дренирование основания вызвало полное рассеивание избыточных поровых давлений.

Анализируя результаты измерений, обратим внимание на слишком быстрое рассеивание порового давления, измеряемого датчиками. Для дренированных полигонов оно значительно опережало относительную стабилизацию осадок, а для недренированного сопровождалось минимальными осадками, не соответствующими представлениям теории фильтрационной консолидации. Наблюдаемый эффект рассеивания измеряемого датчиками порового давления, очевидно, не имеет отношения к консолидационным процессам, а определяется особенностями установки датчиков в грунт (отжатием воды из искусственной песчаной поры,

Таблица 3.7

Приращения показаний датчиков порового давления на полигоне № 2 при нагружении																	
№ датчика	Абс. отм.	1-я ступень $q_1 = 18,2$ кПа				2-я ступень $q_1 = 18,2$ кПа				3-я ступень $q_1 = 18,2$ кПа				4-я ступень $q_1 = 18,2$ кПа			
		Приращение Δu , кПа	$\Delta \sigma_{3p}^T$, кПа	$\Delta \sigma_{1p}^T$, кПа	β	Приращение Δu , кПа	$\Delta \sigma_{3p}^T$, кПа	$\Delta \sigma_{1p}^T$, кПа	β	Приращение Δu , кПа	$\Delta \sigma_{3p}^T$, кПа	$\Delta \sigma_{1p}^T$, кПа	β	Приращение Δu , кПа	$\Delta \sigma_{3p}^T$, кПа	$\Delta \sigma_{1p}^T$, кПа	β
3579	-9,3	6	7,80	17,70	0,34	7	6,94	15,70	0,45	10	7,25	16,40	0,61	4	5,18	11,68	0,3
0060	-10,35	6	7,17	17,20	0,35	5	6,34	15,20	0,33	2	6,62	15,80	0,13	—			
0372	-10,35	6	7,17	17,20	0,35	5	6,34	15,20	0,33	4	6,62	15,80	0,25	—			
0063	-10,45	5	6,80	17,00	0,29	5	6,04	15,00	0,33	6	6,30	16,20	0,37	—			
0067	-16,5	9	4,07	15,60	0,58	11	3,59	13,80	0,80	8	3,75	14,40	0,56	5	2,68	10,30	0,48
0157	-17,0	7	3,89	15,40	0,45	9	3,44	13,60	0,66	9	3,59	14,20	0,63	3	2,56	10,20	0,29
0395	-18,75	10	3,41	15,00	0,67	15	3,01	13,20	1,0	14	3,15	13,80	1,0	4	2,25	9,87	0,41

образованной при их установке, по кабелю). Несомненную научную ценность представляют только зафиксированные в ходе эксперимента мгновенные приращения порового давления, на измерениях которых отмеченный выше дефект не успевал сказываться.

Заметим, что коэффициент порового давления, определяемый соотношением $\beta = u / \sigma_{1p}$, для недренированного полигона № 1 практически во всех точках измерения был близок к 1 (см. табл. 3.6). На дренированном полигоне № 2 он варьировался в диапазоне 0,3...0,5 (табл. 3.7), что сопровождалось интенсивным развитием консолидационных процессов.

3.2.5. Измерения прочностных характеристик грунта

Испытания на лопастной сдвиг проводились на полигонах № 1, 2 и 4 (рис. 3.21). Сопротивление грунта сдвигу $\tau_{\max}$ на полигоне № 1 (без дрен) в пределах толщи слоев 24 и 25 изменялось по глубине преимущественно в диапазоне от 20 до 45 кПа. Результаты трех серий испытаний (до пригрузки, в момент полной пригрузки и через три года по окончании нагружения) свидетельствуют о практической неизменности прочностных свойств грунта недренированного основания.

На полигоне № 2 измерения $\tau_{\max}$ показывают, что дренирование с шагом 2,1 м и консолидация под приложенной нагрузкой не изменили существенно прочностные свойства грунтов. Значения $\tau_{\max}$ в момент приложения полной нагрузки и по завершении консолидации практически совпадают и находятся в интервале от 25 до 45 кПа, то есть в тех же границах, что и в недренированном основании полигона № 1.

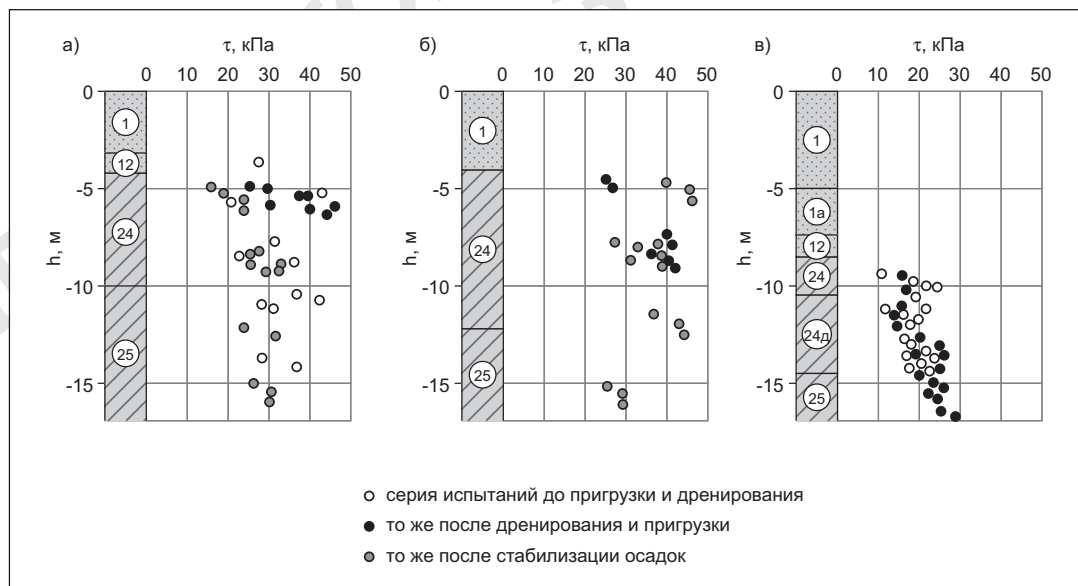


Рис. 3.21. Изменение сопротивления грунтов сдвигу по глубине: а — полигон № 1; б — полигон № 2; в — полигон № 4

На полигоне № 4 испытания выполнялись преимущественно в слое 25д. Значения $\tau_{\max}$, установленные до дренирования и пригрузки, а также через год после нагружения совпадают в пределах всего инженерно-геологического элемента и колеблются от 12...25 кПа в кровле слоя до 18...27 кПа вблизи его подошвы.

Таким образом, результаты натурных экспериментов свидетельствуют о том, что сопротивление сдвигу рассматриваемых грунтов при дренировании с шагом 2,1...3,0 м и нагрузке 0,12...0,14 МПа в процессе и по окончании их консолидации в пределах точности измерений не изменяются по отношению к первоначальному (природному) неконсолидированному значению.

Исключение составляет лишь кровля толщи водонасыщенных глинистых отложений дренированного основания полигона № 2, где наблюдается некоторое упрочнение за счет эффективного уплотнения ($\epsilon = 4,5\%$) (см. рис. 3.14) при возможности оттока воды не только в дренах, но и к телу песчаной насыпи.

Следует отметить, что величины $\tau_{\max}$, определенные в результате описанных экспериментов, совпадают со значениями $\tau_{\max}$, найденными Р.Э. Дашко и А.В. Кузьминым в 1973 и 1974 гг. для исследуемых грунтов в условиях их природного залегания до начала строительства дамбы.

Такой на первый взгляд неожиданный результат вполне закономерен. Изменению пористости на 4,5% соответствует изменение влажности всего на 3%, что практически неувлимо на фоне естественного разброса влажности (например, слой 25 характеризовался влажностью в интервале 29...40%). Без изменения плотности-влажности, согласно Н.Н. Маслову (1982), нет основания ожидать и увеличения прочности грунта.

Более того, упомянутое исследование Р.Э. Дашко и А.В. Кузьмина показывает, что в пределах единого инженерно-геологического элемента прочностные свойства являются постоянными (за исключением поверхностного слоя вблизи свободно дренирующей поверхности), а тенденция увеличения прочности с глубиной незаметна. Это означает, что за тысячелетия существования данного слоя грунта не произошло его уплотнения-упрочнения с глубиной.

Отмеченный факт не является уникальным, а напротив, характерен для глинистых грунтов Санкт-Петербурга. Об этом свидетельствуют результаты испытаний на лопастной сдвиг, проведенные на другой площадке, расположенной в центре города возле Московского вокзала (рис. 3.22, а). Сопротивление сдвигу, как и влажность (рис. 3.22, б), не претерпевает увеличения с глубиной.

В Санкт-Петербурге накоплено большое количество данных статического зондирования, выполненного на различных площадках, где залегают водонасыщенные глинистые отложения малой и средней степени литификации, которые также не обнаруживают тенденции увеличения сопротивления погружению конуса с глубиной в пределах одного инженерно-геологического элемента. На рис. 4.6 приведен характерный пример для той же площадки (сведения об инженерно-геологических условиях этой площадки приведены ниже, в п. 4.2).

Внимательное рассмотрение результатов зондирования в любой другой точке города позволяет прийти к тем же выводам (см., например, рис. 4.21).

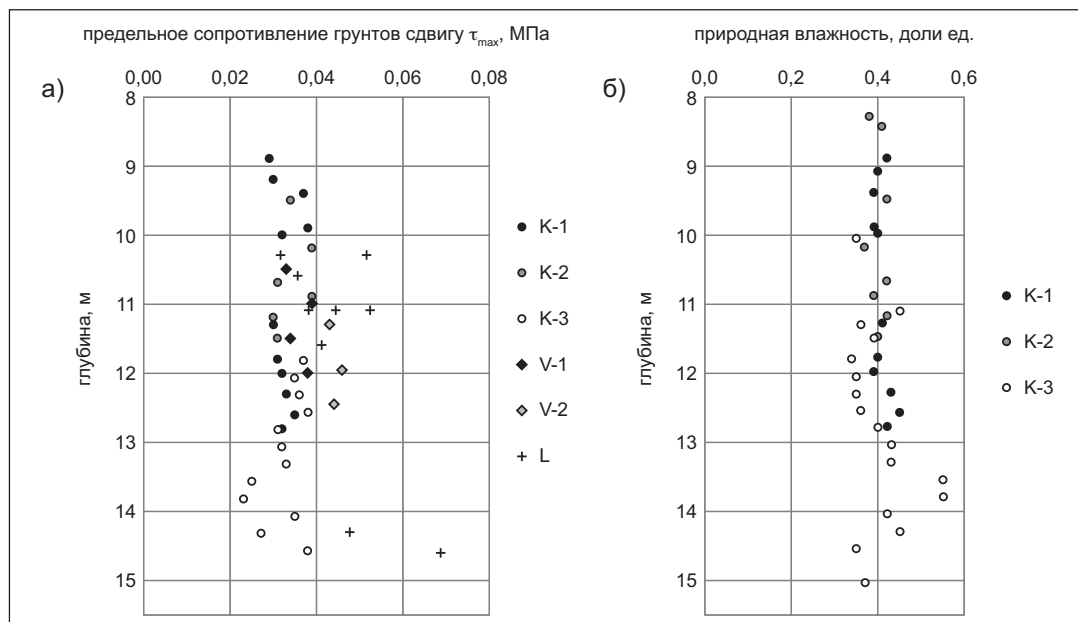


Рис. 3.22. Результаты определения предельного сопротивления грунтов сдвигу (а) и влажности (б) на различных глубинах от поверхности слоя озерно-ледниковых текучих суглинков (см. слой 7 в табл. 4.2) на площадке строительства у Московского вокзала: К-1, К-2, К-3, V-1, V-2 — обозначения скважин; L — результаты лабораторных испытаний

Такая картина является вполне закономерной, поскольку плотность-влажность глинистых грунтов петербургского региона не претерпевает заметных изменений с глубиной в пределах слоя одного генезиса.

3.2.6. Краткое резюме по результатам анализа натурных исследований

Изложенные выше результаты проведения натурных исследований позволяют сделать следующее заключение.

1. Водонасыщенные глинистые грунты малой и средней степени литификации естественного сложения проявляют различную реакцию на квазистатическое нагружение в зависимости от условий дренирования. Осадки дренированного и недренированного оснований различаются почти на порядок.

2. Вертикальное дренирование глинистых отложений в основаниях зданий и сооружений инициирует процесс фильтрационной консолидации (даже без приложения дополнительной нагрузки), поскольку реализует возможность образования в грунте свободной жидкой фазы и ее отжатие.

3. Процесс фильтрационной консолидации в недренированном основании имеет локальное распространение под подошвой насыпи при условии наличия свободно дренирующей поверхности.

4. Представленные результаты натурных исследований свидетельствуют о том, что от условий дренирования зависят не только сроки консолидации основания, но и величины деформаций уплотнения. Уплотнение же грунта еще не означает его упрочнения.

5. Прочностные свойства глинистых отложений, распространенных на территории Санкт-Петербурга, характеризуются отсутствием тенденции к увеличению с глубиной в пределах инженерно-геологического элемента. При консолидации они не претерпевают заметных изменений по сравнению с исходными значениями и не выходят за пределы интервала, определяемого как естественной изменчивостью влажности грунта в пределах одного инженерно-геологического элемента, так и точностью измерения сопротивления сдвигу.

3.3. Сравнение результатов расчета с данными длительных наблюдений за осадками зданий

Как мы имели возможность убедиться выше, опытные площадки дают обширную информацию о поведении грунта и позволяют выявить существенные особенности работы глинистых грунтов под нагрузкой. Однако они остаются единичными, поэтому выводы, сделанные по исследованиям на этих площадках, требуют подтверждения на основе привлечения более широкого круга данных наблюдений за осадками зданий и сооружений. Очевидно, что вопрос о точности расчетных прогнозов может быть поставлен только на основе анализа статистически представительного количества измерений.

Следует отметить, что натурным наблюдениям за осадкой зданий всегда уделяла большое внимание ленинградская школа механики грунтов, возглавляемая Б.И. Далматовым. Значительная работа по длительным наблюдениям за осадками зданий была проведена С.Н. Сотниковым (1987). На протяжении многих лет измерения осадки петербургских зданий выполнялись Г.В. Левинтовым (ПКТИ), Г.М. Деянышевым (институт «Геореконструкция»). Эти данные составляют фундаментальную базу для натурных наблюдений, которую можно использовать для проверки точности расчетных прогнозов с применением различных методов расчета. Результаты длительных наблюдений представляют интерес не только для отечественных специалистов, но и для исследователей всего мира, поскольку тщательно документированных многолетних измерений осадки во всем мире совсем немного. Это обусловлено, прежде всего, нежеланием участников строительного процесса отвечать за последствия развития осадки при эксплуатации здания. В связи с этим наблюдения за осадкой зданий в мировой строительной практике (да и в отечественной практике последних лет) редко ведутся более двух лет после окончания строительства.

В приложении приведена выборка из 14 объектов, составленная по материалам опубликованных работ С.Н. Сотникова (1987), по любезно предоставленным архивным данным Г.В. Левинтова и Г.М. Деянышева. Анализ наиболее представительных объектов из архива Г.В. Левинтова выполнен М.А. Лучкиным (В.М. Улицкий, А.Г. Шашкин, К.Г. Шашкин, М.А. Лучкин, 2007). Для каждого объекта имеются полные данные о конструкции здания, в том числе о фундаментах, нагрузках, передаваемых на основание, а также данные об ин-

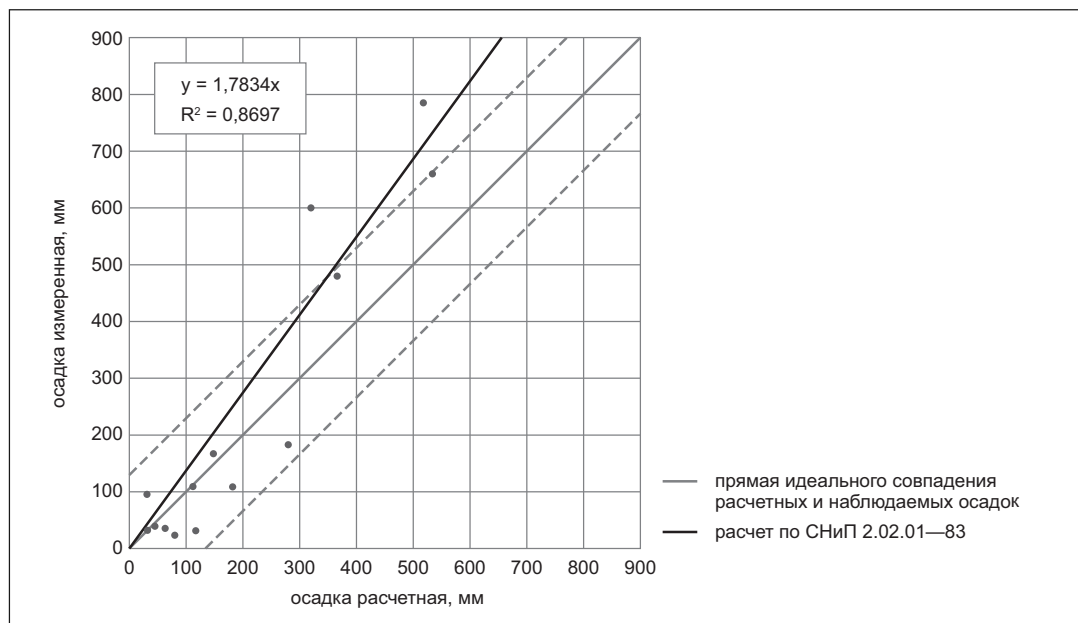


Рис. 3.23. Сопоставление результатов расчета по СНиП 2.02.01–83 методом послойного суммирования с данными натурных наблюдений за осадками

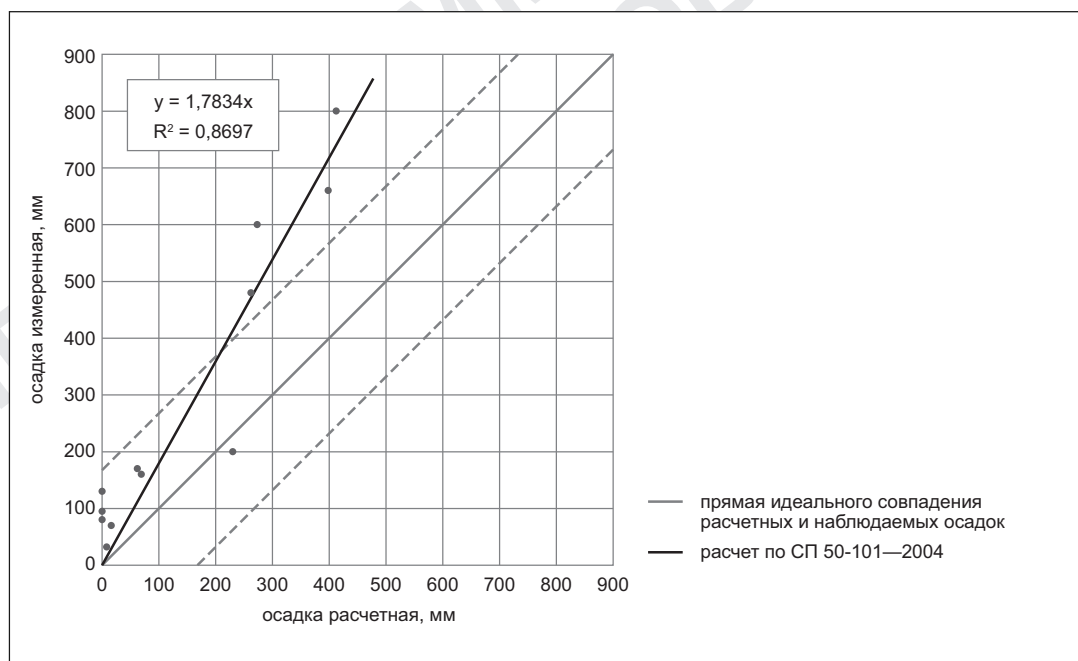


Рис. 3.24. Сопоставление результатов расчета по СП 50-101–2004 с данными натурных наблюдений за осадкой

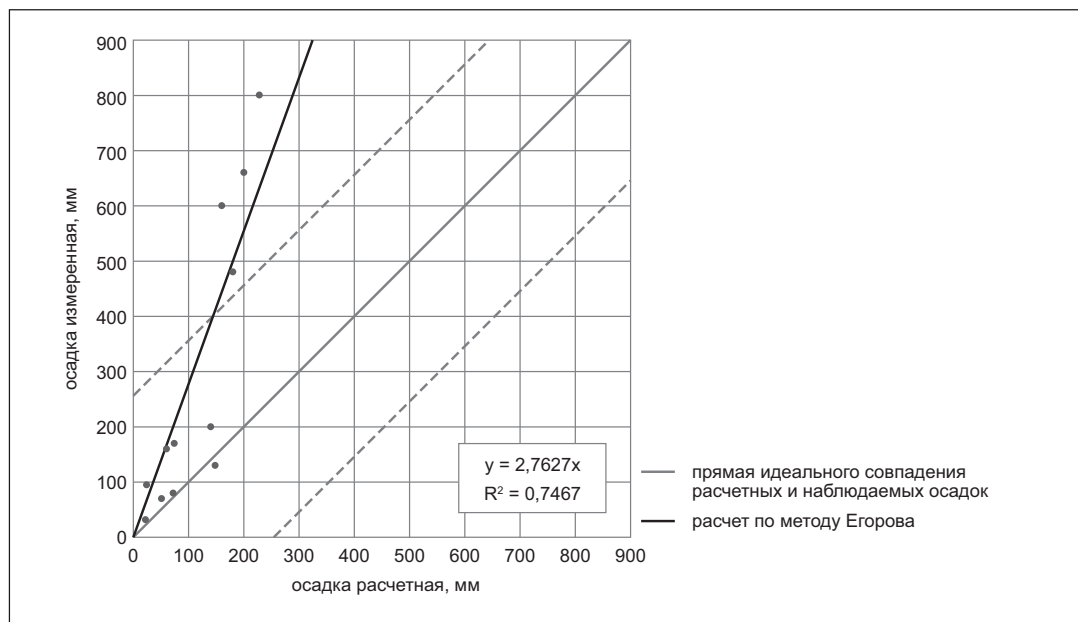


Рис. 3.25. Сопоставление результатов расчета по методу Егорова с данными натурных наблюдений за осадкой

женерно-геологических условиях с обычным для петербургской практики изысканий набором характеристик. Для некоторых объектов имеются также данные статического зондирования основания.

М.А. Лучкиным выполнено сопоставление наблюдаемых в реальности осадок этих зданий с расчетами по традиционно используемым в отечественной практике инженерным методам (метод послойного суммирования, метод Егорова, модификация метода послойного суммирования, изложенная в СП 50-101–2004). Результаты сравнения приведены на рис. 3.23, 3.24, 3.25. Сравнение расчетов осуществлялось с последними данными наблюдений. Как следует из проведенного анализа, в наибольшей степени результатам наблюдений соответствует расчетный прогноз, выполненный методом послойного суммирования. В целом этот метод недооценивает осадку примерно на 30%. Существенно худшие показатели имеет модификация метода послойного суммирования, изложенная в СП 50-101–2004 (недооценка деформаций составляет 80%).

Это обусловлено введением нового допущения об ограничении сжимаемой толщи (на глубине, где выполняется условие $\sigma_p = 0,5\sigma_{zg}$) для фундаментов шириной 20 м и более без достаточного обоснования (по крайней мере, для инженерно-геологических условий Санкт-Петербурга). С.Н. Сотниковым (1987) проводились измерения послойных деформаций грунтов в основании зданий, которые опровергают обоснованность этого допущения.

Метод Егорова отличается еще меньшей точностью и недооценивает осадку на 160%. Причина здесь заключается не в теоретических основах метода (которые следует признать наиболее строгими из всех нормативных методов), а в искусственном ограничении сжи-

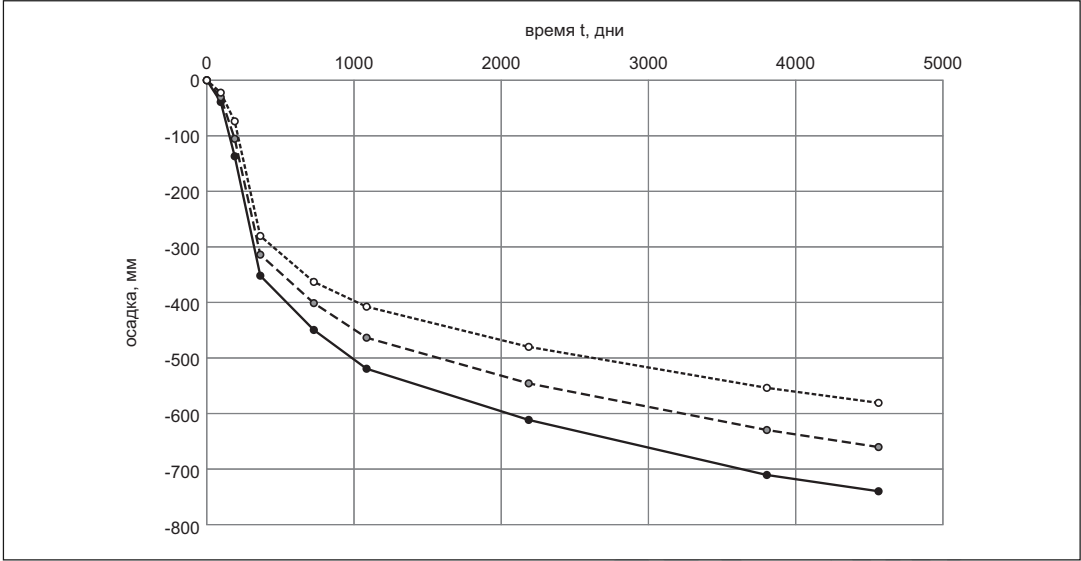


Рис. 3.26. Развитие осадки жилого дома на Васильевском острове в Санкт-Петербурге (по маркам)

Таблица 3.8				
Результаты определения осадки жилого дома на Васильевском острове в Санкт-Петербурге (приложение, объект № 10)				
Показатель	Наблюдение	СНиП 2.02.02–83	СП 50-101–2004	Метод Егорова
Средняя осадка, мм	740	518	412	228

маемой толщи в зависимости от ширины фундаментов и незначительном влиянии действующих по подошве напряжений. Это ограничение сослужило плохую службу при проектировании зданий на плитных фундаментах на Васильевском острове: по расчету их осадка составляла примерно 20 см, а на практике достигла 70 см и не стабилизировалась до настоящего времени (рис. 3.26, см. также приложение, объект № 10).

Отметим, что применение метода послойного суммирования позволило бы избежать ошибочного выбора варианта плитного фундамента в этих условиях: осадка, рассчитанная по этому методу, превышает 50 см, что намного больше допустимого значения (табл. 3.8).

Глава 4. Натурные исследования развития деформаций водонасыщенных глинистых грунтов при статической разгрузке (при устройстве глубоких котлованов)

4.1. Постановка серии натурных исследований

Рассмотренные в главе 3 натурные исследования были посвящены анализу изменения напряженно-деформированного состояния водонасыщенных глинистых грунтов малой и средней степени литификации под нагрузкой от зданий и сооружений. Представляется целесообразным остановиться теперь на натурных измерениях их напряженно-деформированного состояния при устройстве подземных объемов.

В Санкт-Петербурге при непосредственном участии автора в 2006–2010 гг. были проведены широкомасштабные комплексные натурные исследования работы грунтовых толщ при устройстве глубоких котлованов в условиях плотной городской застройки. При этом также исследовалось влияние строительных технологий на поведение грунтов.

Очень важно в методологическом плане отметить последовательность проведенных исследований, с постепенным усложнением задач. Исследования работы грунтов при устройстве глубоких котлованов в Санкт-Петербурге были организованы на нескольких площадках.

1. Подземное сооружение глубиной 18 м на Комендантской площади (2006 г.). Здесь впервые в строительной практике Санкт-Петербурга была успешно выполнена проходка для размещения ограждения котлована с помощью грейфера под защитой тяжелого бентонито-цементного раствора. Были измерены горизонтальные смещения ограждения котлована с помощью системы инклинометров. Результаты измерений и их расчетный анализ изложены в п. 4.2.

2. Опытный котлован глубиной 8,5 м под защитой шпунтового ограждения с одним уровнем распорных креплений на Лиговском проспекте у Московского вокзала (2006 г.). На этой площадке была отработана методика проведения натурального эксперимента и выполнен полный комплекс измерений напряженно-деформированного состояния массива грунта при откопке котлована с глубины 4 м до 8,5 м (см. п. 4.3).

3. Опытный котлован глубиной 11,5 м под защитой шпунтового ограждения с тремя уровнями распорных креплений на территории строительства второй сцены Мариинского театра (2007 г.). Здесь были проведены тщательно документированные натурные исследования развития деформаций ограждения котлована в процессе поэтапной откопки с измерением усилий в распорной системе и деформаций массива грунта (см. п. 4.5). Опытный котлован служил ключевым звеном интерактивного проектирования, которое для объектов данного уровня сложности должно осуществляться по схеме: «базовый проект — натурный эксперимент — корректировка базового проекта (при необходимости)».

4. Два участка левобережной части Орловского тоннеля под защитой монолитной стены в грунте (2007 г.). Наличие значительной толщи песчаных отложений позволяло здесь отечественному подрядчику отработать технологию устройства монолитной стены в грунте с

использованием современного западного оборудования в условиях, свободных от присутствия специфических петербургских водонасыщенных глинистых отложений. В условиях значительной мощности фильтрующей толщи все дефекты ограждающей конструкции наглядно проявляются в виде протечек. Малейшие нарушения технологии на данной площадке, расположенной вблизи реки Невы, угрожали затоплением котлована. Тщательное соблюдение технологического регламента позволило избежать этих рисков (рис. 4.1).

5. Опытный котлован в непосредственном примыкании к существующей многоэтажной застройке в Зоологическом пер. (2007 г.). На этой площадке был проведен тщательно документированный эксперимент по устройству стены в грунте под бентонитовым раствором в условиях неоднородного напряженного состояния массива грунта, обусловленного примыканием к существующим зданиям. В качестве «подопытных» зданий использовались расселенные и предназначенные к сносу строения. Между ними, в плотном примыкании к их стенам, был устроен опытный котлован, где исследовалось влияние технологии устройства стены в грунте непосредственно на соседние здания при различной конфигурации захваток.



Рис. 4.1. Участок ramпы Орловского тоннеля

Следует подчеркнуть, что искусственно создать при эксперименте условия, эквивалентные воздействию на массив грунта реальных зданий, практически невозможно.

Защитная стена в грунте выполнялась на расстоянии 1,8 м от существующих многоэтажных строений. Устраивались захватки различной формы в плане: крестообразные по углам площадки, плоские — в примыкании к одному из домов и тавровые — в примыкании к другому.

При устройстве стены в грунте в нескольких захватках были встречены валуны, не обнаруженные при изысканиях, потребовалось их дробление долотом и извлечение. Таким образом, на опытной площадке имел место целый комплекс самых неблагоприятных условий: плотная застройка на значительной толще водонасыщенных глинистых грунтов малой и средней степени литификации и наличие валунов в отложениях морены. Тем не менее результат эксперимента оказался вполне обнадеживающим: в процессе устройства стены в грунте осадки соседних зданий составили всего 18 мм, что не превышает допустимого уровня деформаций по территориальным нормам Санкт-Петербурга по проектированию фундаментов. Горизонтальные смещения грунта были также невелики (рис. 4.2).

Откопка опытного котлована на глубину 10 м в толще водонасыщенных глинистых грунтов малой степени литификации позволила установить, что качество стены в грунте вполне соответствует международным требованиям к такого рода конструкциям. Важно отметить, что на данной площадке впервые в водонасыщенных глинистых грунтах малой степени литификации, характерных для Санкт-Петербурга, были выполнены захватки таврового сечения. Несмотря на то, что их изготовление сопряжено с большей длительностью работ и большим риском вывала грунта во внутренних углах сечения в проходку, влияние на соседние здания, по данным измерений, было сопоставимым с влиянием захватки плоского сечения. Это открывает возможность применения в проектировании подземных сооружений малодеформируемых стен в грунте с контрфорсами. Жесткость такой конструкции при толщине стенки 800 мм и вылете контрфорса 2,5 м эквивалентна плоской стене толщиной 2,5 м.

Таким образом, перед проектировщиками и подрядчиками открываются широкие перспективы освоения подземного пространства с применением целого спектра современных технических решений, позволяющих создавать жесткие ограждающие конструкции, эффективные в экономическом отношении.

6. Подземное пространство глубиной до 15 м в непосредственном примыкании к существующим зданиям на углу Невского проспекта и улицы Восстания (2008–2009 гг.). На данном объекте при непосредственном участии автора в рамках мониторинга решалась задача по обеспечению сохранности существующей застройки, вплотную примыкающей к котловану, устраиваемому под защитой ограждения из шпунта и — фрагментарно — монолитной стены в грунте. Ниже, в п. 4.4, приведен подробный расчетный анализ результатов измерений.

7. Подземное пространство глубиной 6,5 м под памятником архитектуры — Каменно-островским театром (2007–2008 гг.). На данном объекте впервые в Санкт-Петербурге была

реализована технология устройства глубоких котлованов top-down, причем в модифицированном «реставрационном» варианте: одновременно *вниз* велось устройство нового подземного пространства, а *вверх* — реставрация исторического здания. Объект является при-

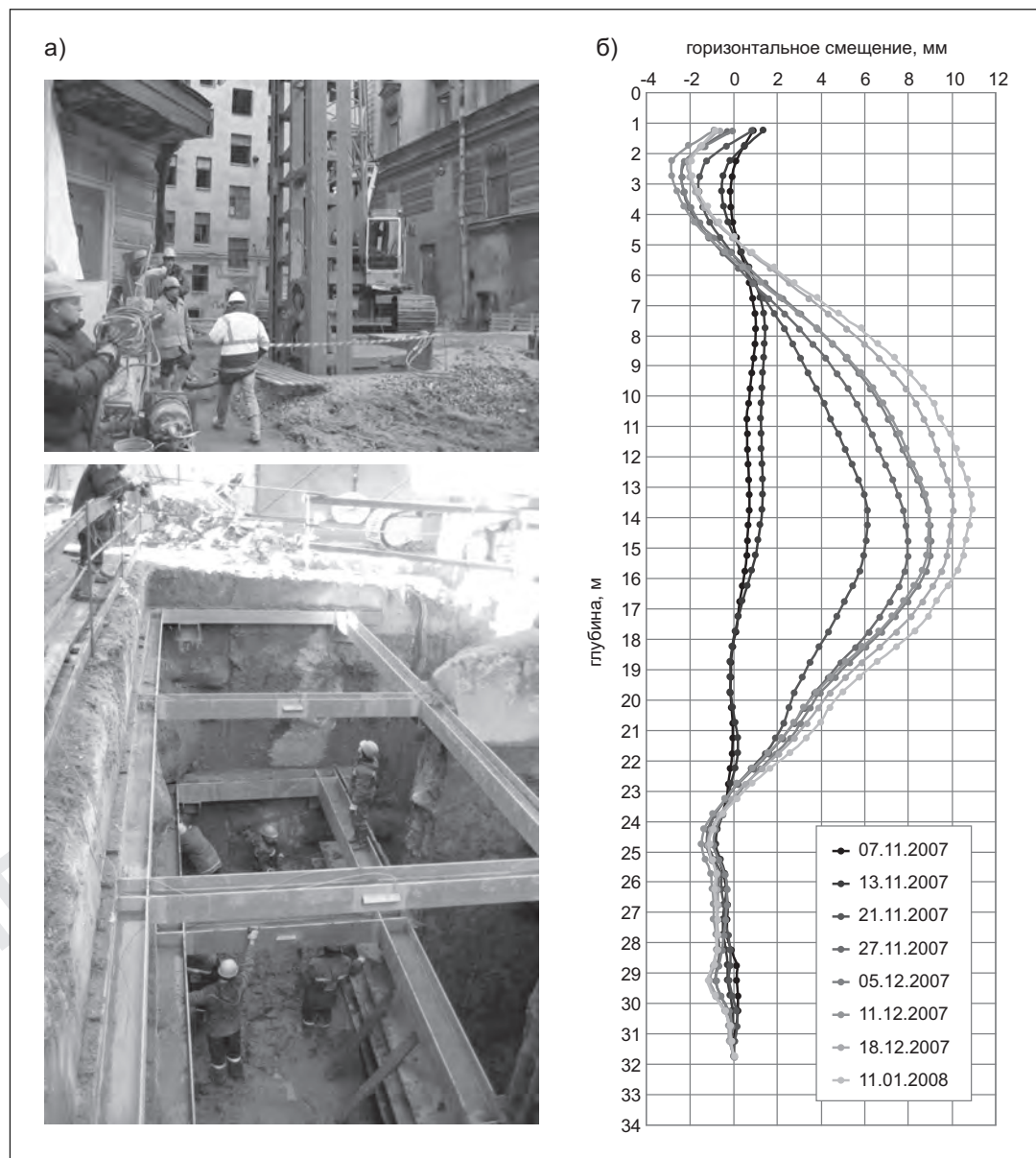


Рис. 4.2. Опытный котлован в Зоологическом пер.: а — вид в процессе устройства стены в грунте и после откопки котлована; б — горизонтальные смещения массива грунта (со стороны здания) при устройстве стены в грунте по результатам инклинометрических наблюдений

мером реализации предлагаемой методики расчета и проектирования подземных сооружений в условиях плотной застройки на водонасыщенных глинистых грунтах малой и средней степени литификации. Подробная информация о нем приведена в п. 9.1.

8. Подземное пространство глубиной 7 м в условиях плотной городской застройки на Почтамтской улице (2007–2008 гг.). Внутри пятна нового здания предусмотрена встроенная трехэтажная подземная парковка. На данном объекте впервые в Санкт-Петербурге было успешно реализовано устройство котлована с ограждением из короткого шпунта, удерживаемого от горизонтальных смещений с помощью слоя грунта, закрепленного по технологии jet grouting ниже проектируемой плиты днища, а также металлической распорной системы (см. п. 9.2).

На всех площадках получены результаты наблюдений за перемещениями массива грунта, что позволяет сделать основные выводы по характеру работы основания при устройстве глубоких котлованов в водонасыщенных глинистых грунтах малой и средней степени литификации.

4.2. Подземное сооружение на Комендантской площади

4.2.1. Инженерно-геологические условия площадки

В геологическом строении участка, по данным бурения до глубины 40 м, принимают участие четвертичные отложения озерно-морского (ml IV), озерно-ледникового (lg III, lg II), ледникового (g III) генезиса и вендские отложения верхнекотлинского горизонта (V_2kt_2), перекрытые насыпными грунтами (t IV).

Под насыпными грунтами мощностью до 2 м залегают озерно-морские отложения, представленные песками пылеватыми, которые встречаются в виде линз мощностью до 0,4...1,2 м и супесями текучими мощностью 8,3...13,4 м.

Ниже, с глубин 10,8...15,4 м (абс. отм. –7,90...–12,54) залегают озерно-ледниковые отложения, представленные суглинками ленточными текучепластичными, с прослоями текучих, мощностью 1,2...8,1 м, подстилающими их суглинками слоистыми текучими, с прослоями текучепластичных, мощностью 0,9...5,1 м и супесями пластичными, которые встречаются в виде линз толщиной 1,2...2,4 м.

Далее на глубинах 17,3...21,0 м (абс. отм. –14,5...–18,1 м) по разрезу находятся ледниковые отложения, которые представлены супесями пластичными мощностью 0,8...4,4 м.

Озерно-ледниковые суглинки мягкопластичные имеют локальное распространение на участке работ на глубинах более 21,5...21,8 м (абс. отм. –18,68...–18,90), их мощность составляет 1,3 м.

Кровля вендских отложений находится на глубинах 20,7...23,1 м (абс. отм. –17,84...–20,2 м), они представлены твердыми глинами, верхние 3,1...8,5 м которых дислоцированы.

Физические характеристики грунтов площадки приведены в табл. 4.1.

Таблица 4.1

Физические характеристики грунтов площадки на Комендантской площади							
№ ИГЭ	Геол. индекс	Наименование грунтов	γ , кН/м ³	W	I_L	I_p	e
2	ml IV	Пески пылеватые, средней плотности	19,7	Нас. водой	—	—	0,700
3		Супеси текучие	19,7	0,28	1,67	0,06	0,747
4	lg III	Суглинки ленточные, текучепластичные	18,4	0,38	1	0,14	1,060
4a		Суглинки текучие	19,3	0,31	1,1	0,1	0,850
4б		Супеси пластичные	21,2	0,19	0,33	0,06	0,511
5	g III	Супеси пластичные	22,6	0,11	0,25	0,04	0,319
6	lg II	Суглинки мягкопластичные	19,7	0,29	0,58	0,12	0,778
7	V ₂ kt ₂	Глины твердые, дислоцированные	21,3	0,18	−0,46	0,18	0,525
8		Глины твердые	21,7	0,17	−0,5	0,18	0,497

Гидрогеологические условия участка характеризуются наличием водоносного горизонта, приуроченного к насыпным грунтам (t IV), пескам озерно-морским (ml IV) и к линзам песков в озерно-морских, озерно-ледниковых (lg III, lg II) суглинках и ледниковых (g III) супесях. Максимальные уровни в неблагоприятные периоды года можно ожидать на глубинах, близких к дневной поверхности (абс. отм. 2,72...3,0 м).

4.2.2. Постановка натурных исследований

Рассмотрим пример устройства котлована на Комендантской площади в Санкт-Петербурге глубиной 18 м под защитой шпунтового ограждения длиной 24 м. Котлован устраивался круглым в плане, диаметром 78 м, благодаря чему в качестве системы, удерживающей от горизонтальных смещений, можно было использовать кольцевые пояса, устраиваемые сверху вниз по мере откопки (в уровне будущих перекрытий). Концепция подземного сооружения была предложена фирмами Franki (Я. Ван дер Пул) и «Геоизол» (В.Ю. Смоленков), расчетное обоснование проводилось институтом «Геореконструкция» с участием автора.

При устройстве этого подземного сооружения (рис. 4.3) над всеми участниками проектирования и строительства довлел опыт соседнего строительства вестибюля метро, который был не вполне удачным: там монолитная стена в грунте возводилась более трех лет. Основная проблема заключалась в обеспечении устойчивости проходки под защитой тиксотропного раствора. И поэтому для нового подземного сооружения по инициативе фирмы Franki было принято решение использовать тяжелый бентонито-цементный раствор с плотностью до 1,5 т/м³ для удержания стенок выработки. Закономерным следствием такого решения явился отказ от бетонирования проходки по причине вероятности перемешивания бетона с раствором.

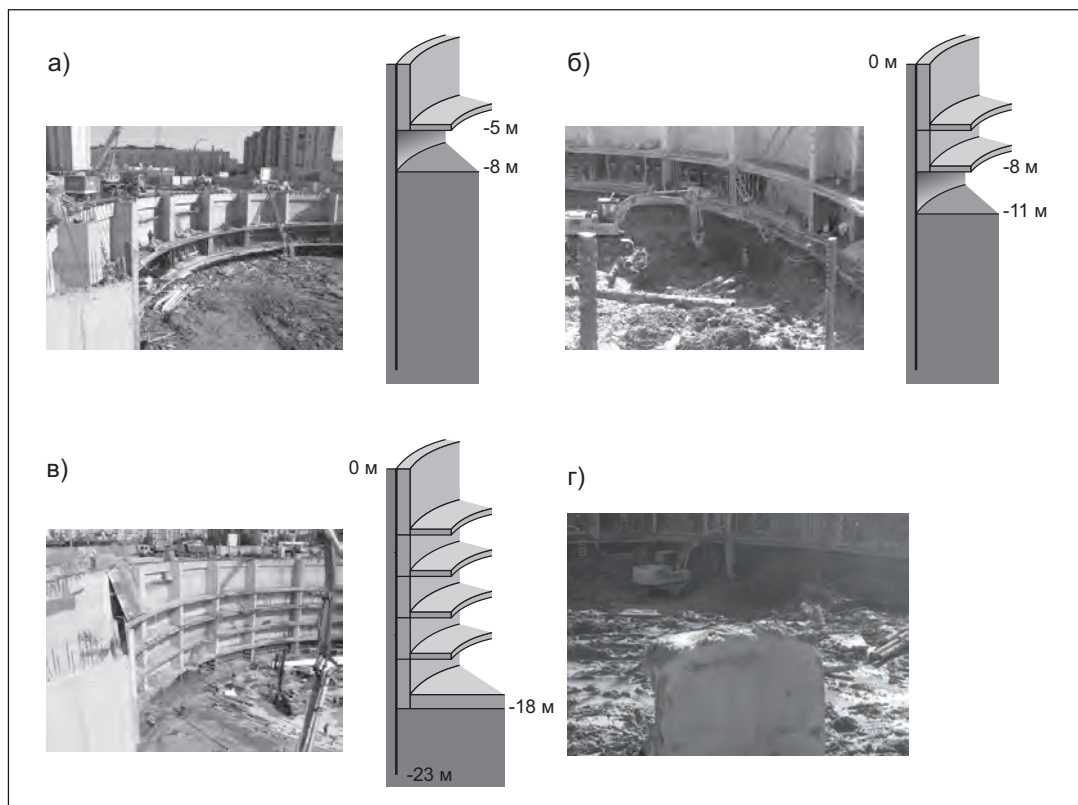


Рис. 4.3. Подземное сооружение на Комендантской площади в процессе строительства:
 а — этап 2; б — этап 3; в — этап 5; г — опытная захватка железобетонной стены в грунте в процессе откопки

Было принято решение, обоснованное системой расчетов, что роль ограждающей стенки будет исполнять металлический шпунт, погружаемый в бентонито-цементный раствор. Реализованный вариант гарантированно обеспечил устойчивость проходки и сплошность ограждения. Однако он был лишен таких важных преимуществ монолитной железобетонной стены в грунте, как ее высокая жесткость. При традиционной железобетонной конструкции ограждения для круглого в плане подземного сооружения в конструкции возникали бы в основном напряжения по окружности. При использовании шпунтового ограждения такие напряжения возникают только в устраиваемых сверху вниз железобетонных кольцах. Шпунтовое ограждение работает фактически в условиях, близких к плоской деформации (диаметр подземного сооружения достаточно велик).

Подземное сооружение было удалено на расстояние более 50 м от соседних зданий и не представляло для них опасности. В силу этого проведение эксперимента здесь было вполне уместным. По результатам расчетного обоснования были определены жесткостные параметры кольцевых поясов, глубины откопки для каждого этапа разработки грунта, жесткостные и прочностные параметры шпунтового ограждения.

Для контроля за деформациями ограждения на всю глубину шпунта было установлено восемь трубок для инклинометрических измерений. Результаты измерений были любезно предоставлены автору фирмой «Геоизол».

4.2.3. Результаты натурных измерений

Наибольшие смещения шпунта по одному из инклинометров достигли 250 мм (рис. 4.4), по другим смещения были в несколько раз меньше. При этом максимум смещений, мигрирующий вниз по мере откопки котлована, всегда находился ниже текущего уровня откопки (рис. 4.5). Сроки работ по откопке составили четыре месяца.

Столь значительные смещения ограждения для данной площадки были вполне приемлемы в связи со значительным ее удалением от соседней застройки. При этом очевидна невозможность применения подобной технологии вблизи от существующих зданий.

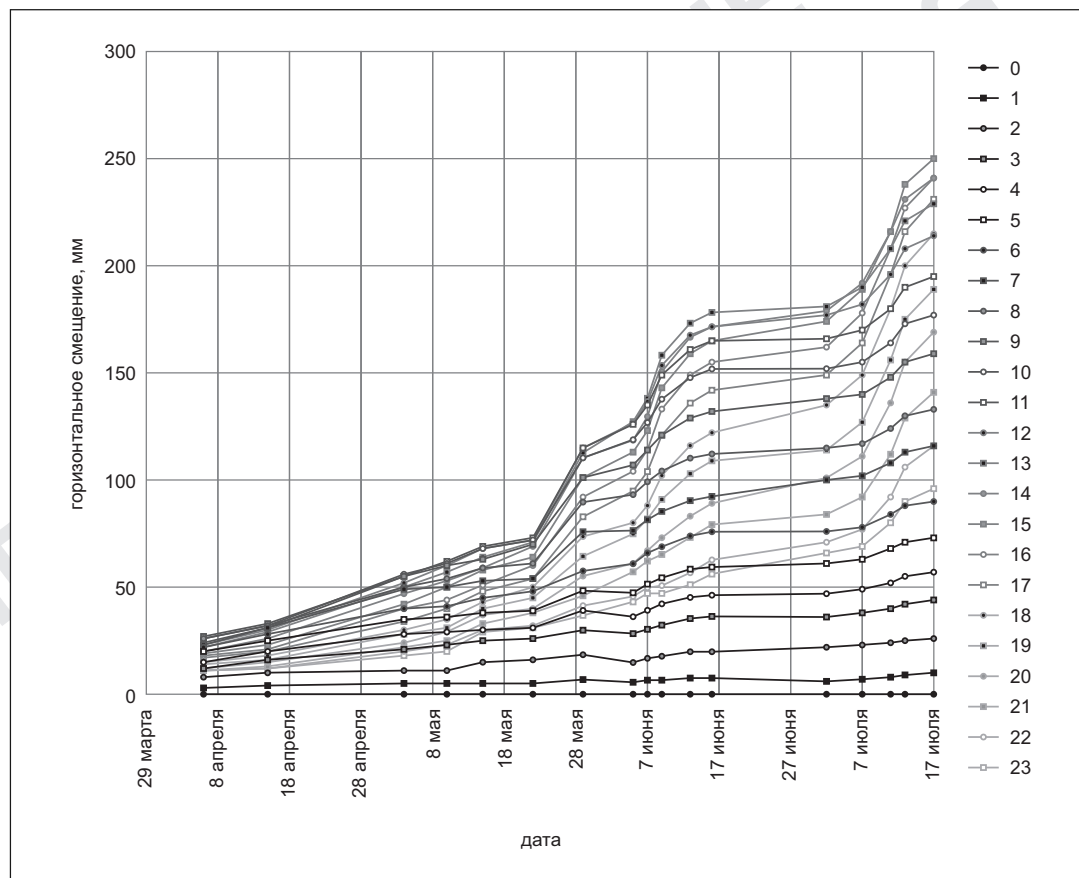


Рис. 4.4. Развитие горизонтальных перемещений массива грунта (мм) во времени для разных уровней одного инклинометра (нумерация кривых обозначает глубину точки от поверхности, м)

В центральной части подземного сооружения была устроена одна захватка с традиционной железобетонной стеной в грунте с использованием обычного бентонитового раствора. При разработке котлована данная захватка была откопана на глубину подземного сооружения, что позволило оценить качество стены в грунте (см. рис. 4.3, з). Эксперимент показал, что при использовании современной техники и соблюдении технологических режимов устройство стены в грунте по традиционной технологии в водонасыщенных глинистых грунтах малой и средней степени литификации, характерных для Санкт-Петербурга, вполне возможно.

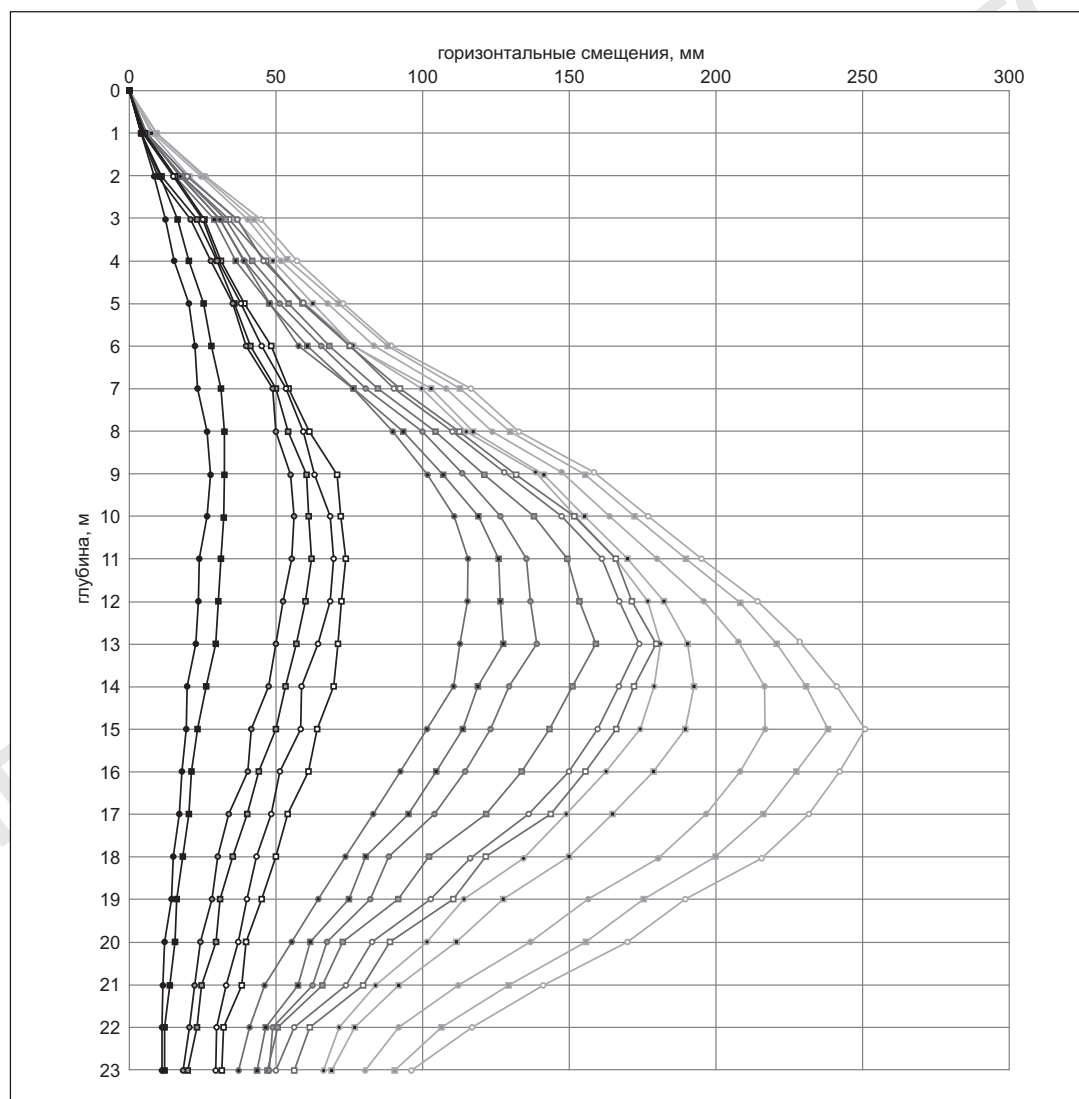


Рис. 4.5. Эпюры горизонтальных смещений по глубине массива грунта (каждая эпюра соответствует дате, указанной на рис. 4.4)

В подземном объеме был устроен многоэтажный паркинг.

На рассмотренной площадке выполнялись измерения только деформаций ограждения котлована, в то время как в рамках настоящего исследования наибольший интерес представляют смещения окружающего массива грунта, приводящие к осадкам соседней застройки. Такие натурные измерения были проведены на опытных площадках у Московского вокзала и на площадке строительства второй сцены Мариинского театра.

4.3. Опытный котлован у Московского вокзала

4.3.1. Инженерно-геологические условия площадки

Особенностью площадки являются повышенные абсолютные отметки дневной поверхности и соответственно большая мощность песков. С поверхности до глубин 2,3...3,6 м залегают техногенные преимущественно песчаные отложения, под ними до глубины 9...10 м располагаются озерно-морские отложения (ml IV), представленные в верхней части переслаивающимися пес-

Таблица 4.2

Физические характеристики грунтов на опытной площадке у Московского вокзала							
№ ИГЭ	Наименование грунтов	Геол. индекс	γ , кН/м ³	W	I_p	I_L	e
2	Пески крупные, гравелистые, средней плотности, водонасыщенные	ml IV	19,7	—	—	—	0,630
3	Пески пылеватые, средней плотности, водонасыщенные	ml IV	19,4	—	—	—	0,750
4	Супеси пластичные, с редкими растительными остатками	ml IV	18,7	0,34	0,06	0,97	0,935
5	Суглинки тугопластичные, с растительными остатками, гнездами торфа	ml IV	15,9	0,62	0,15	0,50	1,680
6	Пески пылеватые, плотные, водонасыщенные	ml IV	20,7	—	—	—	0,550
7	Суглинки пылеватые, ленточные, текучие	lg III	18,5	0,4	0,14	1,1	1,050
8	Суглинки пылеватые, слоистые, текучепластичные	g III	19,3	0,3	0,16	0,82	0,845
10	Супеси пылеватые, текучие, с гравием, с гнездами песка	g III	20,6	0,22	0,07	1	0,615
11	Супеси пылеватые, пластичные, с гравием и галькой	g III	20,2	0,2	0,06	0,3	0,525
12	Суглинки пылеватые, полутвердые	g III	21,2	0,19	0,05	0,1	0,520
14	Глины пылеватые, твердые	V ₂ kt ₂	22,7	0,11	0,2	−0,62	0,310

ками различной крупности, а в нижних 0,5...2,0 м — текучепластичными суглинками с растительными остатками. Под ними по разрезу до глубины 15...16 м имеют место озерно-ледниковые (lg III) ленточные суглинки текучей консистенции. Ниже вскрыты ледниковые отложения (g III), текучие в верхних 2 м и пластичные супеси и тугопластичные суглинки — с глубины 17...18 м. Кровля твердых глин венда залегает на глубинах около 40 м. Грунтовые воды встречены на глубине 2,3...2,5 м от поверхности. Физические характеристики грунтов площадки приведены в табл. 4.2, а характерная инженерно-геологическая колонка — на рис. 4.6.

4.3.2. Постановка натурного эксперимента

Данная опытная площадка была предназначена для исследования работы массива грунта при устройстве в нем котлована глубиной 8,5 м. В качестве ограждения котлована использовался металлический шпунт типа F 6012 из труб диаметром 1208 мм толщиной 12 мм полукруглого сечения, длиной 21 м, погруженный с помощью высокочастотного вибратора.

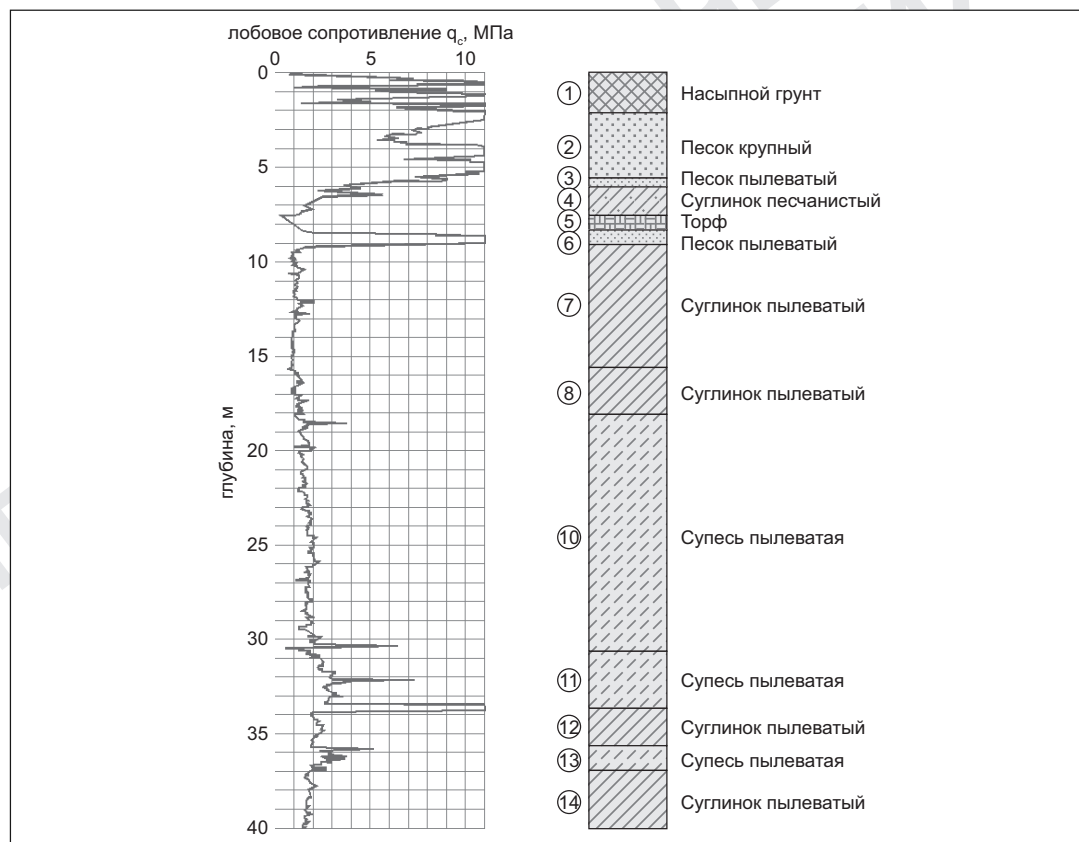


Рис. 4.6. Инженерно-геологическая колонка для площадки у Московского вокзала

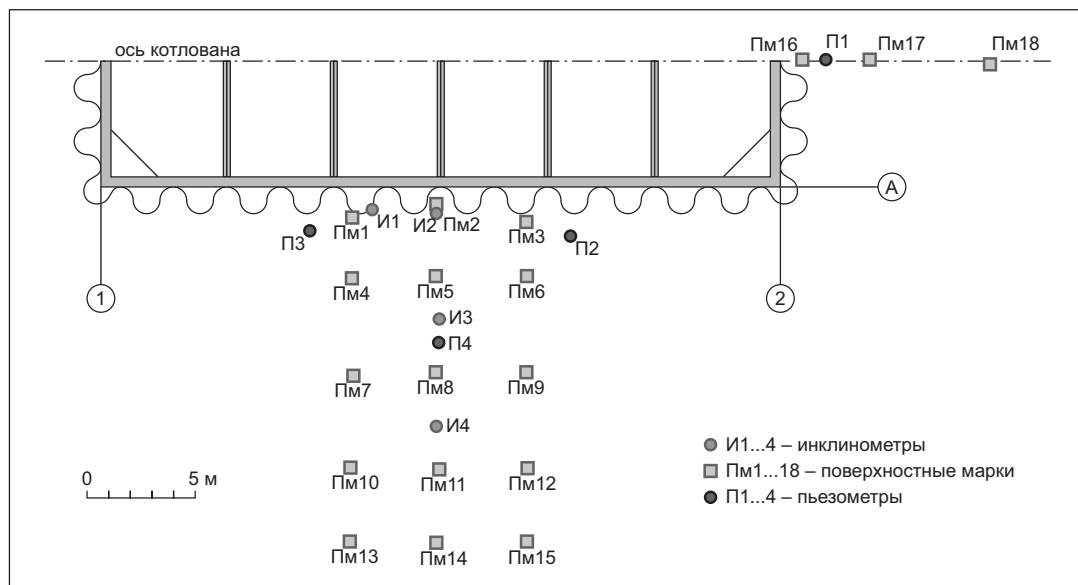


Рис. 4.7. Расположение контрольно-измерительного оборудования на опытной площадке

Опытный котлован имел размеры в плане $31 \times 11,5$ м. Обвязочные балки распорных конструкций были выполнены из широкополочного двутавра 50Ш4, поперечные распорки — из широкополочного двутавра 45Ш1. Схема опытной площадки приведена на рис. 4.7, 4.8.

Для контроля за деформациями массива грунта на площадке была размещена контрольно-измерительная аппаратура, состоящая из инклинометров, поверхностных геодезических марок, а также геодезических марок, расположенных на шпунте. Контрольно-измерительная аппаратура установлена после того, как на опытной площадке уже была выполнена экскавация на глубину до 4 м и на этой отметке установлена распорная система. Тем не менее последующие наблюдения за откопкой до глубины 8 м благодаря их детальному документированию позволили получить достаточно полную картину деформаций массива грунта.

Статические условия работы шпунта при втором этапе откопки на глубину до 8 м с раскреплением на глубине 4 м являются довольно благоприятными, поскольку под действием давления грунта в нижней части шпунт претерпевает некоторый поворот относительно точки раскрепления, что заставляет верхнюю часть грунта сопротивляться этому перемещению. При этом именно в верхней части напластования расположены пески, обладающие сравнительно высокими механическими свойствами.

4.3.3. Результаты натурных измерений

По результатам наблюдений максимальные горизонтальные перемещения шпунта на втором этапе откопки достигли 50 мм внутрь котлована на глубине 11 м (рис. 4.9). Перемещения

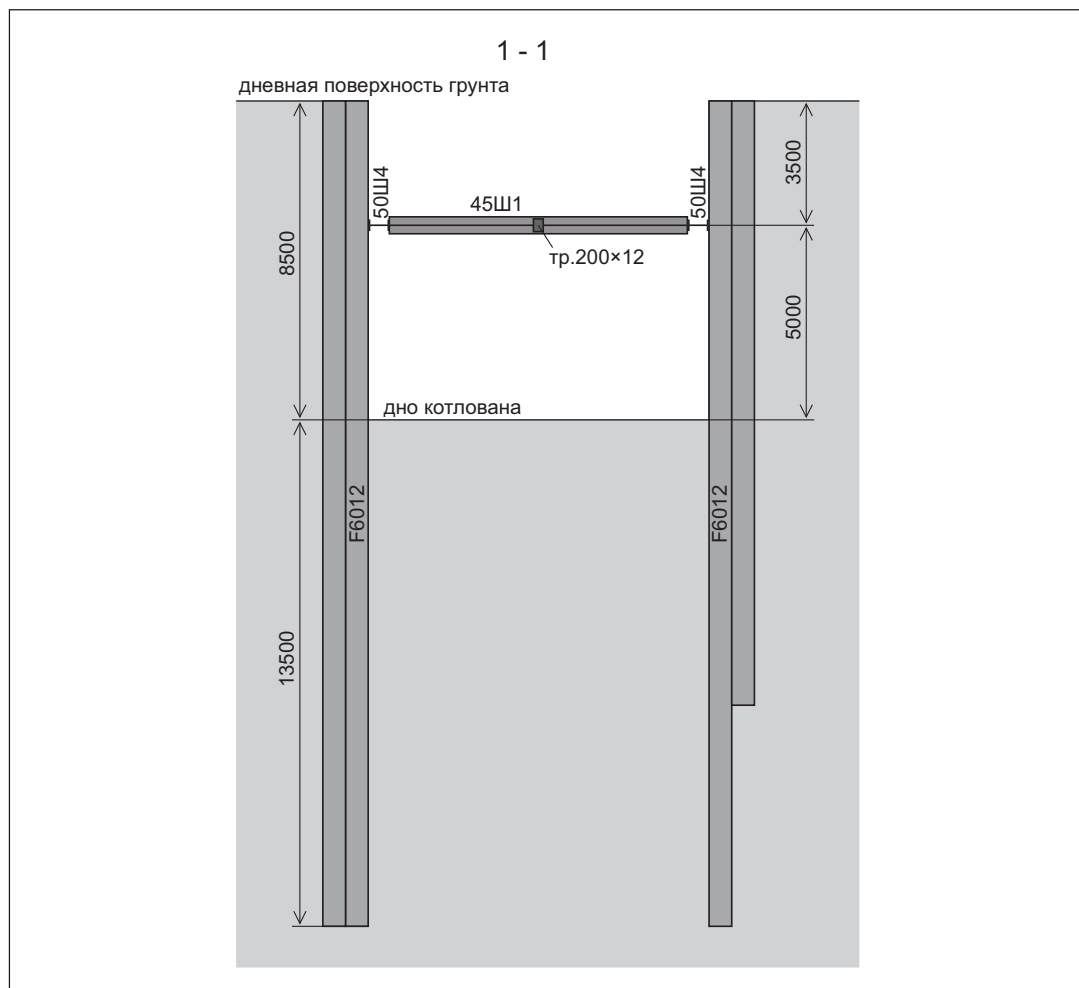


Рис. 4.8. Поперечный разрез котлована на опытной площадке

верха шпунта составляли 25 мм в сторону от котлована. Нижний конец шпунта на глубине 21 м сместился внутрь котлована на 12 мм. Интересно отметить, что подвижки шпунта сопровождались его заметным перемещением вверх на 10...14 мм (рис. 4.10). Этот эффект связан с разгрузкой массива грунта при откопке.

Перемещения шпунта сопровождались деформациями массива грунта. Вертикальные смещения поверхности грунта возле шпунта были направлены вверх, на расстоянии 2 м они сменялись осадками, максимальное значение которых, равное 37 мм, наблюдалось на расстоянии 9 м от шпунта (рис. 4.11). Осадки поверхности величиной 7...15 мм были зафиксированы на периферии зоны наблюдений (на расстоянии 20 м от шпунта). Горизонтальные смещения на расстоянии до 5 м от шпунта развивались в направлении от котлована, далее они меняли знак; на расстоянии 10 м горизонтальные смещения в сто-

рону котлована составляли 8 мм, а на расстоянии 15...20 м увеличивалась до 12...14 мм (рис. 4.12). Развитие горизонтальных смещений во времени (рис. 4.13) происходило синхронно с осадками массива грунта.

Что касается распределения эпюры горизонтальных смещений по глубине, то, согласно инклинометрическим измерениям, на расстоянии до 5 м от шпунта она имеет параболическое очертание с максимумом на глубине 11 м, изменяющим свое значение от 50 мм возле шпунта до 25 мм на расстоянии 5 м. Далее, по мере удаления на расстояние 15 м, эта эпюра

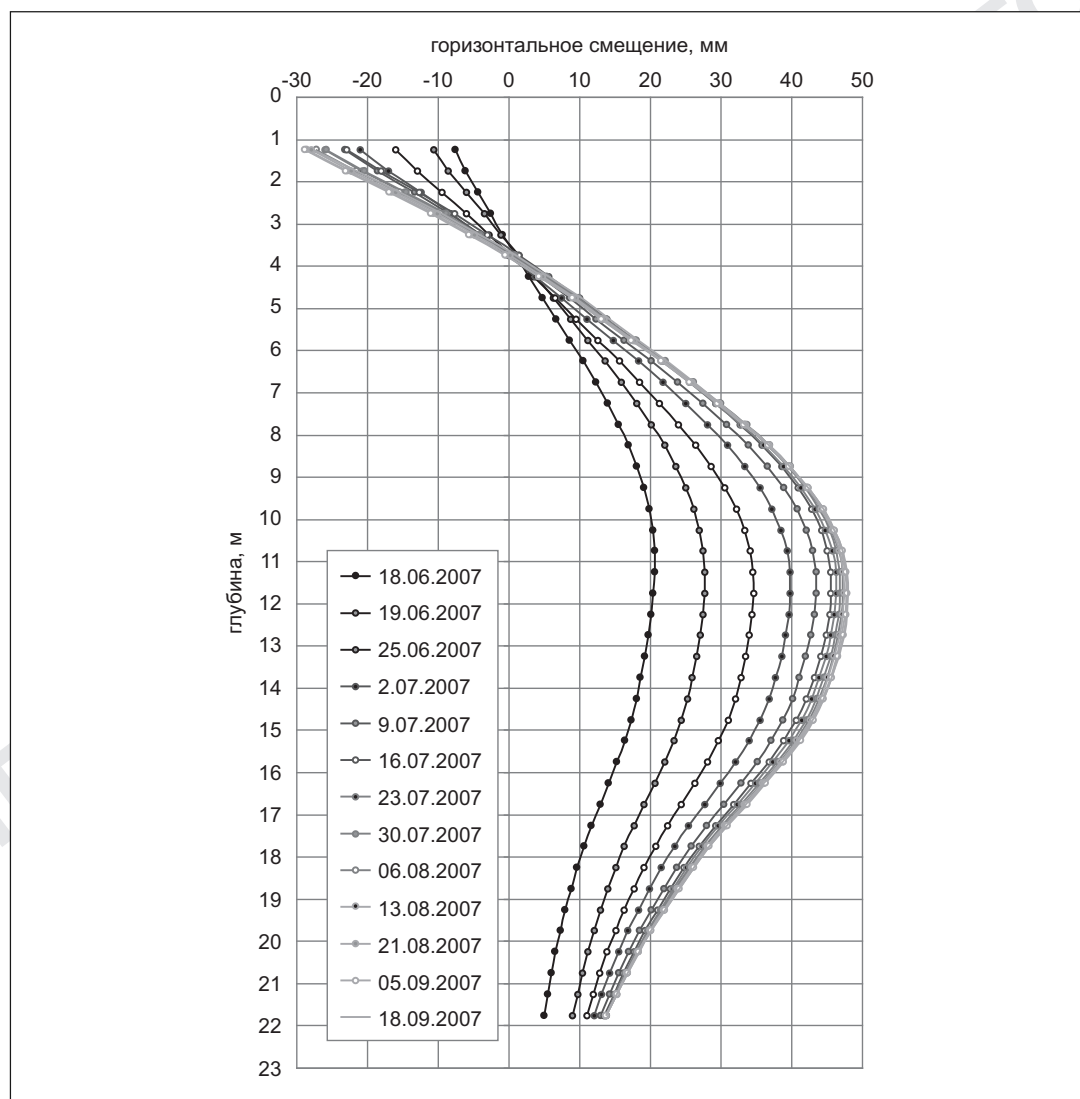


Рис. 4.9. Горизонтальные смещения (мм) грунтового массива по инклинометрической скважине № 2

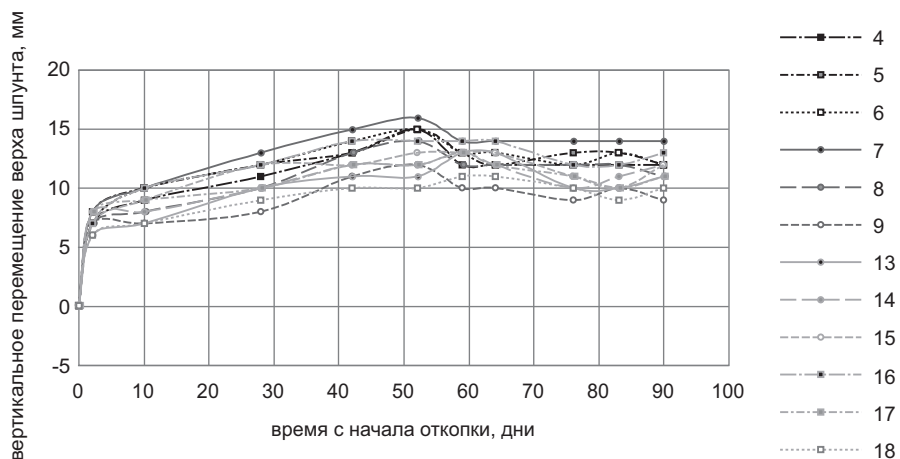


Рис. 4.10. Вертикальный подъем (мм) марок на шпунте во времени (с момента начала откопки котлована с глубины 4,0 м)

меняется на ломаную треугольную, свидетельствующую о развитии перемещений в сторону котлована с наибольшим значением у поверхности (рис. 4.14).

Таким образом, наблюдения свидетельствуют, что даже при относительно небольших горизонтальных смещениях шпунта в процесс деформирования вовлекается значительная территория вокруг котлована шириной две-три глубины котлована.

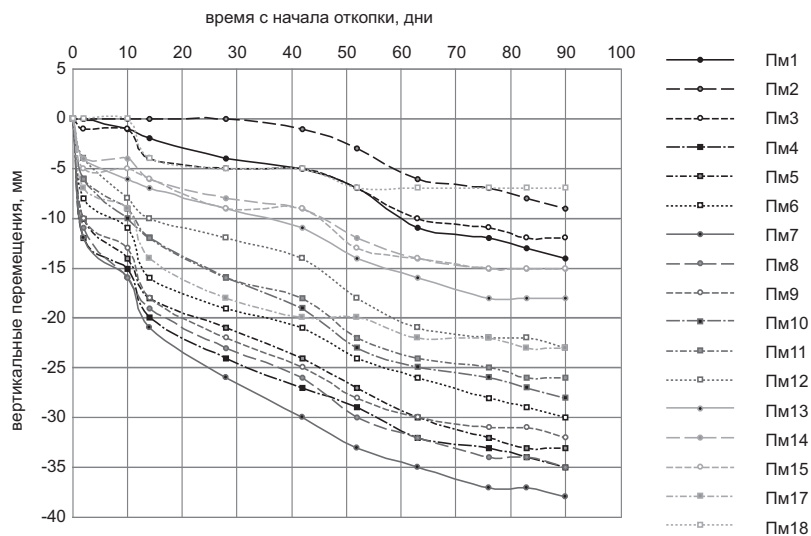


Рис. 4.11. Развитие вертикальных перемещений (мм) поверхностных марок во времени (с момента начала откопки котлована с глубины 4,0 м)

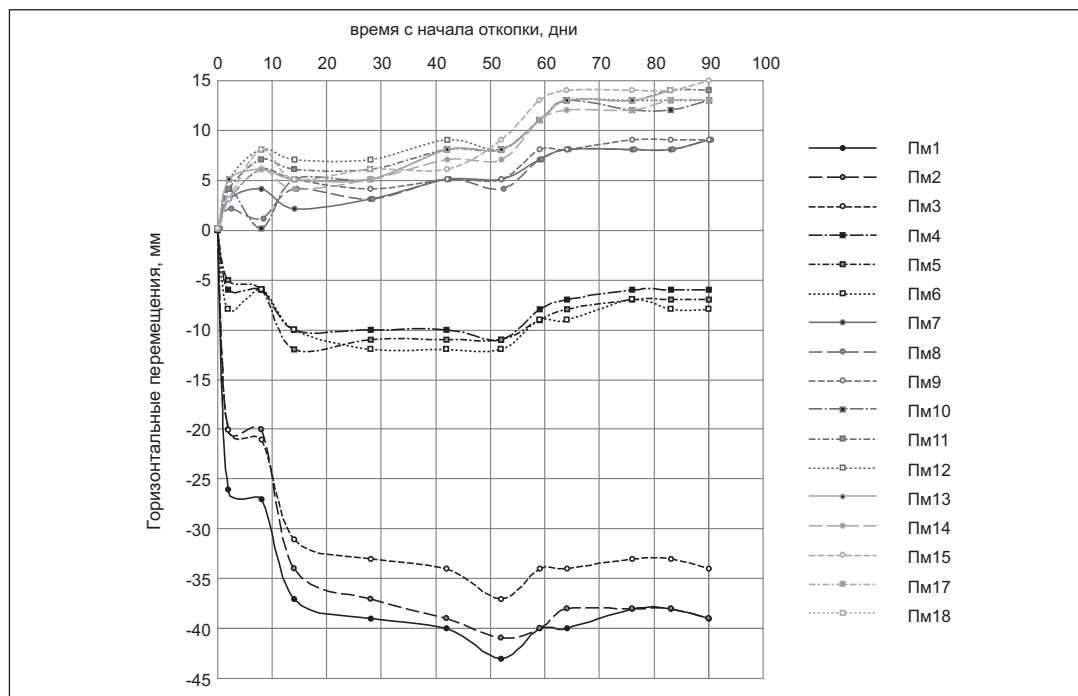


Рис. 4.12 Горизонтальные перемещения (мм) поверхностных марок во времени (с момента начала откопки котлована с глубины 4,0 м)

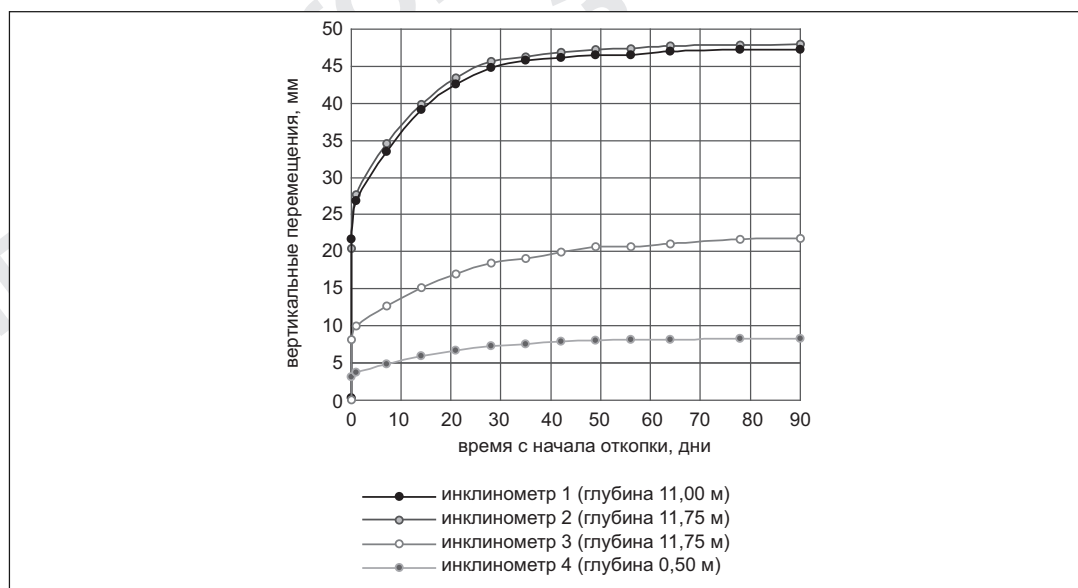


Рис. 4.13. Развитие во времени горизонтальных смещений (мм) точек грунтового массива на глубинах с максимальным значением показаний инклинометров

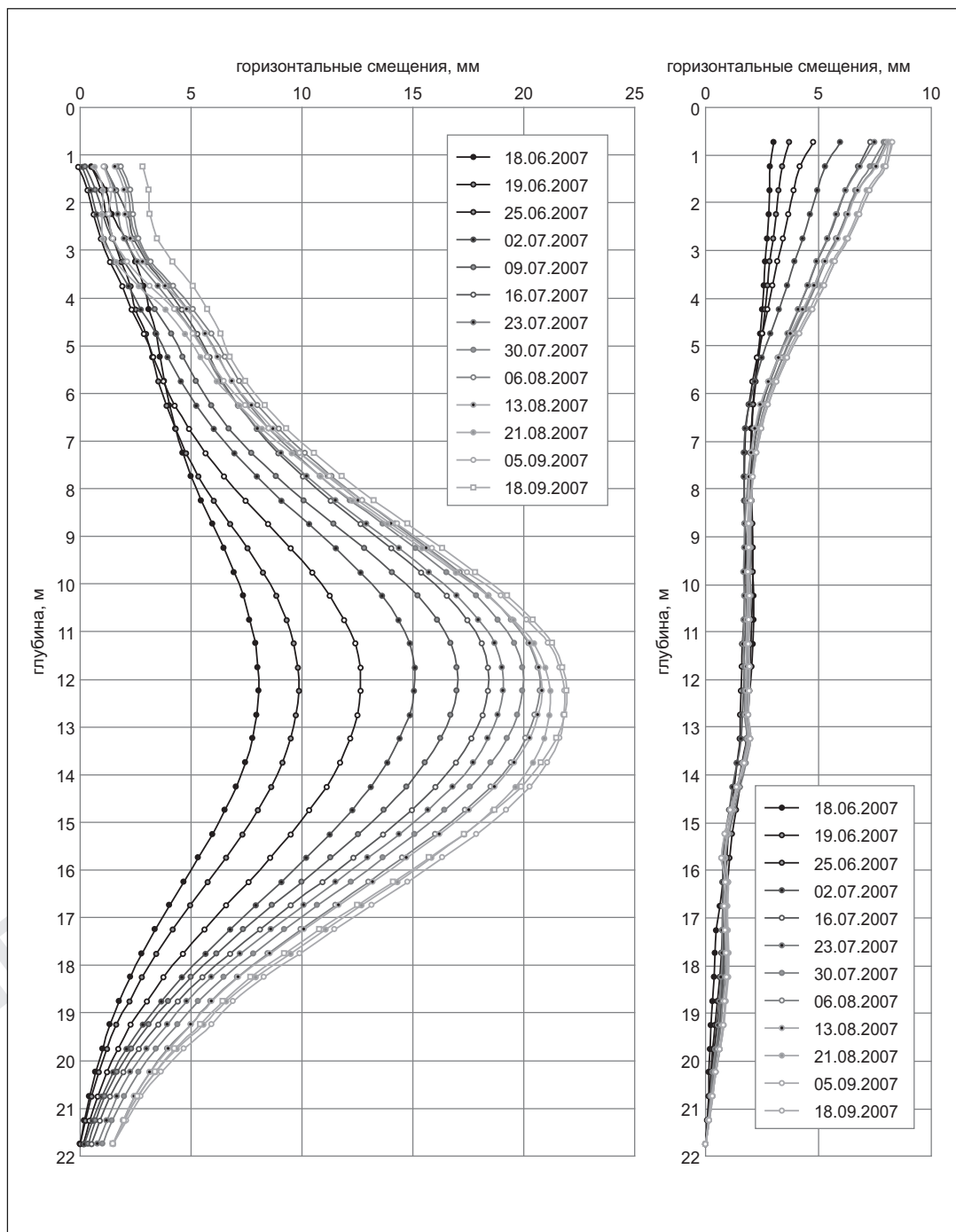


Рис. 4.14. Горизонтальные смещения (мм) грунтового массива по инклинометрическим скважинам № 3 и 4

4.4. Котлован подземного сооружения у площади Восстания

4.4.1. Инженерно-геологические условия площадки

Инженерно-геологические условия площадки аналогичны описанным выше, в п. 4.3.

Под техногенным слоем толщиной до 2,7 м (абс. отм. подошвы слоя 3,46...3,8 м) залегают озерно-морские отложения (ml IV): пески пылеватые средней плотности, мощностью 0,5...1,0 м, и под ними — супеси пылеватые, пластичные, с большим количеством органики мощностью 6,1...6,8 м. Подстилающие их озерно-ледниковые (lg III) отложения представлены ленточными глинами и суглинками текучепластичной и текучей консистенции мощностью 7,7...8,8 м. Ледниковые отложения (g III) залегают с глубины 16,1...16,3 м и представлены суглинком тугопластичным, супесью пылеватой, пластичной; их суммарная мощность составляет от 18 до 19 м, абс. отм. подошвы –30,3...–25,1 м. Среднечетвертичные ледниковые отложения (g II) представлены супесью песчанистой, твердой, с гнездами и линзами песка, с гравием и галькой, с валунами, мощностью слоя от 0,2 до 2,3 м. Кровля протерозойских отложений (V_2kt_2), представленных глинами легкими пылеватыми, твердыми, с обломками песчаника, находится на абс. отм. –30,70...–29,55 м. Физические характеристики грунтов приведены в табл. 4.3.

Таблица 4.3

Физические характеристики грунтов на площадке на площади Восстания

№ ИГЭ	Наименование грунтов	Геол. индекс	γ , кН/м ³	W	I_L	I_p	e
3	Супесь пылеватая, текучая, с примесью органических веществ	ml IV	17,6	0,41	1,06	0,07	1,135
2	Песок пылеватый, плотный, с примесью органических веществ, водонасыщенный	ml IV	20,3				0,550
4	Суглинок текучепластичный, неяснослоистый и слоистый	ml IV	19,5	0,28	0,94	0,08	0,775
5	Суглинок с просями глины, текучий, ленточный	lg III	18,2	0,39	1,24	0,14	1,103
6	Суглинок текучепластичный, слоистый	lg III	19,4	0,3	0,98	0,1	0,819
7	Суглинок мягкопластичный, с редким гравием и галькой до 10...15%	g III	20,9	0,21	0,59	0,08	0,563
8	Суглинок тугопластичный, с редким гравием и галькой до 10...15%	g III	21,1	0,19	0,28	0,08	0,529
9	Супесь пластичная, с линзами песка, гравием и галькой до 10...15%	g III	22,2	0,13	0,28	0,05	0,373
10	Супесь твердая, с линзами песка, с гравием, галькой 20...25%, валунами	g II	23,5	0,09	–0,23	0,04	0,233
11	Глина твердая, с обл. песчаника	V_2kt_2	21,1	0,17	–0,23	0,18	0,520

Грунтовые воды со свободной поверхностью были зафиксированы на глубинах 0,7...2,4 м. Они приурочены к линзам и прослоям песков в техногенных отложениях и к пескам озерно-морских отложений. Кроме грунтовых вод со свободной поверхностью в линзах песков озерно-ледниковых отложений с глубины 15,0 м и ледниковых отложений с глубины 22,5 м отмечены воды, обладающие напором. Все перечисленные выше воды гидравлически связаны с верхним водоносным горизонтом, и при полном восстановлении их пьезометрического уровня его положение будет совпадать с уровнем грунтовых вод со свободной поверхностью.

4.4.2. Постановка натурных исследований

Весьма важным для развития подземного строительства в условиях водонасыщенных глинистых грунтов малой и средней степени литификации представляется опыт, полученный на одном из самых крупных подземных сооружений в Санкт-Петербурге, возведенном на площади Восстания в 2009 г.

На пятне застройки размерами в плане 137×87 м был устроен подземный объем глубиной до 14 м для размещения подземного паркинга и технических помещений, а сверху него — многоэтажное коммерческое здание. Часть подземного пространства имеет три этажа с глубиной 11 м, а часть — четыре этажа с глубиной 13,5 м. Регулярная сетка колонн 16×8,1 м позволила применить технологию top-down для крепления ограждающих стен котлована от горизонтальных смещений. Площадка двумя сторонами вплотную примыкает к исторической застройке, а двумя другими выходит на городские магистрали.

Для данной площадки достаточно очевидным решением являлся выбор монолитной стены в грунте в качестве ограждающей конструкции с четырьмя уровнями распорных перекрытий, выполняемых по технологии top-down.

В проекте подземного сооружения на площади Восстания в качестве ограждения котлована было выбрано ограждение из шпунта типа HZ сортамента фирмы Arcelor длиной 24 м (с размещением нижнего конца шпунта в относительно податливых моренных отложениях с модулем деформации 9...12 МПа). Было предусмотрено высокочастотное вибропогружение шпунта.

По оценке автора настоящей работы, а также экспертов заказчика и подрядчика (Мао-Сай Zhao и др., 2009; ARUP, 2008), при реализации проектного решения осадки соседних зданий должны были составить не менее 10 см из-за недостаточной жесткости шпунтового ограждения, недостаточной его длины, а также из-за технологических воздействий при вибропогружении шпунта. Данная оценка учитывала результаты натурного эксперимента, выполненного на соседней площадке у Московского вокзала в сходных грунтовых условиях (см. п. 4.3, а также V.M. Ulitsky, A.G. Shashkin, 2008).

Проект устройства подземного сооружения содержал следующие недостатки:

- опасность развития технологических осадок на стадии вибропогружения шпунта;
- недостаточную жесткость и длину ограждения котлована;
- неэффективное усиление фундаментов соседних зданий;
- неработоспособное закрепление грунта по струйной технологии.

Одно из соседних зданий было пересажено на наклонные буринъекционные сваи типа «Титан» с центральным армированием. Как известно, в наклонных сваях возникают изгибающие моменты, величина которых возрастает по мере увеличения осадки здания. Несущая способность сваи по материалу при изгибе составляла порядка 2 кНм. Уже при осадках около 5 мм в такой свае возникают моменты, превышающие несущую способность по материалу, образуется два пластических шарнира и свая исключается из работы.

Усиление другого соседнего здания сваями не состоялось из-за отказа его владельца.

В связи с этим шпунтовое ограждение в примыкании к этому зданию было заменено на монолитную стену в грунте толщиной 1 м. Весьма примечательно, что в итоге осадки неусиленного здания оказались ниже осадок усиленного, что подтверждает вывод о неработоспособности наклонных свай с центральным армированием.

Закрепление слоя грунта толщиной 3 м ниже дна котлована по струйной технологии было спроектировано и выполнено фрагментарно (рис. 4.15). При проектировании параметров слоя закрепленного грунта необходимо учитывать его реальную деформативность, которая (как и для любой распорной системы) зависит от расстояния между ограждающими конструкциями, сжимаемости материала и толщины закрепленного слоя. Согласно расчетам, слой закрепленного грунта толщиной около 3 м с модулем деформации около 400 МПа при ширине котлована 87 м получает сжатие 4 см, что приводит к сверхнормативным осадкам окружающей застройки. Что же касается эффективности фрагментарного закрепления грунта, то очевидна несостоятельность распорной системы, которая не образует сплошного грунтоцементного массива.

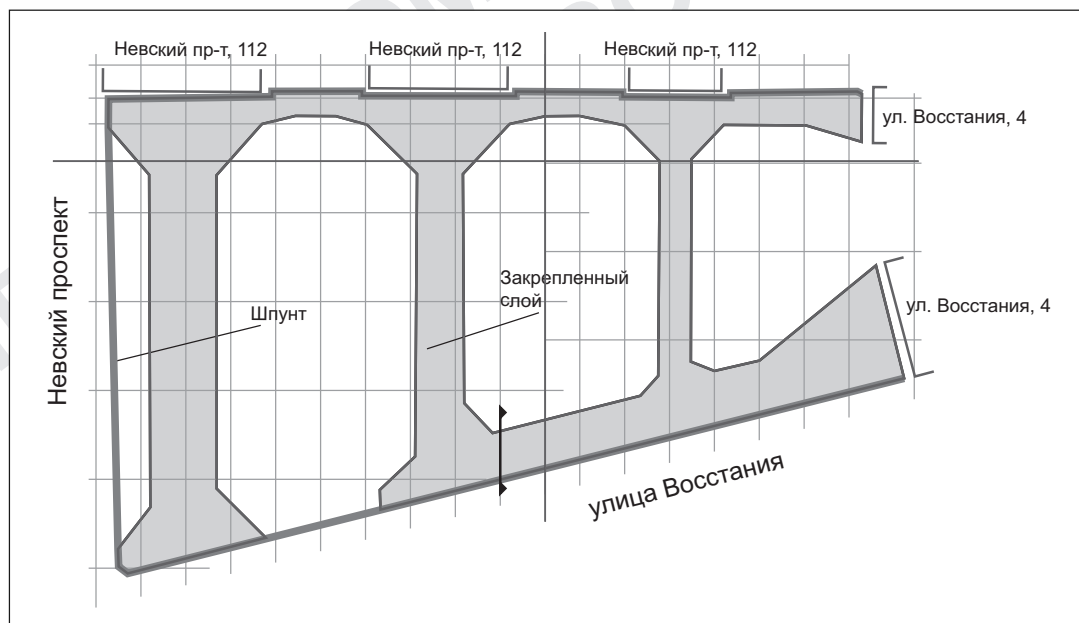


Рис. 4.15. Расположение зон грунта, закрепленного по технологии jet grouting

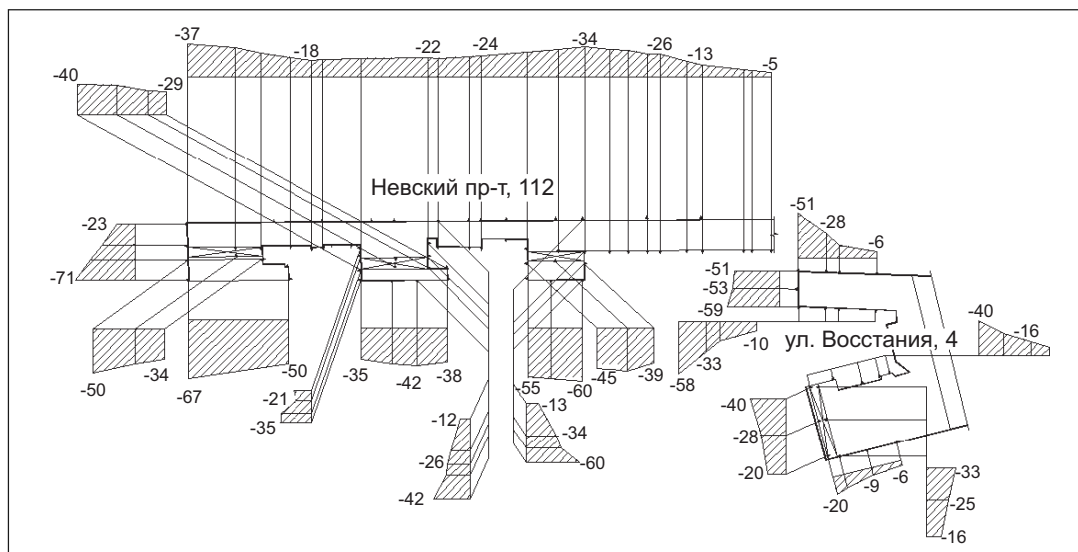


Рис. 4.16. Эпюры развития осадок соседних зданий на момент, предшествующий откопке котлована

Проектные решения базировались на результатах расчетов, выполненных в программе PLAXIS с использованием модели идеально упругопластической среды с критерием прочности Кулона — Мора, недостатком которой является некорректный учет деформаций грунта при разгрузке (см. п. 6.1.1). В результате этой особенности в расчетах получается аномальное поднятие дна котлована, в которое вовлекается окружающий массив грунта, что приводит к псевдоэффекту снижения расчетных осадок окружающих зданий; в итоге, по проектным прогнозам, соседние здания получали дополнительную осадку всего 3 см, которая уже превышала предельно допустимую для зданий 3-й категории технического состояния.

На этапе вибропогружения шпунта, которое выполнялось одновременно с устройством свай и барретт, дополнительные осадки соседних зданий вдвое превысили допускаемые петербургскими нормами пределы и достигли 62 мм (рис. 4.16).

В условиях, когда подрядчик не мог ни изменить проектное решение, ни отказаться от его реализации, единственной возможностью избежать опасности разрушения соседней застройки оставалось использование эффекта развития деформаций грунтов во времени. Очевидно, что понятие «конечная деформация» может быть отнесено только к некоторому отдаленному моменту времени. Каждый этап откопки котлована занимает вполне определенное время, в течение которого конечные деформации массива грунта могут не успеть реализоваться. За это время можно попытаться успеть включить в работу очередной диск перекрытий.

Оценить фактическую скорость развития деформаций массива грунта можно путем проведения эксперимента на опытном полигоне. К сожалению, этого не произошло, в результате чего площадка в целом стала местом проведения рискованного эксперимента.

В сложившейся ситуации автором настоящей работы была предложена следующая тактика ведения работ. При откопке двух первых уровней под защитой железобетонных дисков пере-

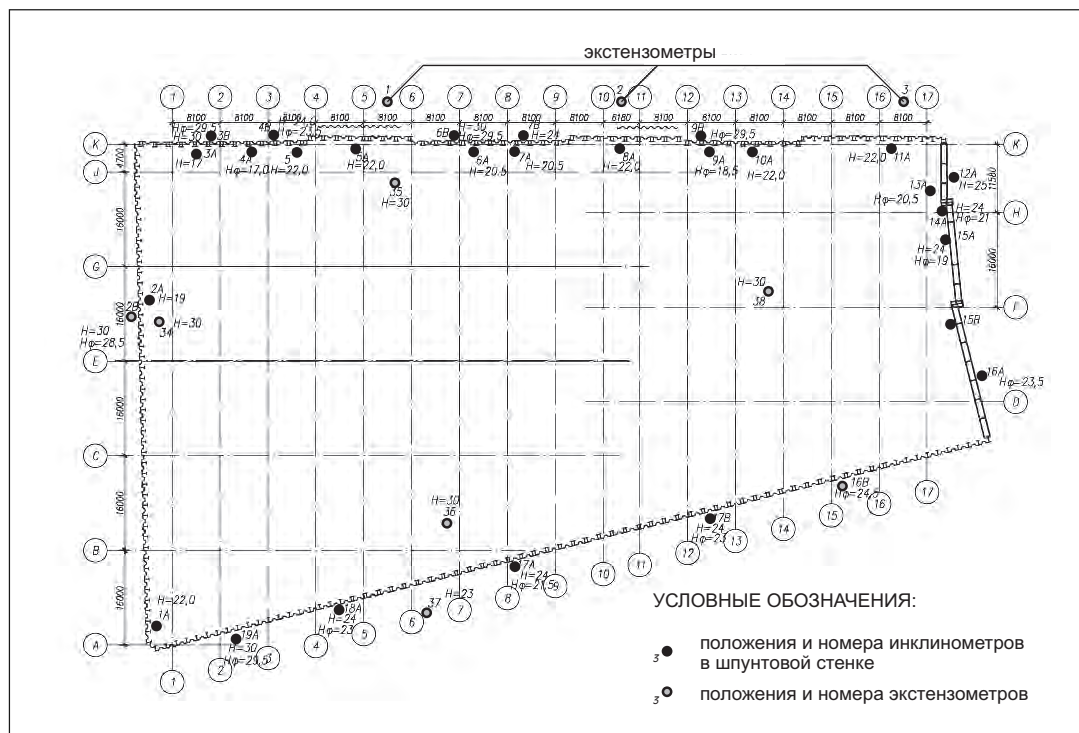


Рис. 4.17. Схема расположения инклинометров на площадке

крытий, когда еще не существует угрозы обрушения соседних зданий (хотя повреждение их конструкций при реализации данного проекта оказывается неизбежным), проводятся натурные измерения отклика массива грунта на экскавацию котлована. По результатам этих измерений проводится обратный расчетный анализ наблюдаемой работы массива грунта. На его основе дается расчетное обоснование необходимой скорости производства работ по дальнейшей откопке котлована на проектную глубину, при которой очередные диски перекрытий и днища успеют включиться в работу, чтобы предотвратить разрушение соседних зданий. Руководствуясь этими рекомендациями, подрядчик разработал экспресс-график производства работ.

Натурные измерения на данной площадке выполнялись с помощью системы инклинометров и экстензометров, установленных по контуру котлована (рис. 4.17), и геодезических марок, размещенных на окружающих зданиях.

4.4.3. Результаты натурных измерений

Благодаря интенсификации работ удалось остановить дополнительные осадки соседней застройки от откопки котлована на уровне 60 мм, что в совокупности с осадками от технологических воздействий на этапе устройства ограждения и свай составило 84 мм (на октябрь 2009 г. — рис. 4.18, а) и 96 мм к концу 2009 г. (рис. 4.18, б). Максимальные технологические

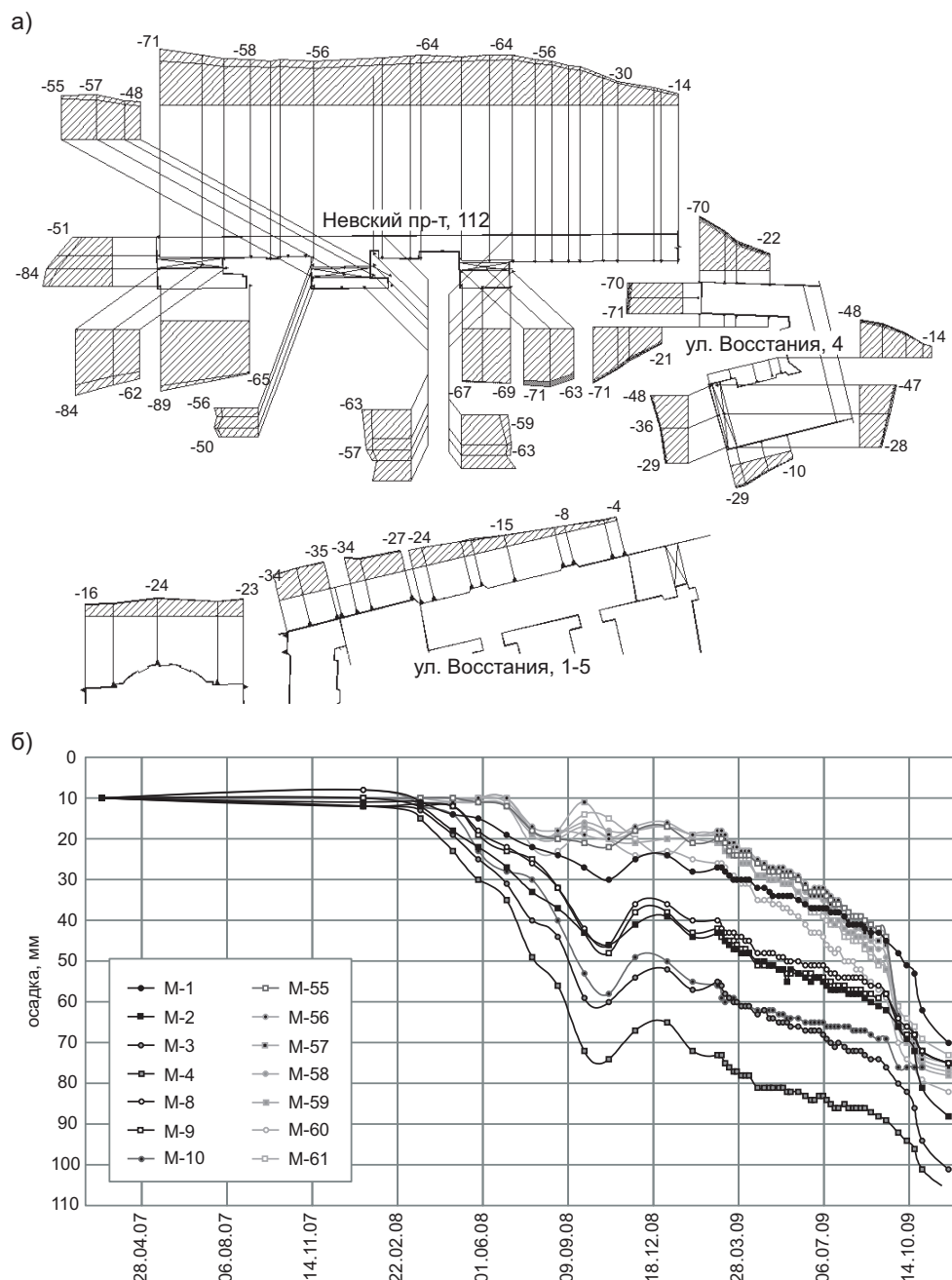


Рис. 4.18. Осадки окружающей застройки: а — от суммы воздействий: погружение шпунта, устройство свай, откопка котлована на глубину 12 м (октябрь 2009 г.); б — развитие осадок примыкающего дома по Невскому проспекту

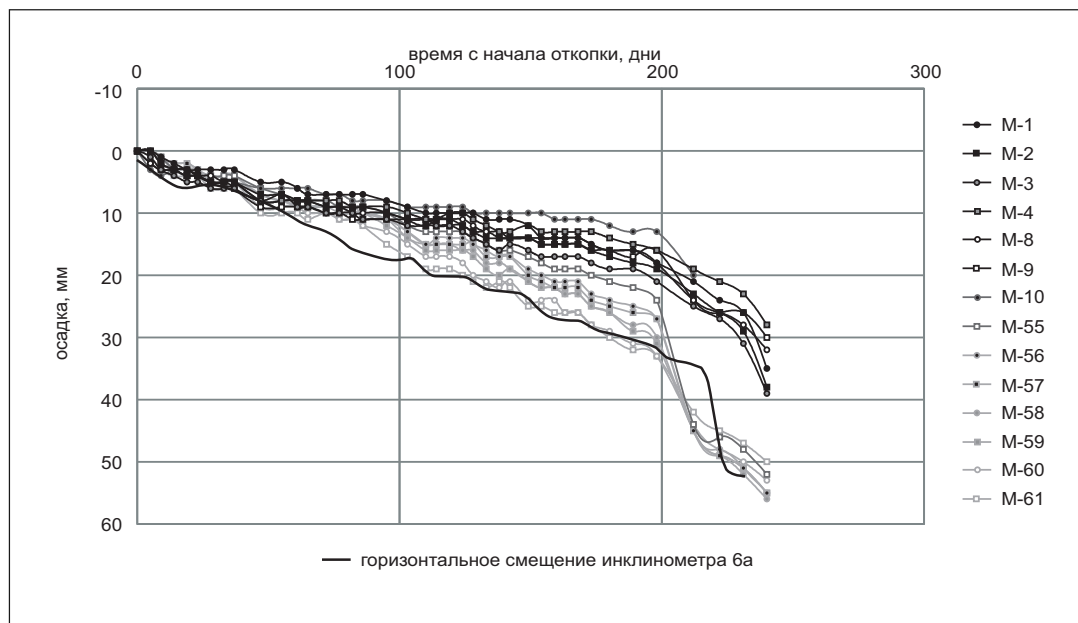


Рис. 4.19. Сравнение вертикальных осадок марок и максимальных горизонтальных перемещений по данным инклинометра ба на глубине 14 м

осадки на этапе устройства ограждения и свай, как и следовало ожидать, получили межевые стены соседних зданий. На этапе откопки котлована максимальные перемещения получили более удаленные стены зданий. В мульду оседания была вовлечена зона более 30 м вокруг строительной площадки.

Сверхнормативные осадки получили здания на расстоянии 20 м от края котлована, в том числе расположенный на противоположной стороне улицы Восстания вестибюль метрополитена.

Осадка окружающей застройки происходила совершенно синхронно с горизонтальными смещениями ограждения котлована (рис. 4.19).

Последние достигли 53 мм (рис. 4.20) в тот же момент, когда приrost осадки ближайшего здания на фазе откопки котлована достиг 50 мм. Далее измерения по инклинометрам не проводились.

Таким образом, сохранение окружающей застройки в данной технической ситуации можно признать заслугой подрядной организации, сумевшей организовать производство работ по устройству котлована по технологии top-down в кратчайшие сроки. В проекте не содержалось каких-либо инструментов по обеспечению безопасности соседних зданий при возникновении нештатных ситуаций (технологическая задержка отдельных этапов работ, срыв сроков из-за перерывов финансирования и т.п.). Проект был сопряжен с высокими рисками, которые не были должным образом проанализированы авторами проекта. Несмотря на максимальную интенсификацию работ подрядчиком, осадки соседней застройки достигли 10 см.

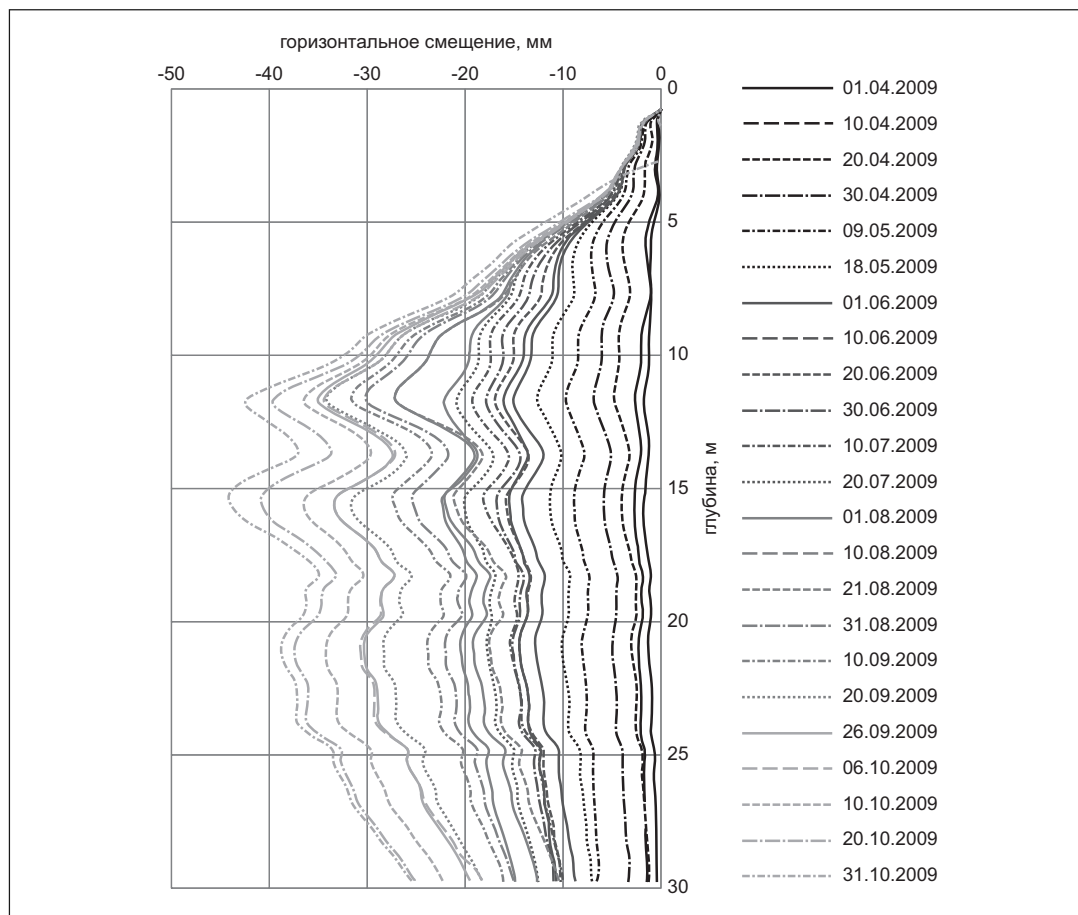


Рис. 4.20. Горизонтальные смещения ограждения котлована по инклинометрическим измерениям (инклинометр бв)

4.5. Комплексные натурные исследования поведения массива грунта при откопке опытного котлована у Мариинского театра

4.5.1. Инженерно-геологические условия площадки

Территория площадки строительства второй сцены Мариинского театра, непосредственно примыкающая к Крюкову каналу, имела отметки поверхности в пределах +1,36...+2,93 м БС.

Под насыпными грунтами она образована послеледниковыми (ml IV), позднеледниковыми (lg III) и ледниковыми отложениями (g III), подстилаемыми коренными верхнепротерозойскими отложениями (V_2kt_2) (рис. 4.21).

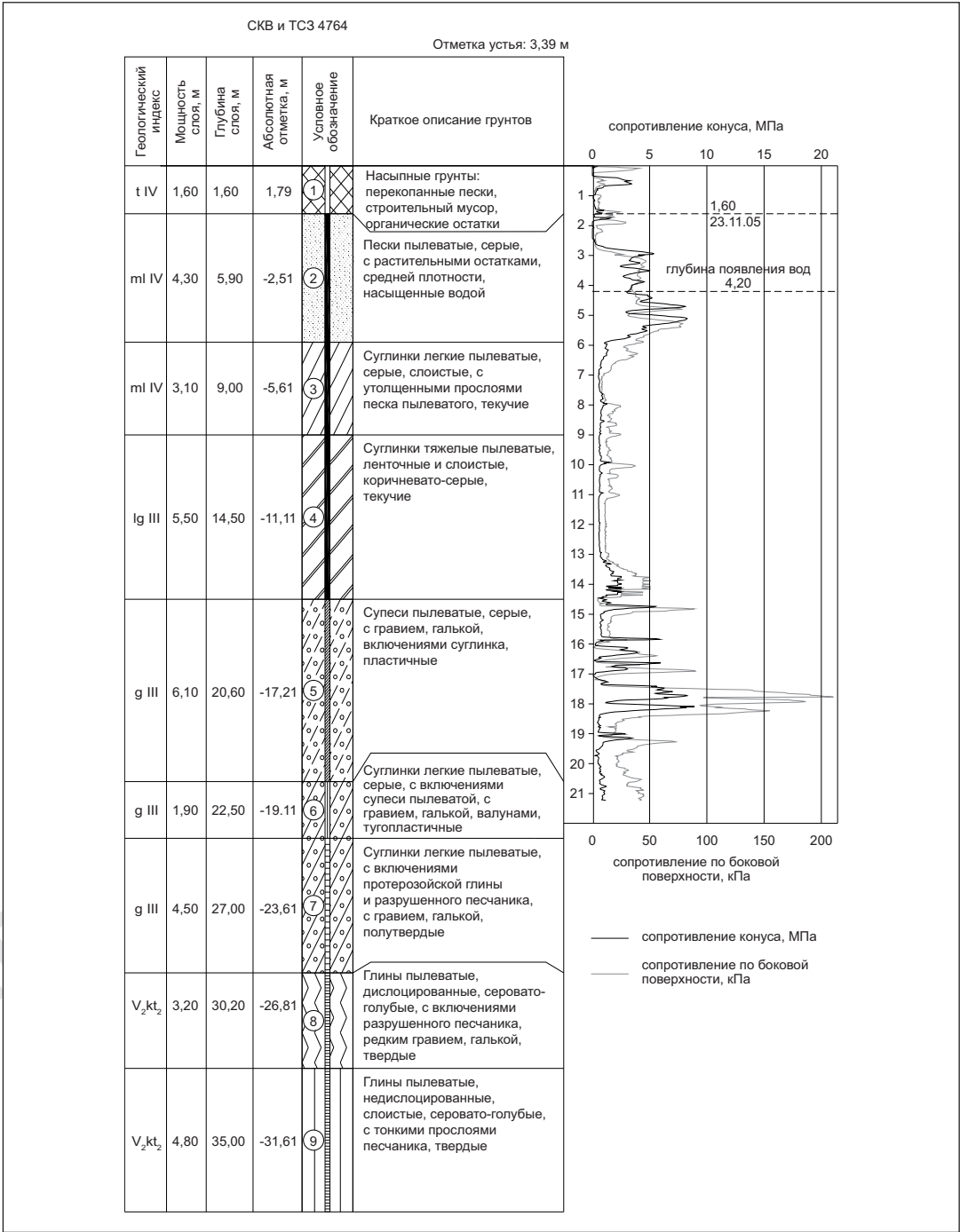


Рис. 4.21. Инженерно-геологические условия площадки.

Насыпной слой, мощность которого изменяется от 0,5 до 2,5 м, состоит из песков различной крупности и супесей с включением кирпичного щебня, гравия, гальки, обломков древесины, примесей органических веществ. Абсолютная отметка подошвы слоя 0,5...1,8 м.

Морские и озерные отложения представлены в основном песками пылеватыми и мелко-зернистыми, средней плотности, водонасыщенными и подстилающими их пылеватыми суглинками текучей консистенции общей мощностью 6...8 м.

Залегающие под ними озерно-ледниковые отложения мощностью 3...6,5 м представлены суглинками тяжелыми, пылеватыми, ленточными и слоистыми текучей консистенции.

Ледниковые отложения представлены в основном легкими пылеватыми суглинками и супесями с гравием и галькой, имеющими соответственно тугопластичную и полутвердую, а также пластичную консистенцию, характерную для кровли морены. Мощность моренных отложений составляет 10...15 м, абсолютные отметки подошвы –18,9...–23,7 м БС. Согласно данным статического зондирования, в верхней зоне (до глубины ~17...22 м) моренные отложения имеют сравнительно низкие характеристики сопротивления внедрения конуса (~1 МПа) и муфты зонда (~0,02...0,03 МПа).

Коренные протерозойские отложения представлены в верхней части до абсолютных отметок –23,8...–30,2 м БС дислоцированными пылеватыми глинами мощностью 2,2...6,5 м. Дислоцированные глины подстилаются твердыми пылеватыми глинами с прослоями песчаника.

Физические характеристики грунтов, встречающихся по разрезу, приведены в табл. 4.4.

Гидрогеологические условия площадки строительства характеризуются развитием двух водоносных горизонтов подземных вод.

Первый водоносный горизонт — грунтовые воды (безнапорный). Горизонт приурочен к подошве техногенных образований, слою озерно-морских пылеватых песков и пылевато-песчаным прослойкам в озерно-ледниковых суглинках. Максимальное положение уровня грунтовых вод следует ожидать на глубине 0,5...2,0 м, на абсолютных отметках 0,5...1,4 м.

Таблица 4.4

Физические характеристики грунтов площадки у Марининского театра

№ ИГЭ	Наименование грунта	Геол. индекс	γ , кН/м ³	W	I_L	I_p	e
2	Пески пылеватые, средней плотности	ml IV	19,4	—	—	—	0,750
3	Суглинки слоистые, текучие	ml IV	19,3	0,3	1,1	0,15	0,832
4	Суглинки слоистые, текучие	lg III	18,2	0,4	1,14	0,16	1,113
5	Супеси пластичные, с гравием и галькой	g III	21,3	0,18	0,64	0,06	0,493
6	Суглинки тугопластичные, с гравием и галькой	g III	20,8	0,21	0,41	0,11	0,572
7	Суглинки полутвердые, с гравием и галькой	g III	21,5	0,17	0,24	0,12	0,471
8	Глины твердые, дислоцированные, с обл. песчаника	V ₂ kt ₂	21,1	0,19	–0,22	0,18	0,554
9	Глины твердые, с прослоями песка	V ₂ kt ₂	21,8	0,15	–0,51	0,2	0,454

Второй водоносный горизонт — напорные подземные воды. Горизонт приурочен к линзам и прослоям песков средней крупности в толще ледниковых суглинков и дислоцированных протерозойских глин. Величина напора в напорных водах ледниковых отложений составила $\sim 13,1$ м, соответственно в протерозойских отложениях — $\sim 19,5$ м.

4.5.2. Описание натурного эксперимента

Опытный котлован на территории строительства второй сцены Мариинского театра был откопан для изучения работы ограждения и массива грунта при устройстве подземного сооружения с тремя уровнями распорных креплений. Общий вид и схема расположения креплений площадки изображены на рис. 4.22 и 4.23. Котлован имел размеры в плане 13×44 м. Ограждение выполнено из фасонных шпунтовых свай корытного профиля Arcelor AU18, а распорки — из труб диаметром 630 мм (верхний уровень) и 820 мм (средний и нижний уровни).

Абсолютные отметки планировки территории зоны эксперимента составляли $1,25 \dots 1,45$ м (БС). Шпунт погружался со дна пионерного котлована, с относительной отметки $-1,00$ м до относительной отметки $-22,50$ м. Проектная отметка дна котлована составляла $-11,50$ м.



Рис. 4.22. Общий вид опытного котлована на территории строительства второй сцены Мариинского театра

До начала производства работ был выполнен подготовительный этап эксперимента, включающий установку контрольно-измерительного оборудования. Применялось стандартное оборудование, выпускаемое европейскими производителями. Схема размещения оборудования приведена на рис. 4.24.

В процессе мониторинга осуществлялись:

- измерения положения уровня грунтовых вод по режимным скважинам (пьезометрам) при экскавации грунта и анализ наблюдений;
- геодезические измерения осадок поверхности грунта по сети поверхностных марок, привязанной к городской реперной сети;
- наблюдения за горизонтальными смещениями грунтового массива по инклинометрическим скважинам;

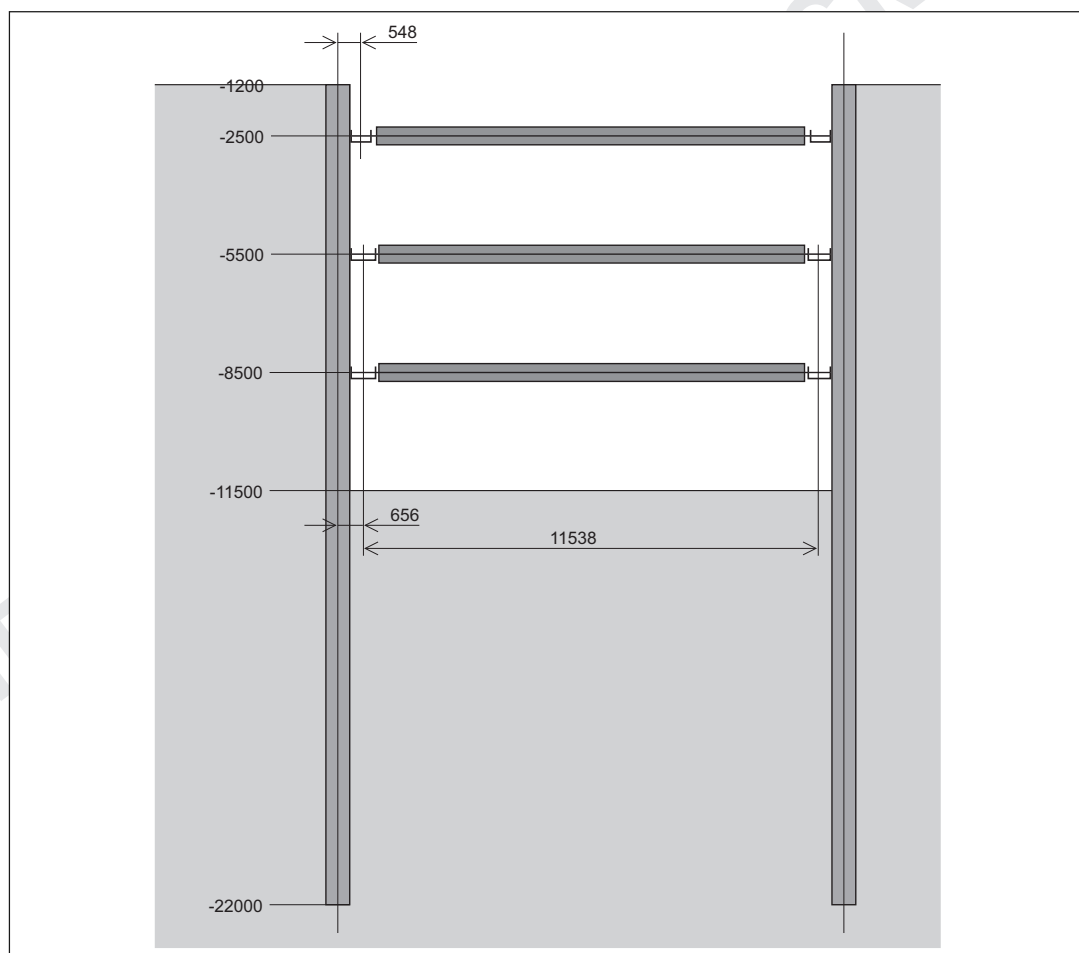
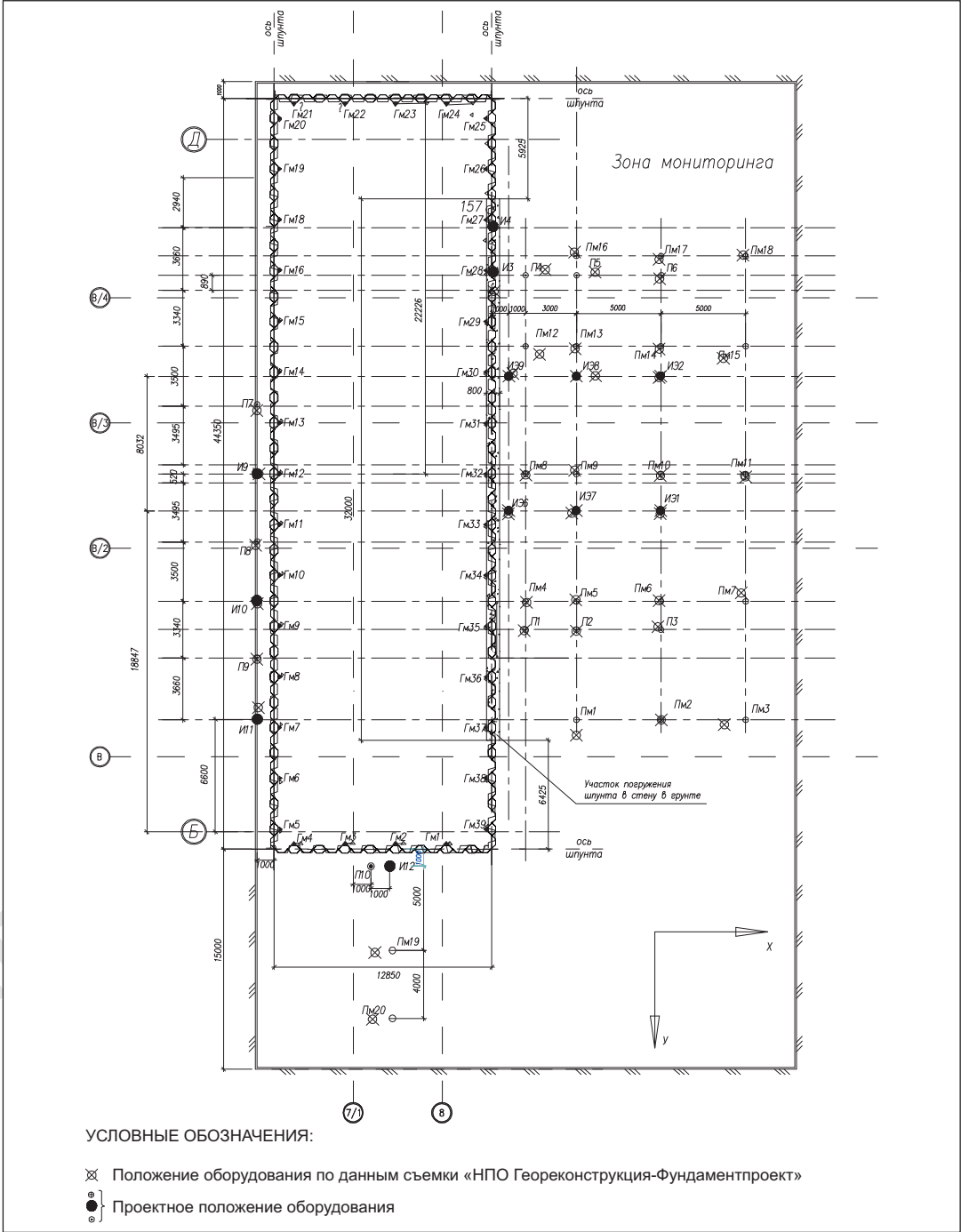


Рис. 4.23. Схема расположения распорных креплений



- наблюдения за вертикальными смещениями массива грунта по скважинам с глубинными марками послойных деформаций (экстензометрам);
- геодезические наблюдения за горизонтальными и вертикальными смещениями верха шпунта;
- тензометрические измерения усилий в распорных конструкциях.

Помимо этого производилась верификация и сравнение горизонтальных и вертикальных компонентов смещений, полученных по нескольким видам инструментальных измерений.

4.5.3. Последовательность откопки котлована

Экспкавация грунта на опытном котловане выполнялась в период с 27.08 по 04.12.2007 до проектной отметки дна котлована (отн. отм. $-11,5$ м, что соответствует абсолютной отметке $-8,4$ м и глубине $10,3$ м от поверхности пионерного котлована).

Разработка грунта осуществлялась по уровням глубиной около 3 м с установкой распорок (см. рис. 4.23). При откопке первого уровня до отн. отм. $-3,5$ (глубина от поверхности пионерного котлована около $2,3$ м) в течение достаточно длительного времени после установки распорок оставался незамоноличенным контакт между обвязочными балками и шпунтовым ограждением, что привело к развитию деформаций шпунта по консольной схеме. В дальнейшем срок введения в работу распорных конструкций был сокращен. Извлечение грунта выполнялось по захваткам, начиная от оси Б (рис. 4.25) с установкой обвязочных балок и распорок сразу после экскавации грунта в захватке. График ведения работ на площадке приведен в табл. 4.5 и 4.6.

Таблица 4.5

График ведения работ на площадке

№ п/п	Дата начала и конца выполнения работ		Описание работ
1	20.08	8.09	Откопка первого уровня до отн. отм. $-3,5$ м (глубина около $2,3$ м от поверхности пионерного котлована). Установка первого уровня распорных креплений на отн. отм. $-2,5$ м без замоноличивания стыка между обвязочными балками и шпунтовым ограждением
2	7.09	—	Приблизительная дата включения в работу распорок первого уровня (замоноличивание стыка между шпунтовым ограждением и обвязочной балкой, твердение бетона)
3	04.10	16.10	Откопка второго уровня до отн. отм. $-6,5$ м (глубина около $5,3$ м от поверхности пионерного котлована). Установка второго уровня распорных креплений на отн. отм. $-5,5$ м
4	02.11	21.11	Откопка третьего уровня до отн. отм. $-9,5$ м (глубина около $8,3$ м от поверхности пионерного котлована). Установка второго уровня распорных креплений на отн. отм. $-8,5$ м
5	29.11	14.12	Откопка четвертого уровня до отн. отм. $-11,5$ м (глубина около $10,3$ м от поверхности пионерного котлована)



Таблица 4.6

График ведения работ на площадке по створу инклинометров 9, 8, 2

№ п/п	Дата начала и конца выполнения работ		Описание работ
1	22.08	23.08	Откопка первого уровня до отн. отм. $-3,5$ м (глубина около $2,3$ м от поверхности пионерного котлована). Установка первого уровня распорных креплений на отн. отм. $-2,5$ м без замоноличивания стыка между обвязочными балками и шпунтовым ограждением
2	7.09	—	Приблизительная дата включения в работу распорок первого уровня (замоноличивание стыка между шпунтовым ограждением и обвязочной балкой, твердение бетона)
3	06.10	07.10	Откопка второго уровня до отн. отм. $-6,5$ м (глубина около $5,3$ м от поверхности пионерного котлована). Установка второго уровня распорных креплений на отн. отм. $-5,5$ м
4	11.11	13.11	Откопка третьего уровня до отн. отм. $-9,5$ м (глубина около $8,3$ м от поверхности пионерного котлована). Установка второго уровня распорных креплений на отн. отм. $-8,5$ м
5	30.11	03.12	Откопка четвертого уровня до отн. отм. $-11,5$ м (глубина около $10,3$ м от поверхности пионерного котлована)

4.5.4. Результаты натурных измерений

Результаты наблюдений за перемещениями массива грунта

По результатам инструментальных наблюдений по створу инклинометров 9, 8, 2 смещения ограждения на первом этапе достигли 34 мм (работа шпунта близка к консольной схеме), на втором этапе откопки максимальное смещение шпунта достигло 66 мм (работа шпунта по схеме с одним уровнем распорных креплений), на третьем этапе (работа по схеме с двумя уровнями распорных креплений) перемещения достигли 111 мм, а на четвертом этапе (с тремя уровнями распорок) — 125 мм (рис. 4.26). На рис. 4.27, 4.28 приведены горизонтальные смещения массива грунта по инклинометрам 8 и 2.

Развитие вертикальных смещений массива грунта отслеживалось по поверхностным и глубинным маркам. Вертикальные смещения грунта, по данным наблюдений, достигли 12 см (рис. 4.29, 4.32).

По результатам измерений горизонтальных и вертикальных смещений грунта построены векторы смещений массива грунта, показывающие основные направления деформирования (рис. 4.33). Как видно из рисунка, характер перемещения грунта напоминает движение при потере устойчивости по круглоцилиндрической поверхности. При этом, однако, перемещения имеют затухающий характер во времени.

Результаты наблюдений за развитием усилий в распорных конструкциях

Измерения усилий в системе крепления ограждения котлована выполнялись с помощью тензометрических датчиков, измеряющих относительные деформации участка конструк-

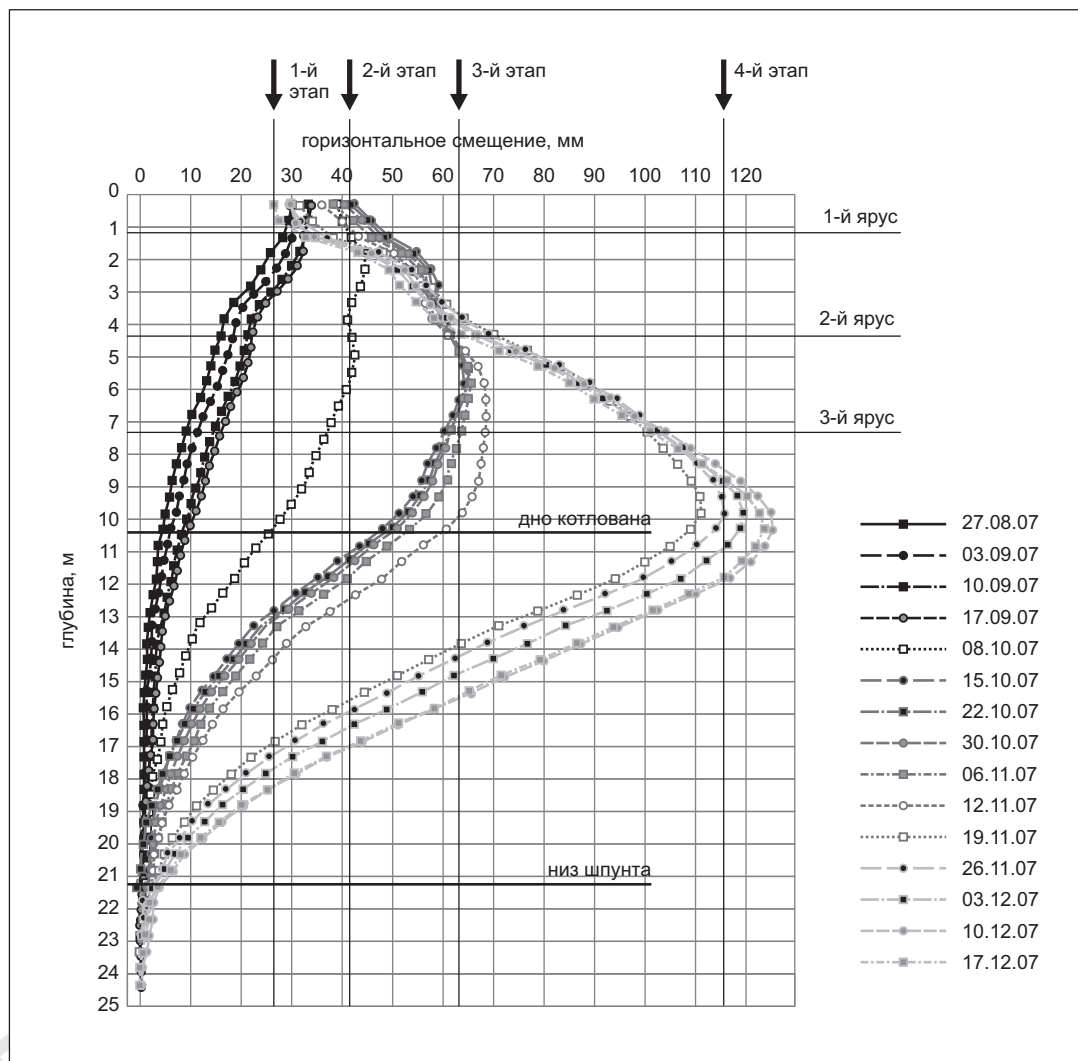


Рис. 4.26. Графики развития горизонтальных смещений (мм) грунтового массива по данным инклинометрических наблюдений в скважине ИЭ 9

ции на длине (базе), равной 140 мм, которые приваривались дуговой сваркой к распорной конструкции. Для измерения действующих продольных усилий и изгибающих моментов в распорках в центральной части пролета устанавливалось два датчика (по схеме «один сверху — один снизу»).

В процессе измерений оценивалась достоверность показаний тензометрических датчиков путем сравнения величин напряжений по четырем сечениям в одной из распорок. Измерения продемонстрировали достаточно хорошую согласованность результатов.

Было установлено, что к четвертому этапу откопки усилия в первом уровне распорных креплений достигают в среднем (в пересчете на погонные величины с учетом расстановки

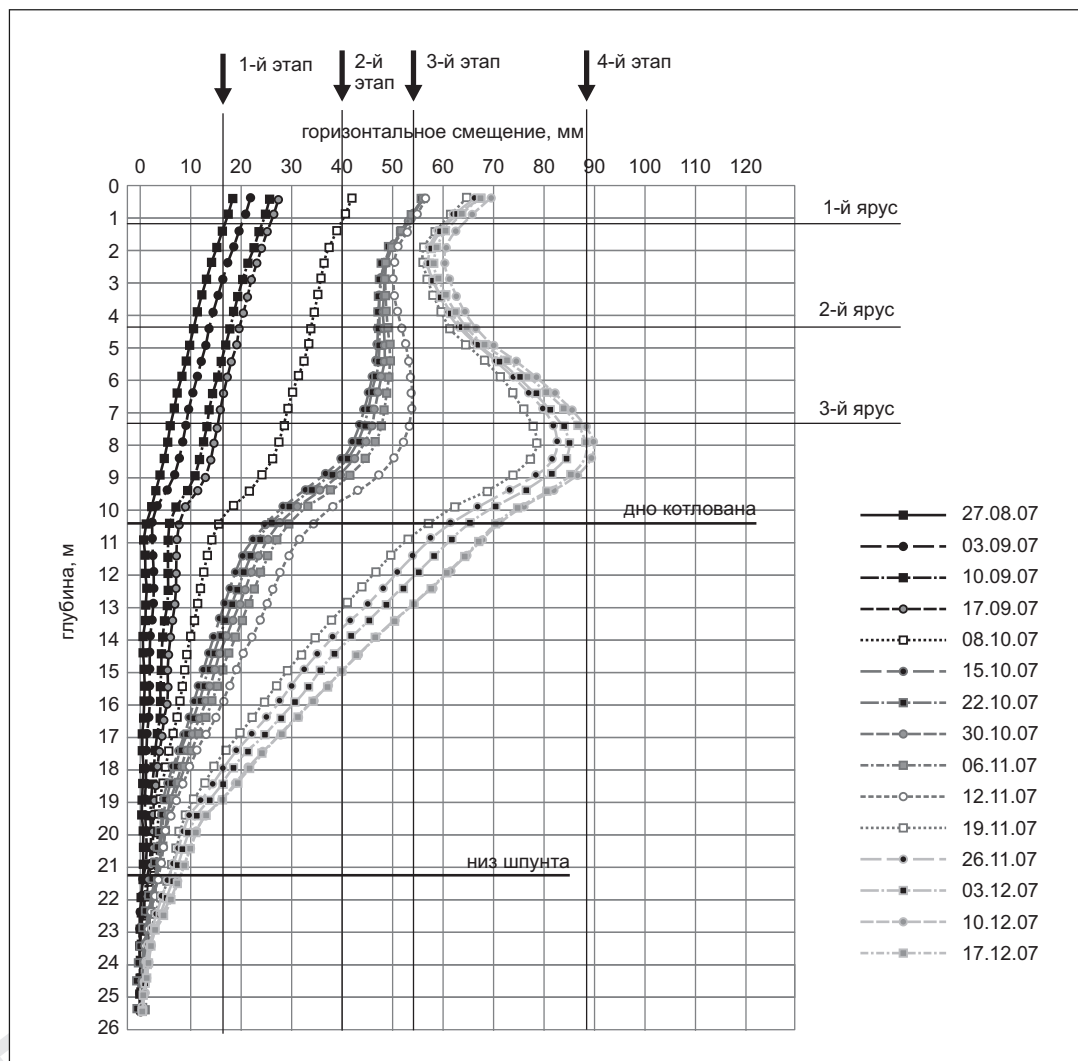


Рис. 4.27. Графики развития горизонтальных смещений (мм) грунтового массива по данным инклинометрических наблюдений в скважине ИЭ

распорок с шагом около 6 м) 20 т/пм, во втором уровне — 85 т/пм, в третьем уровне — 58 т/пм. Усилия в распорных конструкциях (без пересчета на погонные величины) изображены на рис. 4.34. Следует отметить, что измеренные значения усилий весьма велики: для того чтобы их достичь, боковое давление грунта должно быть равно вертикальному, то есть грунт в рассматриваемом случае работает как тяжелая жидкость.

О результатах измерений уровня подземных вод верхнего водоносного горизонта достаточно сказать, что он претерпевал сезонные колебания без каких-либо заметных изменений, обусловленных экскавацией котлована с откачкой воды внутри ограждения. Это свидетельствует о достаточной сплошности шпунтового ограждения.

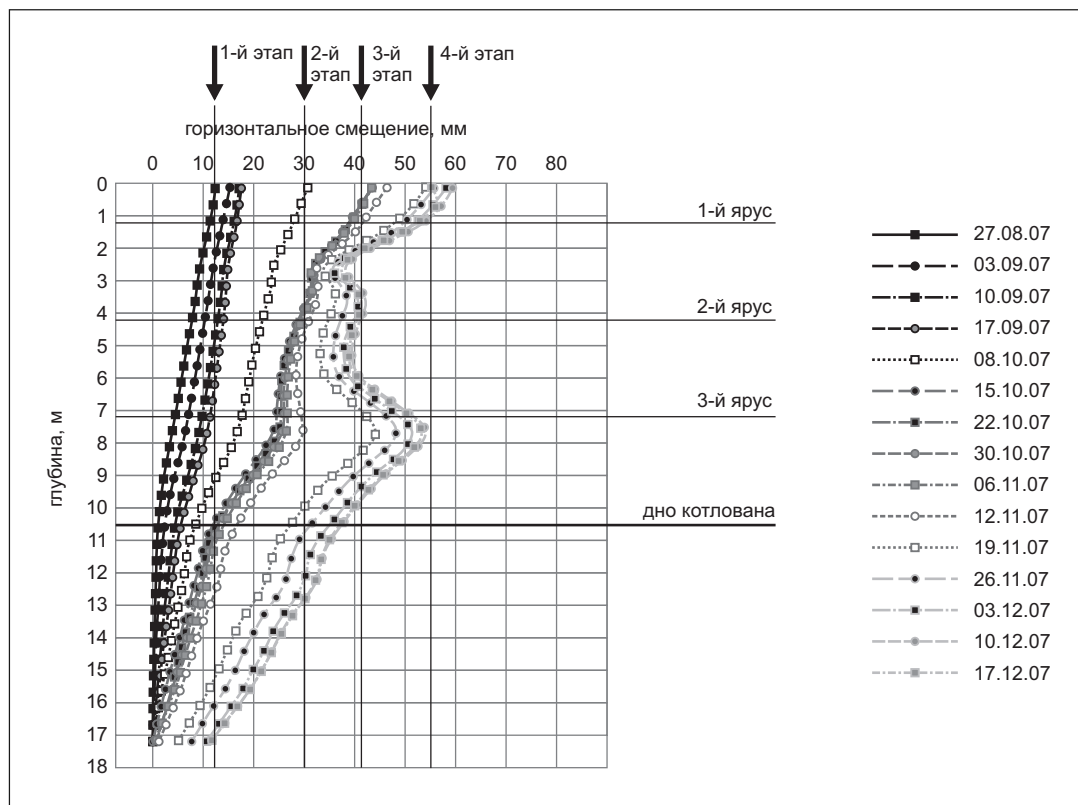


Рис. 4.28. Графики развития горизонтальных смещений (мм) грунтового массива по данным инклинометрических наблюдений в скважине ИЭ 2

4.6. Скорость развития деформаций массива грунта при откопке котлована

При анализе результатов натурных исследований нельзя не обратить внимания на такой важный фактор, как скорость развития деформаций во времени.

Сопоставительный анализ поведения грунтов на рассмотренных выше площадках вполне корректен, поскольку они имеют довольно близкое строение и сходные условия статической работы конструкции ограждения котлована. В качестве ограждения используется металлический шпунт, раскрепленный от горизонтальных смещений системой распорных креплений, роль которой на Комендантской площади выполняют горизонтальные кольца в местах будущих перекрытий, на Лиговском проспекте и у Мариинского театра — металлические распорки, а на площади Восстания — горизонтальные диски перекрытий.

При устройстве котлована на Комендантской площади скорость развития горизонтальных смещений по большинству инклинометрических скважин не превышала 1 мм/сут, а чаще всего находилась на уровне 0,2 мм/сут. Только по одному инклинометру при откопке котло-

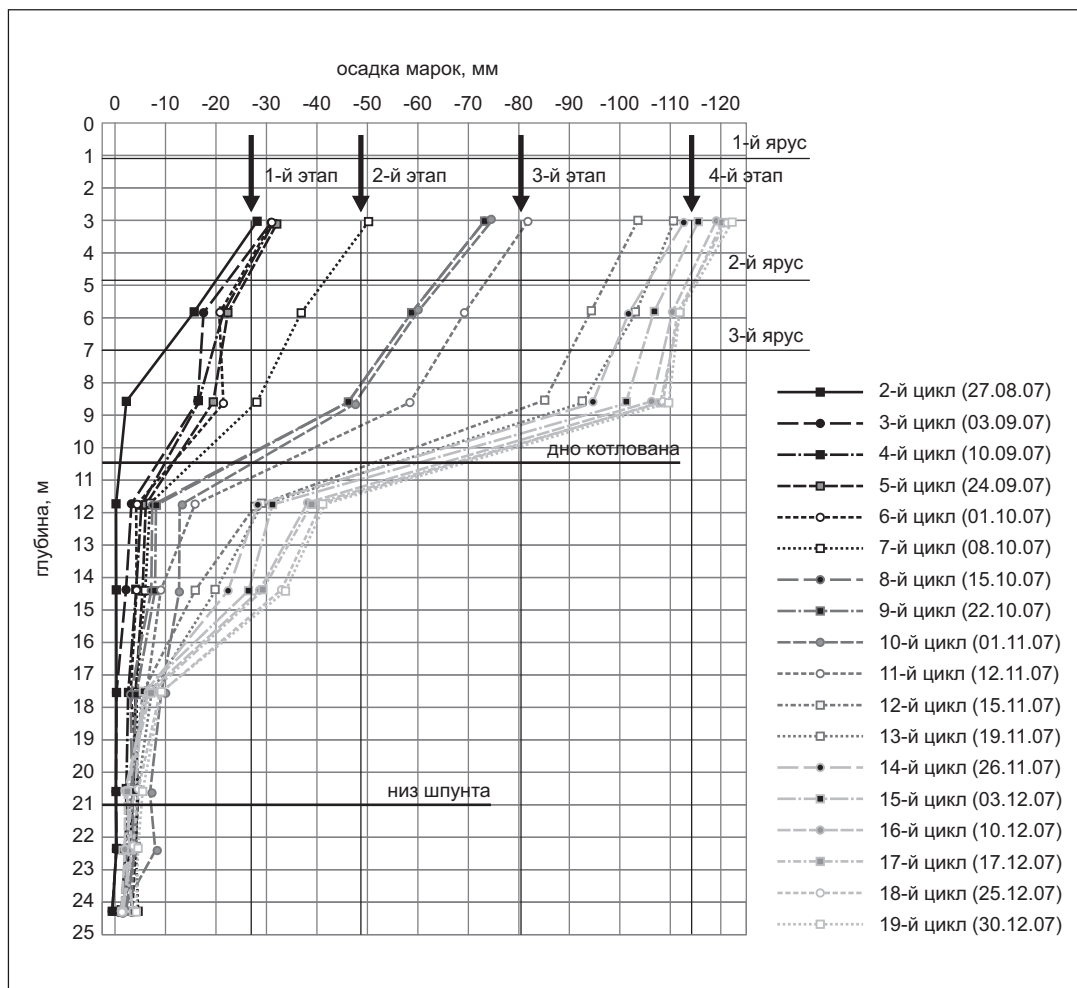


Рис. 4.29. Графики развития осадок (мм) глубинных марок в скважине ИЭ 9 по контрольным циклам наблюдений

вана на глубину более 8 м было зафиксировано горизонтальное смещение со скоростью 3...5 мм/сут. Любопытно отметить, что максимальные значения смещений и скорости их развития наблюдались в зоне, примыкающей к трассе трамвайного движения.

На опытной площадке у Мариинского театра наблюдалось существенно более интенсивное развитие горизонтальных смещений ограждения котлована и массива грунта. Скорость развития смещений достигала здесь 30 мм/сут, что на один-два порядка выше скоростей, зафиксированных на Комендантской площади.

Такую принципиальную разницу в поведении грунта трудно объяснить различием инженерно-геологических условий. Обе площадки (у Мариинского театра и на Комендантской площади) имеют сходные условия формирования грунтов и близкие физико-механические характеристики слоев.

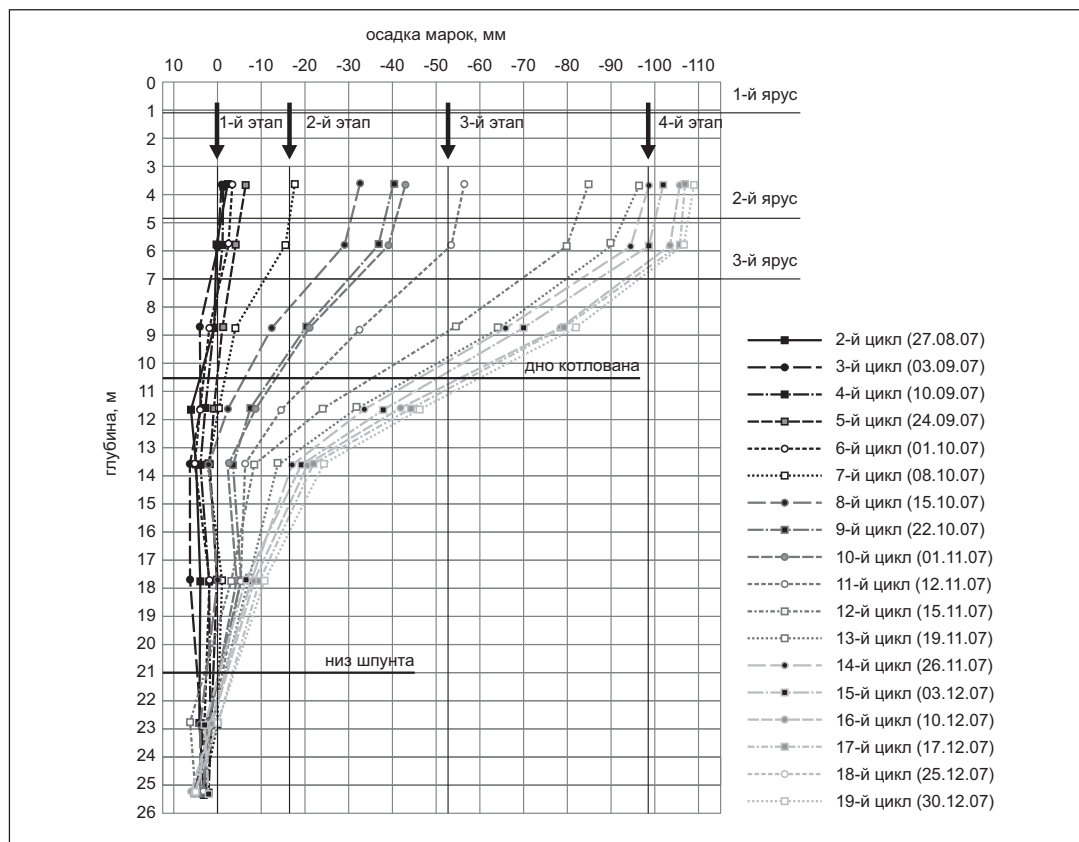


Рис. 4.30. Графики развития осадок (мм) глубинных марок в скважине ИЭ 8 по контрольным циклам наблюдений

При рассмотрении опытной площадки на Лиговском проспекте поведение грунта оказывается аналогичным. Скорость развития горизонтальных смещений ограждения котлована и массива грунта также оказывается равной 30 мм/сут.

Совсем рядом с опытной площадкой на Лиговском проспекте находится объект подземного строительства на площади Восстания. Эти площадки интересно сравнить, поскольку здесь не может быть сомнений в близости инженерно-геологических условий и свойств грунтов. Но при устройстве первых двух подземных уровней на площади Восстания по технологии top-down массив грунта проявлял существенно иной отклик на откопку котлована, чем на Лиговском проспекте. Деформации ограждения котлована развивались крайне медленно, несмотря на плотное примыкание двух сторон котлована к исторической застройке. При откопке котлована на глубину 7 м скорость развития деформаций составляла 0,15 мм/сут, а при экскавации на большую глубину увеличилась до 1 мм/сут. Интересно отметить, что наибольшие деформации ограждения происходили у свободных сторон площадки (вдоль городских улиц). С позиций классических расчетных схем данная ситуация совершенно необъяснима, поскольку вес здания приводит к существенному увеличению горизонтальных на-

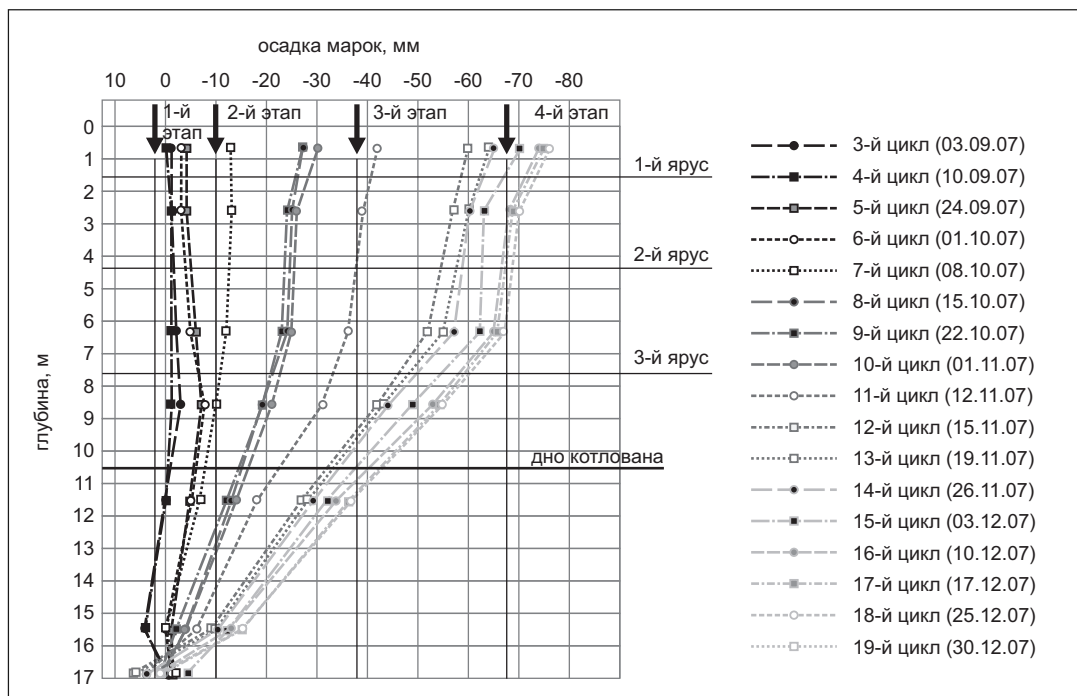


Рис. 4.31. Графики развития осадок (мм) глубинных марок в скважине ИЭ 2 по контрольным циклам наблюдений

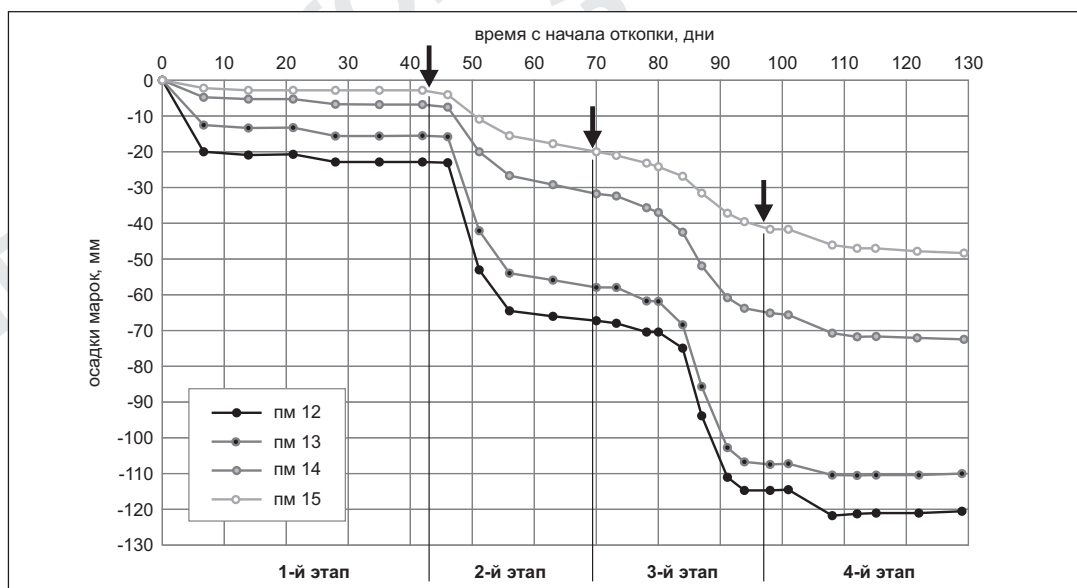


Рис. 4.32. Графики развития осадок (мм) поверхностных марок 12-15 во времени

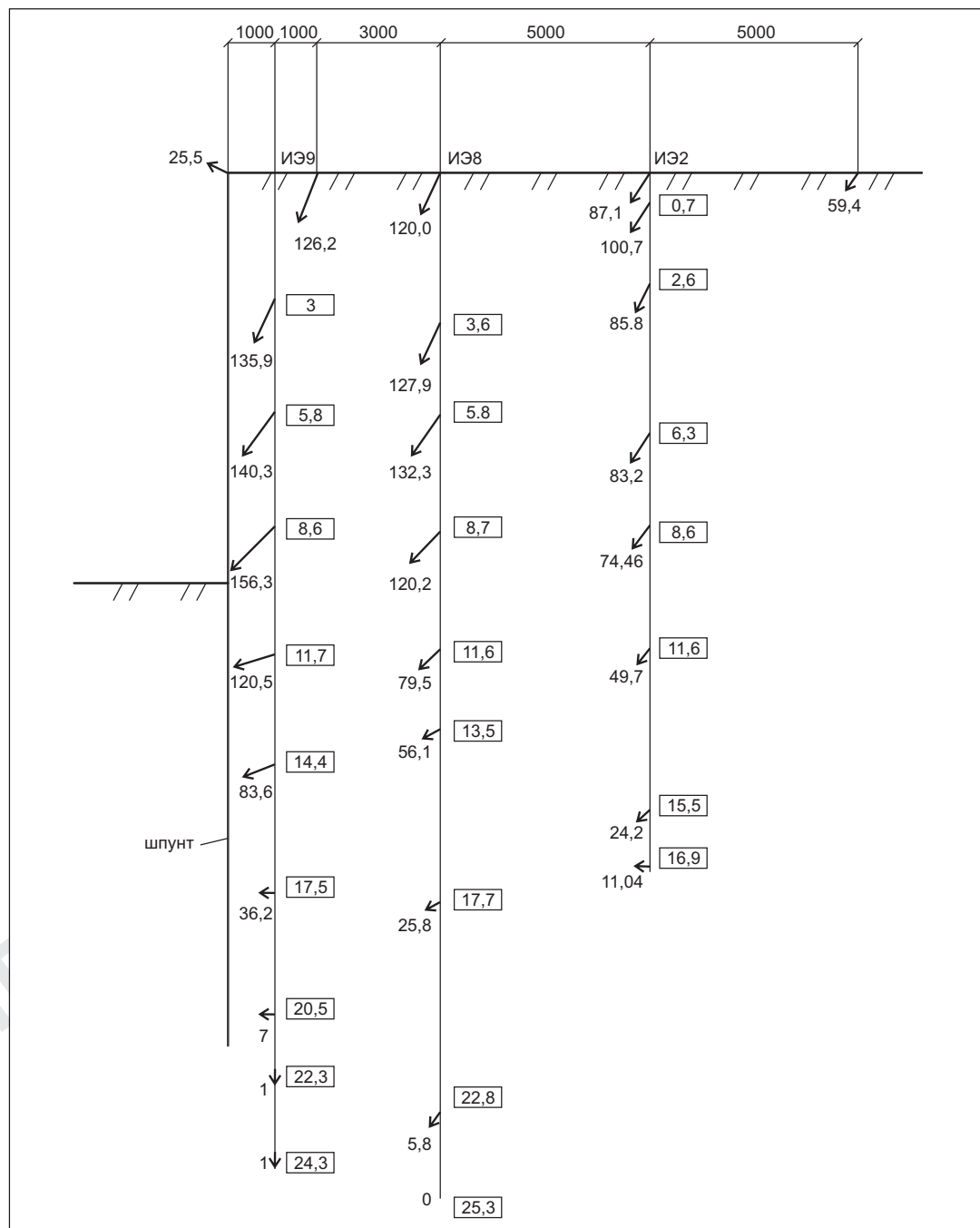


Рис. 4.33. Векторы перемещений на момент окончания измерений на опытной площадке. Цифрами обозначены величины перемещений (мм). Цифрами в рамке обозначены глубины точек, в которых построены векторы (м)

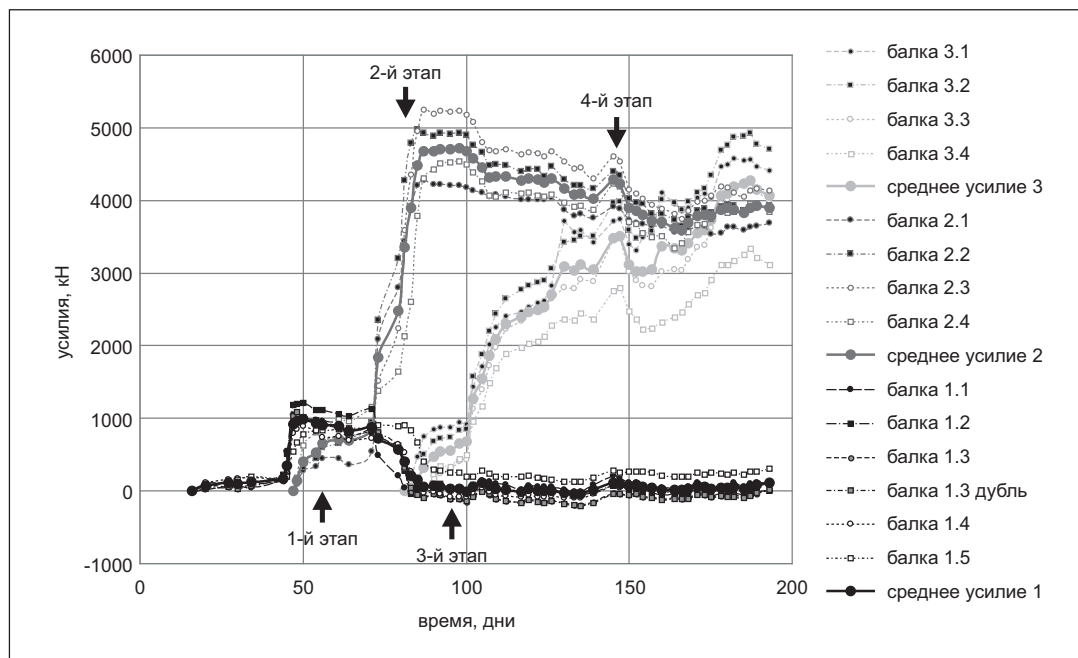


Рис. 4.34. Графики развития усилий (кН) в распорных конструкциях опытного котлована. Данные тензометрических наблюдений

грузок на ограждение. Авторы проекта объясняли эту разницу наличием ленты закрепленного грунта по технологии jet grouting вдоль примыкания к зданиям (см. рис. 4.15). Однако, с нашей точки зрения, эффективность данного закрепления крайне мала с позиции любой расчетной модели.

При разработке грунта на 3-м и 4-м уровнях скорость развития деформаций массива грунта существенно увеличилась (см. рис. 4.19). В процесс деформирования была вовлечена значительная территория вокруг котлована.

Разница в поведении одних и тех же грунтов на перечисленных площадках заключается в чувствительности водонасыщенных глинистых грунтов малой и средней степени литификации к техногенным воздействиям. Вокруг опытных котлованов у Мариинского театра и на Лиговском проспекте активно велись строительные работы по устройству свай, вибропогружению шпунта, откопке пионерных котлованов и пр. При этом у Мариинского театра влияние одного только изготовления свай было настолько велико, что оно привело к сверхнормативным осадкам соседней застройки (до 30 мм) на расстоянии более 15 м. На Комендантской площади и площади Восстания в период откопки котлована окружающий массив грунта не подвергался сколько-нибудь существенным техногенным воздействиям. Примечательно, что на этих площадках наибольшие деформации ограждения котлована наблюдались именно в тех зонах, где имело место динамическое воздействие транспорта: возле трамвайных путей на Комендантской площади и вдоль улицы Восстания, где был организован подъезд тяжелой техники.

РАЗДЕЛ III. ВОДОНАСЫЩЕННЫЙ ГЛИНИСТЫЙ ГРУНТ КАК ВЯЗКОПЛАСТИЧЕСКАЯ СРЕДА

Глава 5. Сопоставление результатов натурных наблюдений и представлений теории фильтрационной консолидации

5.1. Границы и критерии применимости теории фильтрационной консолидации

Теория фильтрационной консолидации, основные принципы которой были заложены К. Терцаги в 1925 г. (см. К. Терцаги, 1961), рассматривает грунт как среду, состоящую из двух взаимосвязанных фаз: пористого структурного каркаса (скелета) и свободной воды. При этом в данной среде не предполагается наличия структурных связей и особых свойств воды. В основе теории лежит принцип эффективных напряжений, сформулированный К. Терцаги.

Сущность принципа Терцаги заключается в том, что объемные деформации полностью водонасыщенного грунта связывают исключительно с вытеснением водной фазы, а величины собственного сжатия воды и минеральных частиц структурного каркаса пренебрегают. Напряжения σ , приложенные к поверхности элементарного объема грунта, в начальный момент времени полностью воспринимаются жидкой фазой, а затем по мере ее отжатия передаются на структурный каркас грунта. Таким образом, в любой момент времени справедливо равенство

$$\sigma = U + \sigma^{ef}, \quad (5.1)$$

которое и называют обычно принципом Терцаги. В выражении (5.1) символом U обозначено давление в жидкой фазе (поровое давление), σ^{ef} — «эффективное» напряжение, приходящееся на структурный каркас.

Приложение нагрузки приводит к возникновению некоторого начального порового давления. Процесс отжатия воды под действием градиента поровых давлений в сторону дренирующей поверхности определяется законом ламинарной фильтрации. По мере отжатия воды поровое давление падает, а эффективные напряжения в скелете возрастают, что сопровождается деформацией основания. В расчеты вводится дополнительная характеристика грунта, называемая коэффициентом фильтрации и характеризующая сопротивление отжатию воды из грунта.

Теория фильтрационной консолидации получила развитие в трудах Н.М. Герсеванова, Д.Е. Польшина (1948) и многих других исследователей. К фундаментальным работам по теории консолидации относятся труды В.А. Флорина (1961), М. Био (1941), Ю.К. Зарецкого (1967). За рубежом наиболее популярна связанная теория упругости и консолидации М. Био.

Для описания характера деформирования скелета грунта применяют соотношения между напряжениями и деформациями (обобщенный закон Гука). К ним добавляют уравнение сплошности

$$v_{i,i} + ((1 - m_s) / M_w)u = ((k_i / \gamma_w) u_{,i})_{,i}, \quad (5.2)$$

где $u_{,i}$ — скорость изменения порового давления; $v_{i,i} = \partial \varepsilon_v / \partial t$ — скорость изменения объемной деформации грунта ε_v ; $1 - m_s$ — пористость грунта; M_w — модуль сжимаемости поровой воды; k_i — коэффициент фильтрации; γ_w — удельный вес воды; $((k_i / \gamma_w) u_{,i})_{,i}$ — фильтрационный расход поровой жидкости в элементарном объеме грунта.

Основные направления развития теории фильтрационной консолидации можно представить следующим образом:

- учет переменности коэффициента фильтрации при уплотнении (что сопровождается уменьшением пористости и, следовательно, снижением проницаемости грунта); переменность коэффициента фильтрации выражается эмпирической зависимостью от коэффициента пористости;
- учет начального градиента напора;
- учет газообразной фазы (растворенной в воде и повышающей ее сжимаемость либо содержащейся в виде пузырьков; в последнем случае рассматривают деформацию и движение пузырьков газа);
- учет взаимодействия скелета с водой.

Согласно теории М. Био, рост порового давления в отличие от представлений К. Терцаги вызывает объемную деформацию скелета, причем модуль расширения объема грунта предполагается равным модулю объемного сжатия. В теории объемных сил Ю.К. Зарецкого также представляется активное взаимодействие воды и скелета, однако модуль объемного расширения превышает модуль сжатия.

Для глинистых грунтов, находящихся в нестабилизированном состоянии, условие прочности с учетом принципа Терцаги записывается следующим образом. Исходя из предположения о том, что сопротивление сдвигу может оказывать только структурный каркас (скелет) грунта, тотальные напряжения в выражении (5.1) заменяют эффективными:

$$\tau = (\sigma - u) \operatorname{tg} \varphi + c, \quad (5.3)$$

где u — поровое давление.

В выражении (5.3) φ и c — консолидированные характеристики прочности. Запись критерия прочности в (5.3) имеет весьма важные гносеологические последствия. В частности, на ней строится представление о роли порового давления как основного фактора, приводящего к потере устойчивости основания. Такой подход в настоящее время является общепринятым, несмотря на вполне обоснованную критику Н.Я. Денисова (1951, 1957, 1972), Н.Н. Маслова (1982), И.М. Горьковой (1975) и др., указывающих на подчиненную роль по-

рового давления по отношению к основной причине потери устойчивости, заключающейся в нарушении прочности структурных связей в грунте.

В качестве критериев применимости теории фильтрационной консолидации для описания процесса деформирования грунтового массива часто используются параметры, так или иначе связанные с естественной влажностью грунта W . Н.А. Цытович (1981) отметил, что теория фильтрационной консолидации, рассматривающая уплотнение во времени грунтовых масс с наличием в них свободной, гидравлически непрерывной воды, в полной мере применима лишь для глинистых грунтов текучепластичной консистенции, поскольку поровая вода связана с минеральным скелетом.

Согласно Н.Н. Маслову (1982), применение теории фильтрационной консолидации ограничивается грунтами с нарушенной структурой, текучей и текучепластичной консистенции. В соответствии с выдвинутой им теорией плотности-влажности (Н.Н. Маслов, 1941, 1977) процесс чисто фильтрационной консолидации происходит при степенном показателе $n = 2$ в уравнении, связывающем промежутки времени консолидации T и t в пластах различной мощности (соответственно H и h) в однообразной обстановке:

$$T = t (H / h)^n.$$

При этом для глинистых отложений показатель $n = 2$ отвечает текучей консистенции грунта ($I_L \geq 1,0$), то есть

$$W \geq W_L,$$

где W_L — влажность на границе текучести.

По Ю.К. Зарецкому (1988), в качестве однофазного может рассматриваться глинистый грунт при влажности, равной максимальной молекулярной влагоемкости $W_{\text{мм}}$, что для глинистых грунтов соответствует влажности на границе раскатывания W_p , то есть при $W > W_{\text{мм}} = W_p$ грунт является двухфазным.

В ряде исследований рассматривают два характерных состояния грунта в зависимости от коэффициента водонасыщения S_r (степени влажности) (З.Г. Тер-Мартirosян, 1990). При $S_r > 0,7-0,8$ грунт описывают моделью многофазной среды, в противном случае — моделью квазиоднофазной среды. Приведенное неравенство с учетом зависимости $S_r = W / W_{\text{sat}}$ будет выглядеть следующим образом:

$$W > (0,7-0,8) W_{\text{sat}}, \quad (5.4)$$

где W_{sat} — полная влагоемкость (влажность, соответствующая полному водонасыщению).

З.Г. Тер-Мартirosян, исходя из одновременности действия двух факторов: деформаций ползучести скелета и отжатия поровой воды из грунта при условии выполнения неравенства (5.4), предложил следующий критерий оценки роли этих факторов в реологическом

процессе. Для грунтов с коэффициентом фильтрации $K \geq 10^{-5}$ см/с при $\mu_c \leq 0,001$ скорость протекания объемных деформаций будет обусловлена в основном вязким сопротивлением поровой жидкости при отжати; при $K \leq 10^{-8}$ см/с и $\mu_c \geq 10$ — главным образом ползучестью скелета (здесь $\mu_c = \delta L^2 / c_v$, где δ — параметр ползучести скелета грунта; L — наибольшее расстояние точек массива до дренирующей поверхности; c_v — коэффициент консолидации).

Согласно исследованиям А.И. Ксенофонтова (1962), глины, имеющие коэффициент фильтрации $K < 10^{-3}$ м/сут, нельзя рассматривать как двухфазные системы, поскольку мощность уплотняющейся толщи в таких глинах очень невелика. Аналогичный вывод был сделан А.Л. Гольдиным (1973).

Н.Н. Маслов отмечал, что при рассмотрении условий уплотнения глинистых грунтов с ненарушенной структурой необходимо учитывать влияние на ход консолидации характера поровой воды различной природы (Н.Н. Маслов, 1951). По мнению М.Н. Гольдштейна (1979), основной дефект теории фильтрационной консолидации состоит в том, что она не учитывает вязкопластические свойства связанной воды и пластический характер сдвига смещающихся при уплотнении частиц, соприкасающихся друг с другом через оболочки связанной воды.

Особые свойства связанной воды в грунте влияют, в частности, на отклонение фильтрации воды через грунт от зависимости Дарси. Сущность этого отклонения заключается в том, что при градиентах напора i , меньших некоторой величины i_0 , называемой начальным градиентом напора, явление движения воды в порах настолько незначительно, что им можно пренебречь (В.А. Флорин, 1961), то есть при $i < i_0$ скорость фильтрации $v_f = 0$; при $i > i_0$

$$v_f = K(i - i_0), \quad (5.5)$$

$$i = (1 / \gamma_w) (\partial u / \partial l), \quad (5.6)$$

где l — путь фильтрации; u — поровое давление.

По данным С. Хансбо (S. Hansbo, 1960), начальный участок зависимости скорости фильтрации от градиента напора при $0 < i < i_0$ не является нулевым ($v_f \neq 0$), а описывается уравнением

$$v_f = \lambda i^m, \quad (5.7)$$

где λ и m — некоторые параметры.

Роль начального градиента напора, согласно Н.Н. Маслову (1982), заключается в определении им мощности сжимаемой толщи: в области, где

$$i > i_0, \quad (5.8)$$

уплотнение будет идти в соответствии с представлениями теории фильтрационной консолидации. Если же условие (5.8) не выполняется, влажность грунта останется практически без изменений.

Природа начального градиента напора большинством исследователей (А.Г. Арье, 1982, 1983; Н.Ф. Бондаренко, 1973; Н.Ф. Бондаренко, С.В. Нерпин, 1972; Р.Э. Дашко, 1982; Б.В. Дерягин, Н.А. Крылов, 1941; С.В. Нерпин, А.Ф. Чудновский, 1967) связывается с особыми свойствами воды в поле действия тонкодисперсных частиц.

Установлено, что начальный градиент напора глинистых пород зависит от их гранулометрического и минералогического состава, естественной влажности, плотности и температуры. Все перечисленные факторы влияют на удельную поверхность пород, характер их порового пространства, следовательно, на структуру воды и степень ее подвижности. Начальный градиент возрастает при увеличении содержания глинистой фракции в породе (Р.Э. Дашко, 1985).

В практике анализа и расчетов пользуются экспериментальными определениями величины i_0 , которые заключаются в проведении фильтрационных испытаний при сохранении жесткости и неподвижности скелета грунта. В то же время фильтрационная консолидация может происходить только при разрушении структурных связей (И.М. Горькова, 1975). Принципиальная разница между передачей давления столбом воды и с помощью штампа, на которую указывал еще Л. Рендулик (L. Rendulic, 1936), обусловлена различным механизмом нарушения структуры грунта. В связи с этим Р.Э. Дашко (1982) было введено понятие градиента начала фильтрационной консолидации I_0 .

При выполнении условия

$$I > I_0 \quad (5.9)$$

имеет место процесс фильтрационной консолидации.

Согласно исследованиям Р.Э. Дашко (1982), градиент I_0 для водонасыщенных глинистых пород естественного сложения является функцией содержания глинистой фракции M_c и степени литификации породы и может быть оценен по эмпирической формуле

$$I_0 = A \sqrt{M_c} \quad (5.10)$$

Коэффициент A зависит от типа глинистой породы и степени ее литификации (табл. 5.1).

В глинистых грунтах высокой степени литификации определение I_0 не имеет практического значения. Формула (5.10) получена Р.Э. Дашко на основе лабораторных испытаний по схеме одномерного уплотнения при двустороннем оттоке воды.

Впервые начальный градиент напора i_0 был обнаружен в опытах, проведенных в 1929 г. Н.П. Пузыревским (1931). В 1935 г. К.П. Лундин (1953) наблюдал явление начального градиента напора при фильтрации воды через торф и определил, что его величина возрастает с увеличением плотности грунта. Это явление также зафиксировано в опытах Б.В. Дерягина

Таблица 5.1

Значения коэффициента A (по данным Р.Э. Дашко)		
Степень литификации породы	Разности пород	
	пылеватые	непылеватые
Малая	70–100	50–70
Средняя	120–150	100–120

и Н.А. Крылова (1941). В 1940 г. С.А. Роза (1959) и Б.Ф. Рельтов (1956) установили, что отклонение от закона Дарси характерно для фильтрации через плотные глины. С.А. Роза (1950) показал, что начальный градиент напора зависит от плотности и влажности глинистых пород. В 1961–1971 гг. М.Ю. Абелевым (1973) было отмечено это явление при фильтрации через уплотняемые образцы водонасыщенных глинистых грунтов природной структуры.

Учет начального градиента напора применительно к задачам теории фильтрационной консолидации впервые рассматривал С.А. Роза (1959): распределение напоров вычислялось без учета влияния i_0 , далее выделялись области, в которых градиенты напора больше или меньше начального.

В.А. Флориным (1961) получено решение теории фильтрационной консолидации с учетом начального градиента напора, базирующееся на зависимости (5.5). При постоянном коэффициенте фильтрации начальный градиент напора сказывается лишь при определении скорости фильтрации и в формулировке граничных условий и не влияет на вид уравнений уплотнения. В.А. Флорин рассматривал глинистый грунт как среду, обладающую структурными связями: до момента нарушения структурных связей при нагружении уплотнение глинистых грунтов незначительно, после разрушения связей одновременно развиваются процессы оттока воды и деформации ползучести скелета. Для описания процесса ползучести скелета В.А. Флорин применил уравнения Больцмана — Вольтерра в интерпретации Г.Н. Маслова — Н.Х. Арутюняна.

Ю.К. Зарецкий (1988) математически обосновал возможности применения модели В.А. Флорина для описания поведения одно-, двух- и многофазных глинистых отложений и предложил рассматривать первичную и вторичную консолидацию как одновременно протекающие процессы.

Н.А. Цытович (1979) предложил в 1967 г. метод расчета осадки фундаментов по эквивалентному слою с учетом структурной прочности сжатия и начального градиента напора, базирующийся на условии (5.8). Такой учет приводит к локализации деформаций грунта в основании в границах некоторого сжимаемого слоя. Концепция развития деформаций в пределах ограниченной сжимаемой толщи сформулирована Б.И. Далматовым и использована им при разработке метода расчета осадки фундаментов (1988).

Задача нелинейной консолидации слоя грунта при устройстве песчаной подушки с учетом начального градиента напора как функции порового давления и структурной прочности грунта решена М.Ю. Абелевым (1983). Им же на основе решений осесимметричной задачи Л. Рендулика (1936), Р. Баррона (1948), а также теории Н. Карилло рассмотрена задача кон-

солидации грунтов при вертикальном дренировании с учетом начального градиента напора и структурной прочности сжатия.

Н.А. Цытович и З.Г. Тер-Мартirosян (1981) рассмотрели задачу одномерного уплотнения многофазного грунта с учетом билинейной компрессионной зависимости (структурной прочности σ_{str}); при $\sigma < \sigma_{str}$ грунт наделяется коэффициентами относительной сжимаемости m_{v1} и фильтрации k_1 ; при напряжениях $\sigma > \sigma_{str}$ — коэффициентами m_{v2} и k_2 . При этом считается, что если в момент времени $t = 0$ $\sigma > \sigma_{str}$, то по всей высоте слоя грунта произойдет лавинное разрушение структуры и начнется обычный процесс фильтрационной консолидации. В противном случае предполагается, что произойдет перераспределение напряжений между фазами грунта вследствие отжатия воды и в некоторой области эффективные напряжения σ могут оказаться больше σ_{str} . По мере рассеивания порового давления граница, на которой $\sigma = \sigma_{str}$, будет перемещаться в сторону от дренирующей поверхности, то есть область фильтрационной консолидации будет расширяться.

По аналогии с этим для учета начального градиента напора Н.А. Цытович и З.Г. Тер-Мартirosян (1981) предложили билинейную зависимость скорости фильтрации от градиента напора: при $i < i_0$ фильтрация характеризуется коэффициентом k_1 ($k_1 \ll k_2$). В этом случае в уплотняемом грунте образуются две зоны (активная и мертвая) со смещающейся во времени границей, на которой $i = i_0$. Правомерность предложенного решения, по мнению авторов, нуждается в экспериментальном обосновании.

Вопрос о существовании начального градиента напора стал предметом дискуссий в механике грунтов. Многие исследователи, проводившие испытания на пастах, указывали на отсутствие начального градиента напора. Нелинейность зависимости $v_f = f(i)$ связывалась с растворением защемленных в порах грунта пузырьков воздуха при возрастании градиента напора (М.Н. Гольдштейн, 1979). В.М. Павилонский (1967) и В.Н. Жиленков (1968, 1976) относили фиксируемый в опытах начальный градиент к методическим ошибкам и погрешностям измерений.

Отрицание существования начального градиента напора в грунтах базируется на двух обстоятельствах, с которыми сталкивается исследователь при лабораторных испытаниях:

1) трудность сохранения естественной структуры грунта и невозможность сохранения природного состояния воды в образце, в особенности для водонасыщенных глинистых грунтов малой и средней степени литификации;

2) неадекватность работы образца в приборе и в массиве грунта.

Существенность последнего обстоятельства, в частности, подчеркивал Н.Н. Маслов (1982), указывая на разницу почти в три порядка между градиентами в природных и лабораторных условиях. Этот эффект отмечался также в работах А.И. Ксенофонтова (1962), Р.Э. Дашко (1985), О.Р. Голли (1990): на практике строительная нагрузка настолько мала, что зона фильтрационной консолидации в глинистых грунтах естественного сложения (за исключением отложений с невысоким содержанием глинистой фракции) незначительна по сравнению с зоной, где деформации обусловлены вязкими свойствами грунта. В связи с этим наибольший интерес представляет анализ натурных исследований условий протекания процессов консолидации, которые свободны от погрешностей лабораторных испытаний.

5.2. Анализ результатов натурных исследований с позиции теории фильтрационной консолидации

5.2.1. Сопоставление фактической работы оснований опытных полигонов и представлений теории фильтрационной консолидации

Натурные эксперименты, посвященные исследованию изменения напряженно-деформированного состояния основания при квазистатическом нагружении, изложенные в главе 3, обладают весьма ценным качеством: они сопоставимы по инженерно-геологическим условиям, характеру нагружения и величинам нагрузок и различаются только условиями дренирования. Это позволяет оценить роль и вклад фильтрационной консолидации в процесс деформирования глинистых грунтов. (Заметим, что рассмотренные в главе 4 натурные исследования работы массива грунта при квазистатической разгрузке, обусловленной устройством глубоких котлованов, анализировать с использованием аппарата теории фильтрационной консолидации заведомо непродуктивно, поскольку при разгрузке уплотнение грунта отсутствует.)

На полигонах № 2 и 3 в процесс деформирования была вовлечена вся дренированная толща, величина и скорость развития осадки вполне согласовывались с представлениями классической теории фильтрационной консолидации.

Принципиально иным образом развивалась осадка на полигоне № 1, где дрены отсутствовали. Величина осадки здесь оказалась почти на порядок меньше при сходных сроках относительной стабилизации. Согласно представлениям классической теории фильтрационной консолидации, конечная осадка основания полигона № 1 должна иметь сходные значения, что и на дренированных полигонах, но отставать во времени из-за значительного пути фильтрации. В реальности же после наступления относительной стабилизации осадки на всех опытных полигонах наблюдалась идентичная картина развития осадки с постоянной скоростью до 5 мм в год.

Если полагать, что разница в процессах деформирования дренированных и недренированного полигонов петербургской защитной дамбы объясняется только скоростью отжатия воды, то остаются непонятными следующие явления.

- Почему осадка полигона № 1 (без дрен) затормозилась через два года после приложения нагрузки, достигнув всего 60 мм?
- Почему осадка полигона № 1 (без дрен) протекала в течение этих двух лет быстрее, чем это позволяют коэффициенты фильтрации глинистых грунтов основания?
- Почему после этого скорость развития осадки полигона № 1 вышла на постоянную величину (около 5 мм в год), такую же, как на дренированных полигонах № 2 и 3 через два года после их дренирования и нагружения, несмотря на разницу в накопленных осадках почти на порядок?
- Почему в течение года после оборудования опытных полигонов осадка основания от веса первичной насыпи (отсыпанной до отметки +1,0...+1,5 м БС) не наблюдалась, а после дренирования стала интенсивно развиваться без дополнительного нагружения?

Привлечение к рассмотрению результатов измерения порового давления ничуть не помогает традиционному объяснению. Поровое давление одинаково быстро рассеивалось как на полигонах с дренами, так и на полигоне без дрен, что сопровождалось осадкой, отличающейся почти на порядок.

Итак, перед нами пример принципиально различного отклика дренированного и недренированного основания на нагружение.

Натурные исследования, проведенные на сооружениях защиты Санкт-Петербурга от наводнений (см. главу 3), позволяют убедиться в справедливости представлений о начальном градиенте фильтрационной консолидации. Именно его существованием может быть объяснено принципиальное различие в деформационном поведении дренированных и недренированных оснований. Начальный градиент ограничивает зону развития осадки уплотнения ближайшими метрами от дренирующей поверхности (Р.Э. Дашко, 1982; А.Г. Шашкин, 1991).

Ярким свидетельством наличия градиента начала фильтрационной консолидации является факт инициирования процессов уплотнения без дополнительной пригрузки при устройстве вертикальных дрен.

На рис. 5.1 и 5.2 приведены графики зависимости относительной деформации ϵ и скорости ее развития $\dot{\epsilon}$ от градиента напора I , построенные по результатам натурных исследований на опытных полигонах № 2 и 3 с учетом измеренных значений избыточных поровых давлений (А.Г. Шашкин, 1991). Эти графики позволяют установить величину градиента начала фильтрационной консолидации $I_0 = 3,5 \dots 4,5$. Данные значения оказываются на порядок

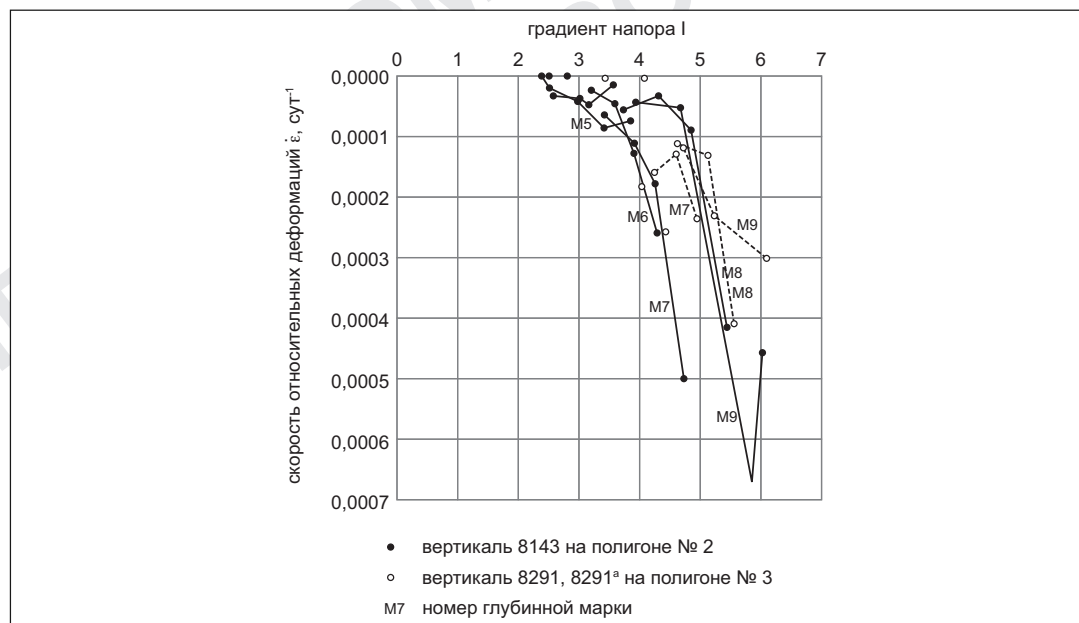


Рис. 5.1. График зависимости начальной скорости относительных деформаций от градиента напора, вызванного применением внешней нагрузки



Рис. 5.2. Графики зависимости относительной деформации ϵ от градиента напора, вызванного приложением внешней нагрузки (экспликацию см. на рис. 5.1)

меньшими, чем определенные по эмпирической зависимости (5.10), что отражает явно выраженную анизотропию фильтрационных свойств ленточных суглинков: коэффициент фильтрации по горизонтали значительно выше коэффициента фильтрации по вертикали. Это способствует горизонтальному движению воды в вертикальные дрены.

При $I < I_0$ начальная скорость относительной деформации и относительная деформация минимальны. Этому состоянию отвечают точки, находящиеся возле нижней границы сжимаемой толщи на дренированных полигонах, а также на полигоне № 1 (без дрен) на границах ниже 2 м под подошвой насыпи.

При $I > I_0$ наблюдается увеличение ϵ и $\dot{\epsilon}$ до максимальных значений, которые в среднем равны: $\epsilon = 4\%$, $\dot{\epsilon} = 5 \cdot 10^{-4} \text{ сут}^{-1}$. Этому состоянию соответствуют точки в зоне интенсивных деформаций на дренированных полигонах. Таким образом, параметр I_0 соответствует порогу начала интенсивных деформаций в дренированном основании и отвечает началу процесса фильтрационной консолидации.

Введение понятия «градиент начала фильтрационной консолидации» позволяет понять разницу в конечных осадках дренированных и недренированных полигонов, но не дает исчерпывающего объяснения характера деформирования основания полигона № 1 по глубине.

Действительно, зона фильтрационной консолидации на полигоне № 1 при начальном градиенте $I_0 = 4,5$ должна ограничиваться первыми метрами под подошвой песчаной насыпи. Однако реально измеренная зона развития деформаций достигает 15 м, затрагивая практически всю толщу глинистых грунтов малой и средней степени литификации. Отсюда следует вывод о том, что осадка здесь имеет иную природу, не связанную с одними только консолидационными процессами.

Помимо отмеченного имеются и другие явные несоответствия реального поведения грунтов в основании и представлений теории фильтрационной консолидации. К ним относятся такие явления, как поднятие марок в краевых зонах полигонов № 1 и 4, горизонтальные смещения грунта, вызвавшие перегиб диэлектрической трубки на полигоне № 2, образование валов выпора в период отсыпки первичной насыпи, которые проявились в виде «ост-

ровков» в акватории Финского залива (к сожалению, расположение насыпи в акватории и наличие каменной обваловки краевых зон исключило возможность инструментального исследования величины горизонтального смещения грунтов в основании).

В связи с этим весьма интересны натурные измерения, проведенные Шведским геотехническим институтом в 1980-х гг. на площадке Antoniny в Польше (W. Wolski, R. Larsson и др., 1988), в которых измерялись не только вертикальные, но и горизонтальные деформации основания насыпи. Последние под краем насыпи достигали третьей части вертикальной осадки по центру (рис. 5.3, 5.4).

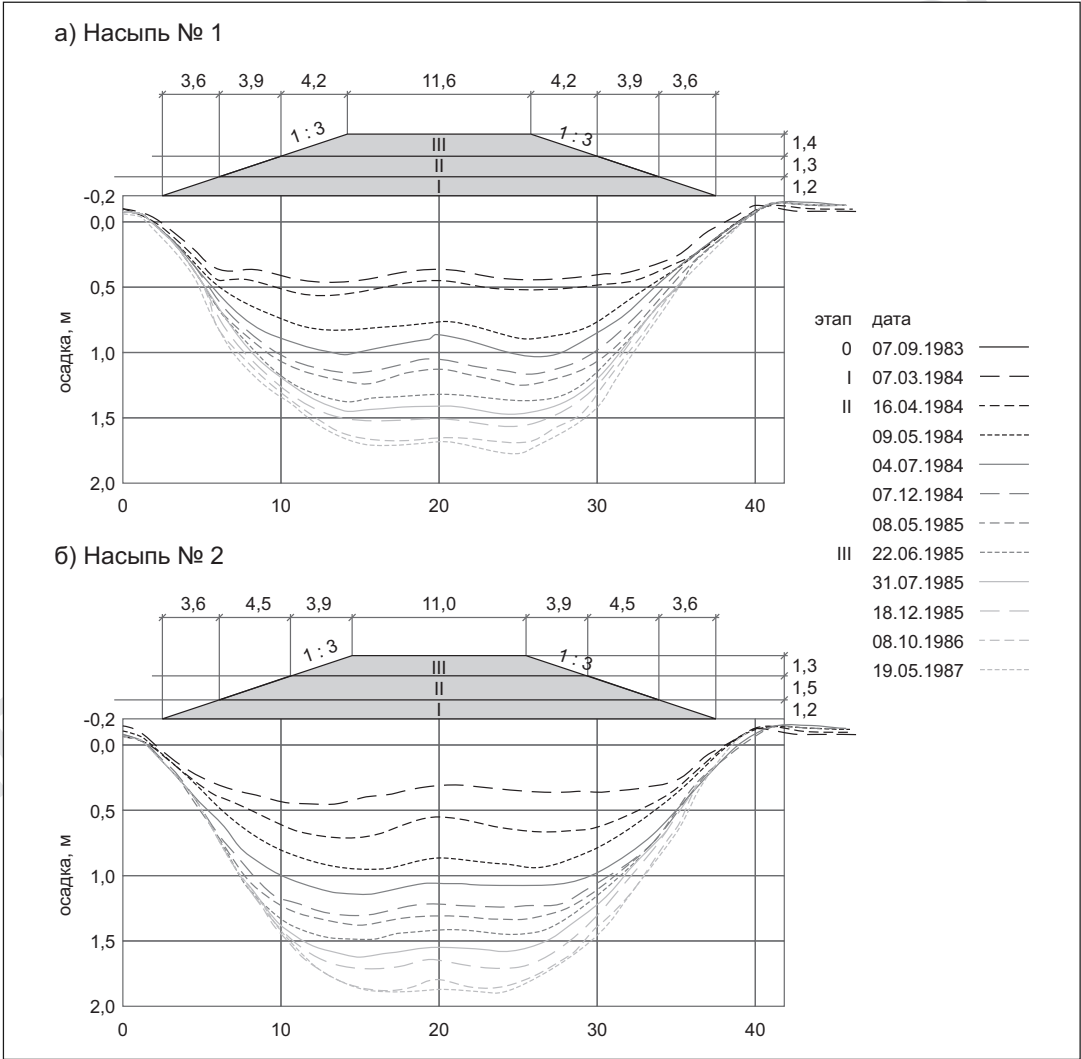


Рис. 5.3. Осадка основания опытной насыпи (W. Wolski, R. Larsson и др., 1988)

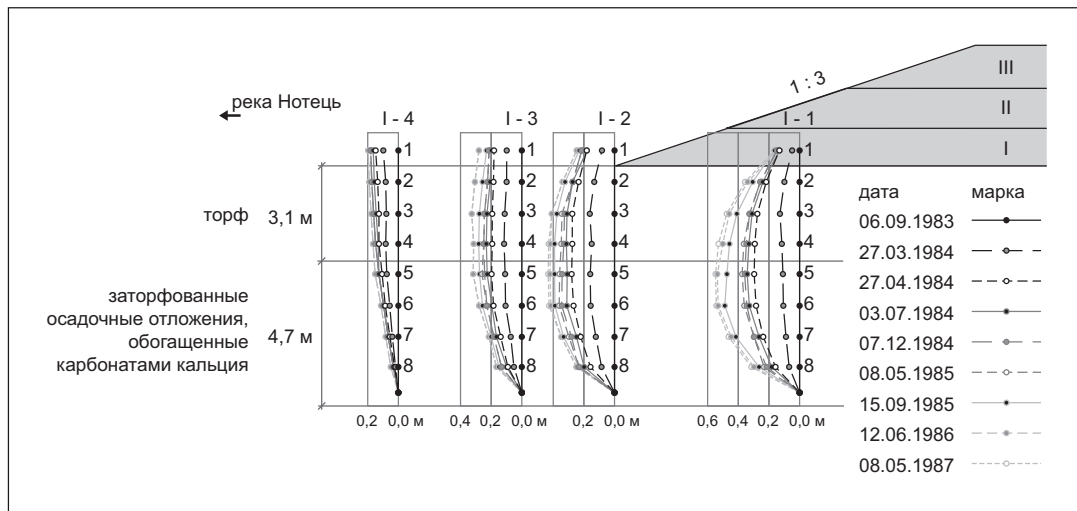


Рис. 5.4. Горизонтальные смещения опытной насыпи (W. Wolski, R. Larsson и др., 1988)

Зададимся простым вопросом: если осадка опытной насыпи (равная 1,8 м) определяется исключительно консолидацией основания, то как с этим объяснением уживаются горизонтальные смещения по 0,6 м в каждую сторону от оси насыпи, протекающие в течение достаточно длительного времени? Как с позиций теории фильтрационной консолидации может быть объяснена специфическая форма деформированной насыпи: под центром насыпи осадка меньше, чем в краевых зонах? Таким образом, становится очевидным, что процесс фильтрационной консолидации не является единственным фактором, влияющим на осадку насыпи.

К таким же выводам можно прийти, анализируя результаты натурных исследований на опытных площадках Vasby в Швеции, на которых начинал наблюдения Карл Терцаги (Y.C. E. Chan, 1981; С. Леруэй, 2007) (рис. 5.5).

Эта площадка на протяжении многих десятилетий используется для подтверждения справедливости представлений теории фильтрационной консолидации. На этой площадке не измерялись боковые смещения грунта основания, однако сама форма деформирования насыпи не оставляет сомнения в их наличии. Но еще любопытнее факт существования избыточного, то есть выше гидростатического, порового давления в глинистых грунтах основания. Его наличие никак не соответствует фазе вторичной консолидации, с которой многочисленные исследователи уже более 30 лет связывают наблюдаемые осадки. В связи с этим появляются уточнения теории, согласно которым вторичная консолидация обуславливает возникновение поровых давлений, то есть первичную консолидацию, и оба процесса развиваются параллельно (С. Леруэй, 2007).

Таким образом, в реальных условиях при действии локальных нагрузок всегда проявляются не только вертикальные перемещения (осадка), но и боковые перемещения грунта. Такая картина деформирования является естественной и неизбежной для любой сплошной среды с коэффициентом Пуассона, отличным от нуля. Уже только с позиций механики

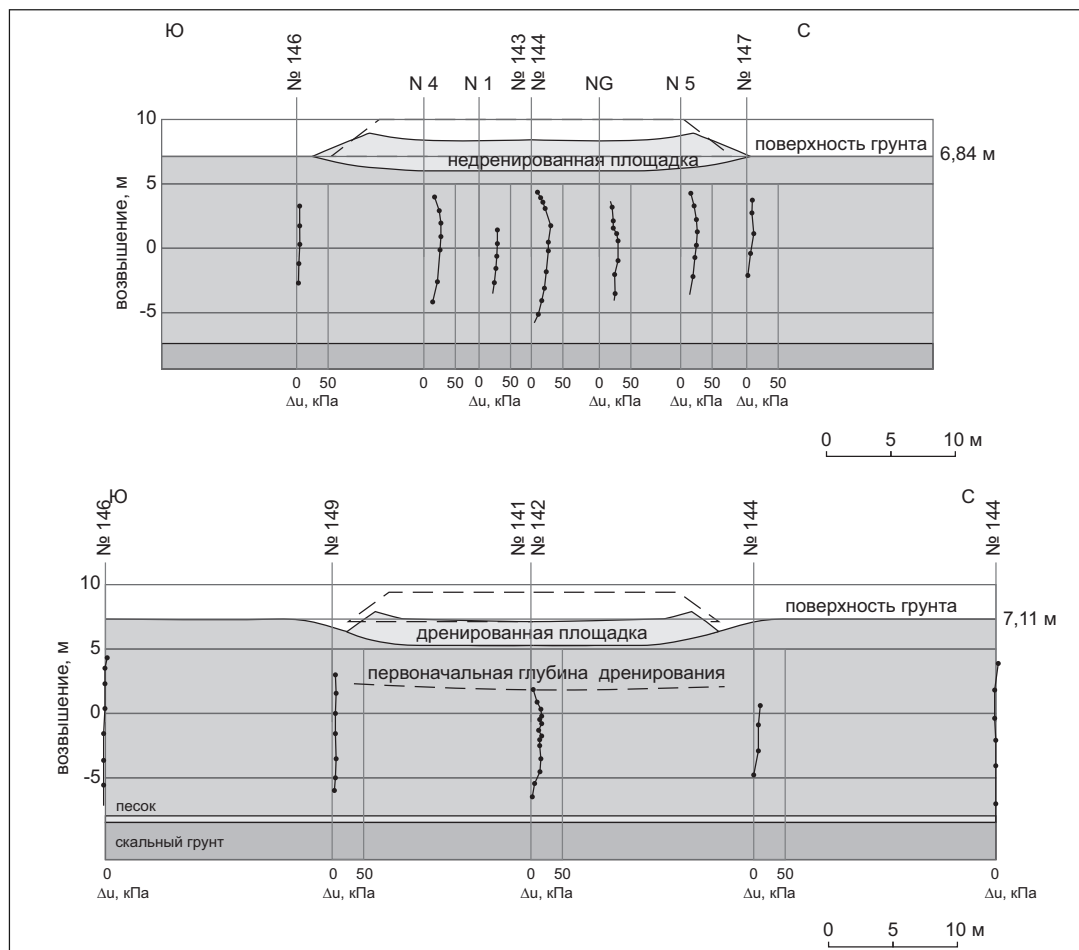


Рис. 5.5. Избыточное поровое давление на недренированной и дренированной опытных площадках соответственно через 7800 и 8500 дней после нагружения (Y.C. E. Chan, 1981)

сплошной среды становится очевидной некорректность описания осадки исключительно с позиций одномерной консолидации.

Тем не менее объяснение происходящей во времени осадки посредством теории консолидации в одномерной постановке получило распространение и, в частности, было применено для анализа деформаций упомянутых выше зарубежных опытных площадок. Популярность одномерной постановки связана не только с ее простотой, но и с тем обстоятельством, что она позволяет избежать следующего псевдоэффекта. Он состоит в том, что применение теории фильтрационной консолидации в плоской или пространственной постановке связано с появлением в момент приложения нагрузки существенной мгновенной осадки. Как можно убедиться на примере описанных опытных площадок, такая мгновенная осадка не наблюдается в действительности даже в случае очень быстрого (в течение суток) приложения нагрузок.

5.2.2. Анализ результатов длительных наблюдений за осадкой зданий с позиций теории фильтрационной консолидации

Попробуем проанализировать с позиций теории фильтрационной консолидации результаты длительных наблюдений за осадкой 14 зданий в Санкт-Петербурге (см. п. 3.3). Заметим, что из графиков развития осадки во времени, приведенных на рис. 3.27 и в приложении, хорошо видна условность понятия «конечная осадка», на определение которой нацелены инженерные методы расчета осадки. Даже 30-летние наблюдения за зданиями в рассмотренных нами случаях не позволяют говорить о достижении конечного значения осадки.

При использовании теории фильтрационной консолидации для того, чтобы исключить скачкообразное изменение осадки в начальный момент времени (о чем говорилось выше), применен традиционный условный прием: расчеты были выполнены в одномерной постановке. На рис. 5.6 приведен пример такого расчета для здания на плитном фундаменте на Васильевском острове (приложение, объект № 10), для других зданий — в приложении. В этих расчетах принято распределение дополнительных напряжений по глубине в соответствии с теорией упругости, сжимаемая толща задавалась по методу послойного суммирования СНиП 2.02.01 (поскольку этот метод продемонстрировал наилучшие результаты определения конечной осадки). Решение задачи фильтрационной консолидации выполня-

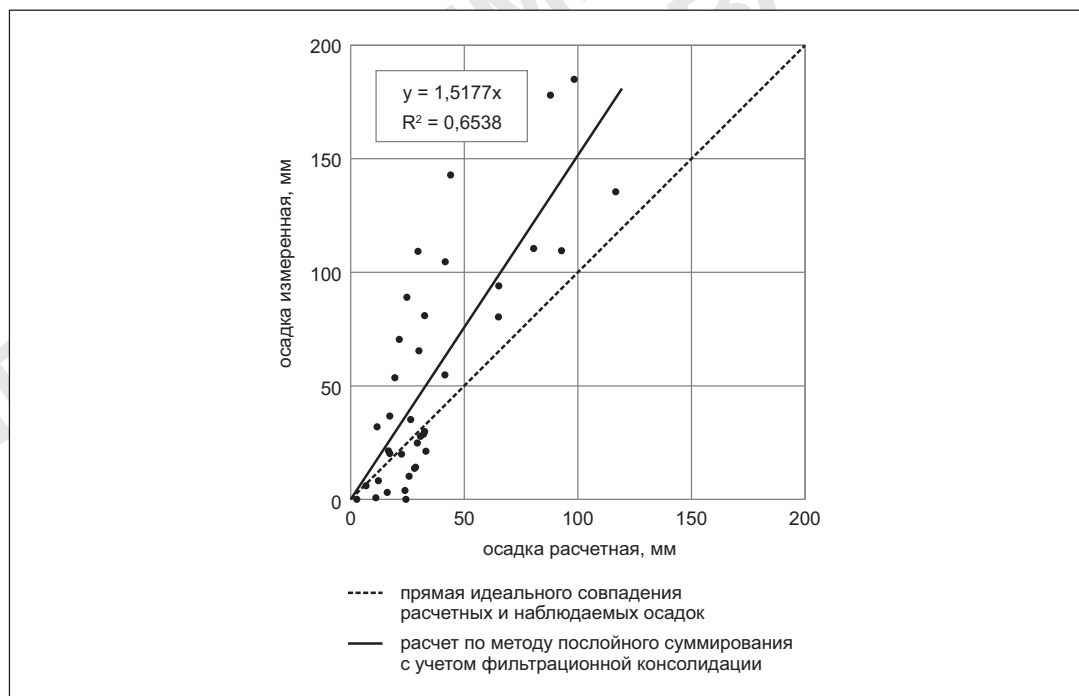


Рис. 5.6. Сопоставление результатов расчета с данными натурных наблюдений за осадкой

лось методом конечных разностей. Подобные решения широко известны (см., например, Л.Г. Зиновьева, П.Л. Иванов, А.К. Бугров, А.И. Голубев, 1988) и при современном уровне развития вычислительной техники не вызывают трудностей.

Результаты расчетов показывают, что для всех объектов рассматриваемой выборки теория фильтрационной консолидации предполагает существенно более медленное развитие осадки, чем наблюдаемое в реальности.

Особенно показателен случай свайных фундаментов, для основания которых путь фильтрации существенно больше, чем для естественного основания. Соответственно осадка свайных фундаментов должна развиваться медленнее, что и демонстрируют расчеты. В действительности же такая закономерность отсутствует: срок интенсивного развития осадки свайных фундаментов схож или даже в ряде случаев меньше, чем для зданий на естественном основании.

В качестве примера может быть приведено здание, расположенное на углу улицы Фучика и улицы Бухарестской в Санкт-Петербурге (приложение, объект № 1). Традиционно применяемый метод послойного суммирования для условного фундамента данного здания позволяет получить конечную осадку 280 мм (табл. 5.2). Учет фильтрационной консолидации в данных слабофильтрующих грунтах показывает, что осадка по этой теории должна была развиваться значительно дольше, чем это наблюдается в натуре (рис. 5.7).

Таблица 5.2				
Результаты определения осадки жилого дома на углу улицы Фучика и улицы Бухарестской в Санкт-Петербурге (приложение, объект № 1)				
Показатель	Наблюдения	СНиП 2.02.02–83	СП 50-101–2004	Метод Егорова
Средняя осадка, мм	183	280	230	140

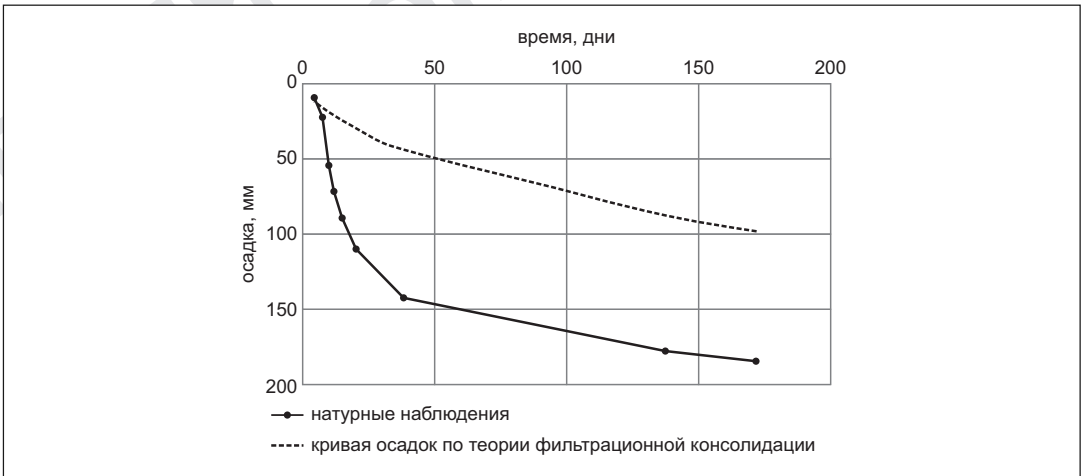


Рис. 5.7. Пример сопоставления результатов расчетов и данных натурных наблюдений за осадкой здания на свайных фундаментах (приложение, объект № 1)

Таким образом, наблюдаемые скорости развития осадки зданий не соответствуют рассчитанным по теории фильтрационной консолидации. В этом случае может возникнуть искушение пересмотреть величину коэффициента фильтрации в сторону его увеличения и тем самым повысить прогнозируемую скорость осадки. Для такого приема не существует убедительных оснований. Бесспорно, что точность определения коэффициента фильтрации в лабораторных испытаниях весьма невелика. Однако не подлежит сомнению и тот факт, что фильтрационная способность образца грунта скорее завышена, чем занижена, поскольку образец претерпел существенное нарушение структуры при отборе, транспортировке и установке в прибор, а действующие в лабораторных условиях градиенты напора на два порядка превышают натурные (Р.Э. Дашко, 1982). Более того, искусственное увеличение коэффициента фильтрации не позволит объяснить феномен близких скоростей осадки свайных и плитных фундаментов.

Итак, неточность прогноза скорости развития осадки по теории фильтрационной консолидации оказывается еще более существенной, чем неточность в определении величины конечной осадки. В среднем недооценка осадки на каждый момент времени составляет 50%.

Такую точность прогноза никак нельзя признать приемлемой. При этом и точность определения конечной осадки (в лучшем случае недооценка осадки — 30% по методу послойного суммирования) не удовлетворяет запросам современного проектирования.

Для повышения точности расчета осадки применяется искусственный прием: компрессионный модуль деформации приводится к штамповому (который считается эталонным, или истинным) с помощью поправочных коэффициентов. Рассмотрим этот прием применительно к инженерно-геологическим условиям Санкт-Петербурга.

5.2.3. О штамповом и компрессионном модулях деформации

Модуль общей деформации, согласно стандартной процедуре, определяется по компрессионной кривой в заданном интервале напряжений. Общеизвестно, что применение модуля при расчете осадки за пределами этого интервала является некорректным. Например, для свайного фундамента, характеризующегося значительными природными давлениями в уровне острия свай, следует использовать модули деформации, определенные в соответствующем интервале напряжений, а не те, которые установлены для условий фундамента мелкого заложения. Между тем в обычной практике изысканий указывается единственное значение модуля, а компрессионные кривые во многих случаях не приводятся.

Заметим, что преодоление данного недостатка, к сожалению, не способствует повышению точности прогноза. Напротив, увеличение модуля деформации грунта в основании свайных фундаментов способно только уменьшить их осадку, то есть еще более удалить прогноз от результатов наблюдений.

Весьма распространенным приемом корректировки полученного в лаборатории модуля деформации является применение поправочных коэффициентов (коэффициентов И.А. Аги-

шева, 1957). Эти коэффициенты увеличивают лабораторные модули, приводя их в соответствие со штамповыми, которые в данном случае выступают эталонными. Общеизвестна критика такого подхода, заключающаяся в указании на принципиальное различие условий работы грунта в одометре и под штампом. Это, однако, до сих пор не препятствует широкому применению поправочных коэффициентов в повседневной практике изысканий. Представляется интересным проанализировать данные именно тех штамповых опытов, на основании которых были получены поправочные коэффициенты для грунтов петербургского региона.

Исследования проводились в 1970-е гг. Ленинградским отделением института «Фундаментпроект». Штамповые опыты выполнялись на территории Васильевского острова в скважинах на различных глубинах. Одновременно осуществлялось статическое и динамическое зондирование грунтов, а также лабораторные исследования. Опыты производились с чрезвычайной тщательностью. Нагрузки на каждой ступени выдерживались не менее 10 часов. В ряде случаев выдержка ступени нагружения занимала более суток. Эти исследования следует признать фундаментальными для грунтов петербургского региона. К сожалению, результаты исследований не были широко опубликованы и не получили всестороннего научного анализа. На рис. 5.8 представлены характерные зависимости «нагрузка — осадка» для озерно-ледниковых суглинков. Заметим характерную особенность результатов штамповых опытов: графики «нагрузка — осадка» для различных глубин в пределах одного слоя идентичны.

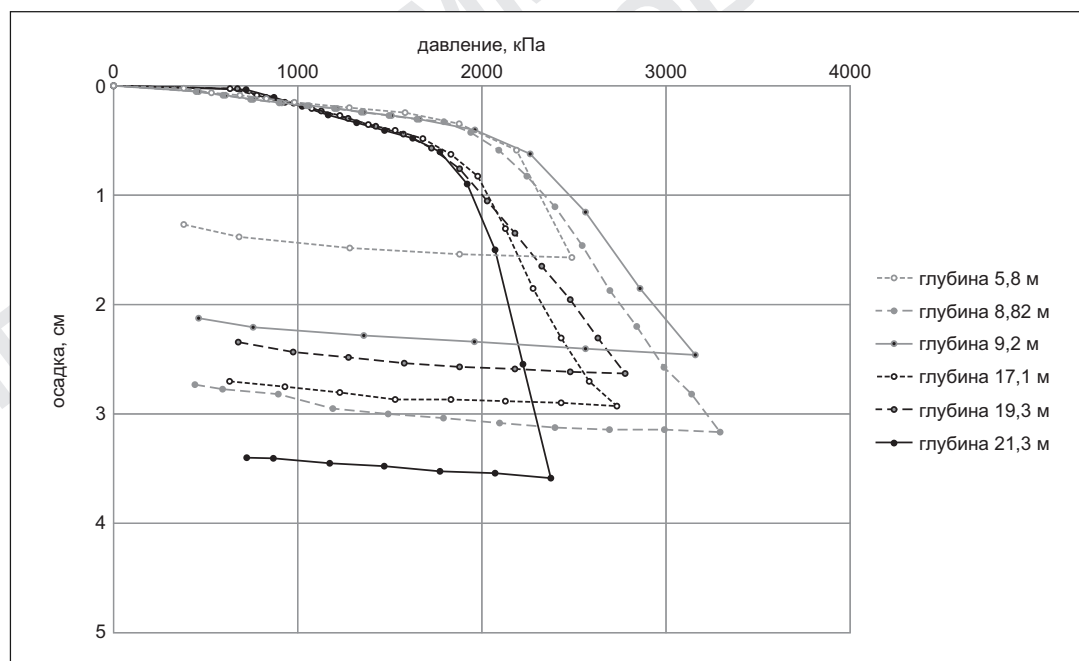


Рис. 5.8. Характерные зависимости «нагрузка — осадка» для штамповых опытов для озерно-ледниковых отложений

Модуль деформации определялся по явно выраженному начальному линейному участку кривой. Между тем нельзя не заметить, что этот начальный участок практически во всех испытаниях параллелен ветви разгрузки. Таким образом, в определенном диапазоне напряжений грунт проявляет обратимые деформации. Модуль же деформации по своей сути определения в одометре связан с необратимыми деформациями консолидации. Следовательно, отождествляя штамповый и одометрический модули, мы будем вынуждены признать наличие феномена обратимой консолидации (мгновенного набухания при снятии нагрузки), что нелогично. Значит, единственным непротиворечивым выводом в данном случае является констатация отсутствия консолидационных процессов под штампом в течение сравнительно короткого времени испытаний.

Исходя из изложенного можно сделать вывод о том, что в обычной расчетной практике используется некоторый параметр сжимаемости, называемый модулем деформации, не зависящий от диапазона действующих напряжений и имеющий не вполне ясный физический смысл из-за введения поправочных коэффициентов.

С использованием этого модуля деформации определяется конечная осадка. Применение аппарата теории фильтрационной консолидации позволяет «растянуть» эту осадку во времени. Проанализируем развитие процесса консолидации с учетом нелинейной зависимости коэффициента фильтрации от градиента напора.

5.2.4. Анализ вклада процесса консолидации в осадку основания при учете нелинейной зависимости коэффициента фильтрации от градиента напора

Из графиков, представленных на рис. 5.1 и 5.2, видно, что начальный градиент I_0 представляет собой упрощение реальной нелинейной зависимости между скоростью деформации и градиентом напора. Представляется целесообразным проанализировать возможность описания этой зависимости аппроксимирующей функцией типа (5.7). Для этого рассмотрим определение коэффициента фильтрации в лабораторных условиях.

Исследования зависимости коэффициента фильтрации от градиента напора, выполненные под руководством автора (К.Г. Шашкин, А.О. Мамонов, О.С. Кувалдина, 2010), позволили установить, что даже в глинистом грунте, не имеющем природной структуры (искусственно приготовленная глинистая паста), ярко проявляется ее нелинейный характер (рис. 5.9).

На рис. 5.10 и 5.11 приведены примеры определения коэффициентов фильтрации при различных градиентах для озерно-ледниковых и моренных суглинков.

При градиентах менее 50 фильтрация практически не происходит, что соответствует эмпирической формуле для начального градиента, полученной Р.Э. Дашко (5.10). При среднем содержании глинистой фракции около 30% градиент начала фильтрационной консолидации по формуле Р.Э. Дашко составляет около 50.

На рис. 5.10 и 5.11 представлена также аппроксимация полученных выше графиков зависимости коэффициента фильтрации от градиента напора. В качестве аппроксимирующей функции принята степенная зависимость следующего вида

$$K_{\phi} = A \cdot I^B. \quad (5.11)$$

Это уравнение аналогично функции (5.7), предложенной С. Хансбо, и может хорошо описать как нелинейную зависимость коэффициента фильтрации от градиента напора, так и ее частные случаи:

- линейную зависимость от градиента I при $B = 1$;
- постоянный коэффициент фильтрации при $B = 0$.

Указанная зависимость не связана с понятием начального градиента, однако при малых значениях градиента величина коэффициента фильтрации становится крайне незначительной.

Вычисление эффективных давлений в толще грунта в любой момент времени t базируется на положении о равенстве объема q отжимаемой из грунта воды на некоторой глубине z под нагрузкой p уменьшению пористости грунта n при его уплотнении:

$$\partial q / \partial z = - (\partial n / \partial t). \quad (5.12)$$

В соответствии с законом Дарси расход воды можно определить как $q = K_{\phi} I$, что при постоянном коэффициенте фильтрации приводит к известному уравнению К. Терцаги. Чтобы учесть переменность коэффициента фильтрации по глубине, необходимо производную от расхода q вычислять как производную произведения функций

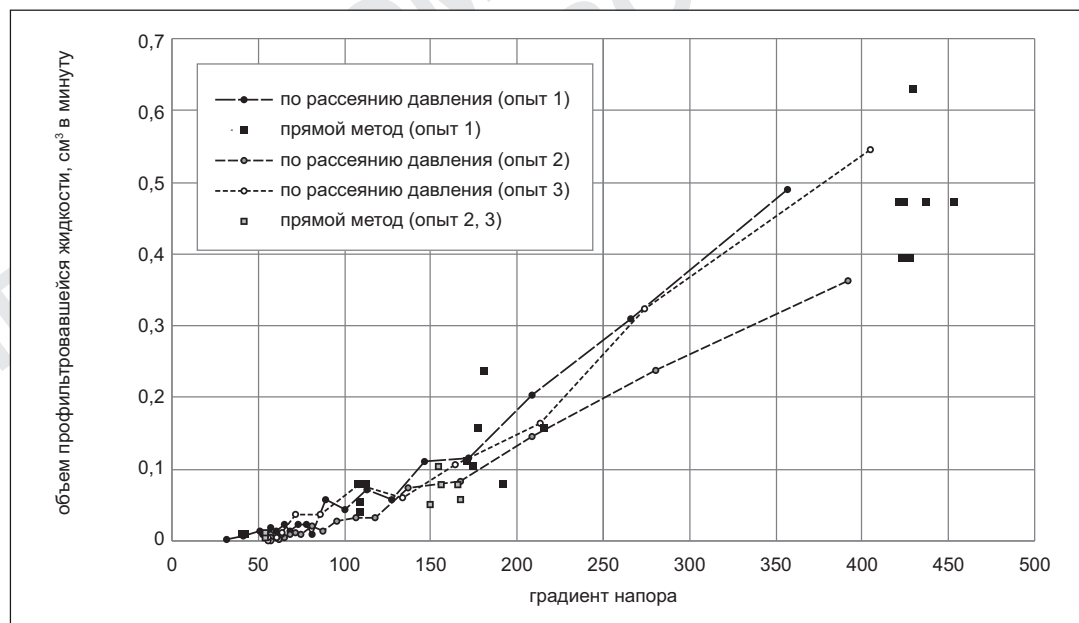


Рис. 5.9. Сравнение скорости фильтрации при измерении по различным методикам

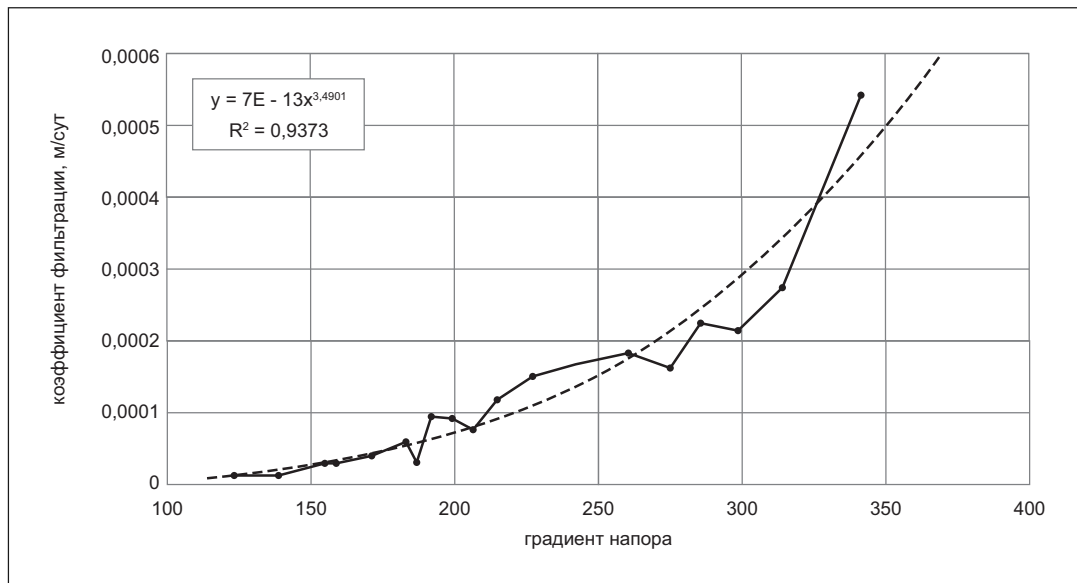


Рис. 5.10. Аппроксимация зависимости коэффициента фильтрации от градиента напора для озерно-ледниковых отложений (суглинки текущие lg III)

$$\frac{\partial q}{\partial z} = K_{\phi} \frac{\partial I}{\partial z} + I \frac{\partial K_{\phi}}{\partial z} = \frac{K_{\phi}}{\gamma_w} \frac{\partial^2 p}{\partial z^2} + \frac{\partial p}{\partial z} \frac{1}{\gamma_w} \frac{\partial K_{\phi}}{\partial z} \quad (5.13)$$

Вычислив производные с учетом предложенной зависимости (5.11) и преобразовав выражения, получим

$$c_v(1+B) \frac{\partial^2 p}{\partial z^2} = \frac{\partial p}{\partial t} \quad (5.14)$$

где

$$c_v = \frac{K_{\phi}}{\gamma_w \cdot m_v} = \frac{AI^B}{\gamma_w \cdot m_v} = \frac{A}{\gamma_w \cdot m_v} \cdot \left(\frac{\partial p}{\partial z} \frac{1}{\gamma_w} \right) \quad (5.15)$$

Полученное нелинейное дифференциальное уравнение в частных производных (5.14) решено численно методом конечных разностей (методом сеток). Граничными условиями задачи являются заданное начальное распределение напряжений в грунте от приложенной нагрузки или собственного веса, а также наличие дренирующей поверхности.

Так как процесс консолидации носит затухающий во времени характер, то шаг сетки по времени принят не постоянным, а увеличивающимся по степенной зависимости: $t_i = dt_0 \cdot a^i$, где i — номер шага для решения по времени, dt_0 и a — коэффициенты, подбираемые опытным путем для получения сходимости решения и необходимого периода времени.

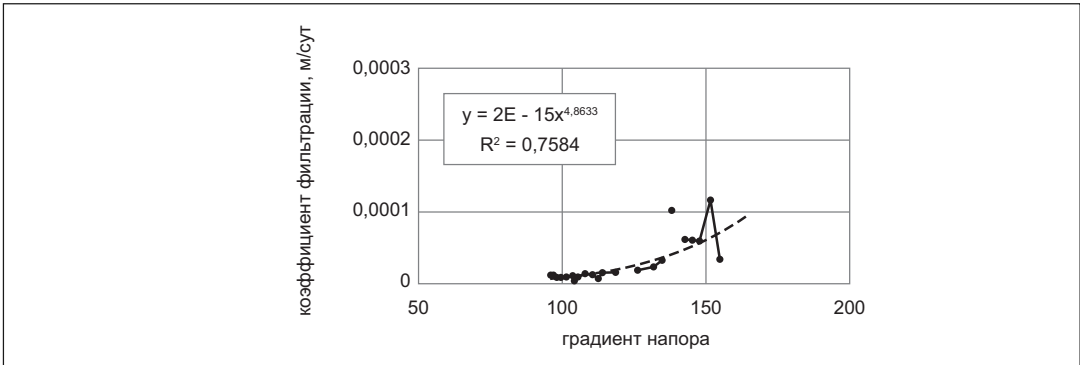


Рис. 5.11. Аппроксимация зависимости коэффициента фильтрации от градиента напора для моренных отложений (супеси пластичные g III)

Рассмотрим задачу о консолидации толщи четвертичных отложений под собственным весом для одной из реальных строительных площадок на территории Санкт-Петербурга с учетом нелинейной зависимости коэффициента фильтрации от градиента напора (5.11). Исходные данные для расчета приведены в табл. 5.3.

Из рис. 5.12 и 5.13 видно, что консолидация происходит в течение весьма длительного периода, консолидация в 90% будет достигнута за 5,8 млн лет. Учитывая средний возраст озерно-ледниковых отложений около 10...20 тыс. лет, на данный момент процесс консолидации данных грунтов завершен менее чем на 0,1%. Таким образом, по традиционной классификации рассматриваемые грунты могут быть охарактеризованы как недоуплотненные, однако не проявляющие заметной консолидации в течение обозримого периода времени. При решении строительных задач состояние данных грунтов можно считать практически стабильным, а уплотнение следует рассматривать в геологических масштабах времени.

Таким образом, при строительных расчетах осадки зданий и сооружений представляется необходимым реально оценивать возможность развития деформаций уплотнения слабофильтрующих глинистых грунтов с учетом нелинейной зависимости коэффициента фильтрации от градиента напора. В соответствии с выполненной оценкой объемные деформации глинистых грунтов, характерных для Санкт-Петербурга, в значительной степени затруднены в связи с их низкой водопроницаемостью и происходят в течение длительного промежутка времени. В связи с этим при расчете осадки зданий и сооружений, возведенных на слабофильтрующих глинистых грунтах, следует иметь в виду, что дефор-

Таблица 5.3						
Характеристики грунтов, принятые в расчете						
Геологический индекс	Мощность от поверхности, м	E , кПа	ϕ , град.	γ , кН/м ³	A	B
m IV	2	5 000	21	19,7	1E-10	2
lg III	10	8 000	6	19,7	1E-12	3,5
g III	18	16 000	21	19,7	1E-15	4,1

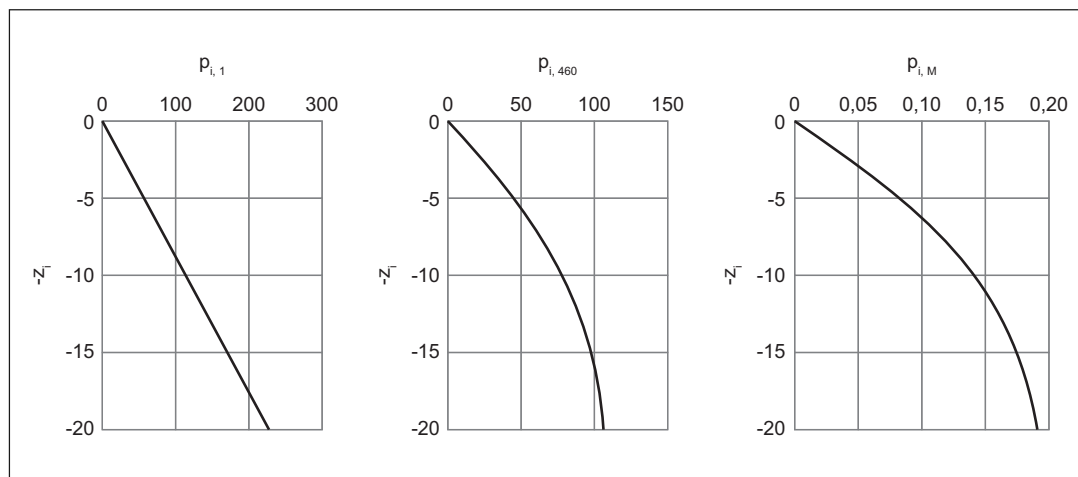


Рис. 5.12. Зависимость избыточного порового давления p (кПа) от глубины z (м) на различные моменты времени: а — на начальном этапе; б — 1 млн лет; в — 20 млн лет

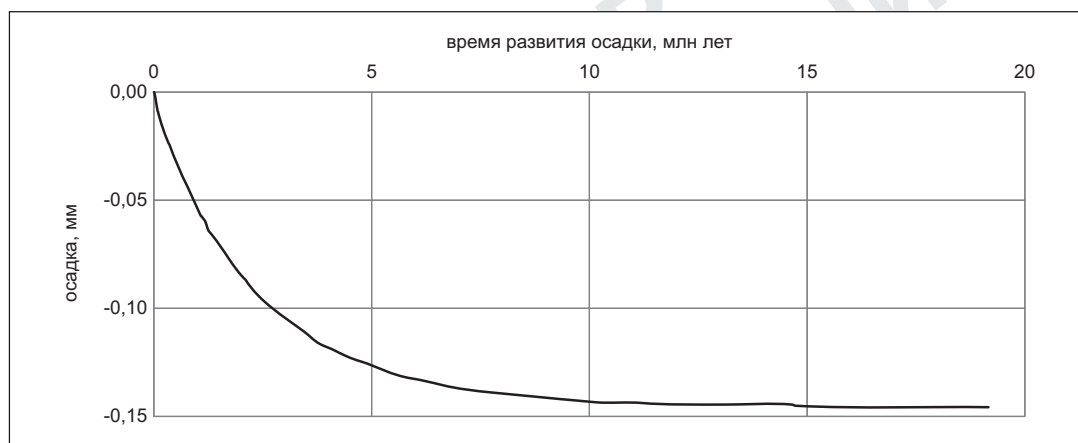


Рис. 5.13. График развития осадки уплотнения толщи четвертичных отложений во времени

магии основания обусловлены преимущественно процессами, не связанными с деформациями уплотнения.

5.2.5. Направления совершенствования методов расчета развития деформаций во времени

Как было показано выше с помощью расчетов, глинистые грунты могут находиться в квазистабильном недоуплотненном состоянии весьма длительное время, на что указывает также факт отсутствия увеличения сопротивления сдвигу с глубиной в четвертичных отложениях в рамках слоя одного генезиса (это наглядно проявляется при статическом зондировании и

при испытании крыльчаткой, см. главу 3). Действительно, если предположить, что в пределах времени существования отложений произошла их заметная консолидация, с увеличением глубины должно наблюдаться заметное повышение плотности и уменьшение влажности даже в пределах одного слоя. Однако в инженерно-геологических условиях Санкт-Петербурга для слоев четвертичных отложений характерно относительное постоянство плотности-влажности с глубиной. Естественно предположить, что уплотнение отложений происходило до тех пор, пока уменьшение коэффициента фильтрации не приводило к практическому прекращению их консолидации. Таким образом, глинистый грунт оставался стабильным в течение тысячелетий своего существования, без признаков уплотнения под действием собственного веса.

Изложенное входит в противоречие с представлениями теории фильтрационной консолидации, согласно которым стабилизированными являются только нормально уплотненные или переуплотненные грунты.

Классическая теория фильтрационной консолидации, как известно, обладает еще одним существенным недостатком: она не создает предпосылок для естественного ограничения сжимаемой толщи в случае отсутствия подстилающего скального основания. В силу этого в отечественной и зарубежной практике применяются различные эмпирические правила ограничения сжимаемой толщи, которые можно сгруппировать следующим образом:

- группа 1 — ограничение глубины некоторой долей дополнительного давления;
- группа 2 — ограничение глубины конкретным отношением дополнительного давления к величине природных напряжений;
- группа 3 — ограничение глубины в долях или единицах от ширины подошвы фундамента.

Искусственность ограничения сжимаемой толщи является серьезной трудностью для решения целого класса задач, а именно задач о взаимном влиянии различных типов фундаментов с разным заглублением. Например, при решении рядовой задачи о взаимодействии фундамента на естественном основании и свайного фундамента каждый тип фундамента предполагает свою глубину сжимаемой толщи, а для корректного расчета плитно-свайного фундамента требуется придумывать специальное ограничение сжимаемой толщи.

Для преодоления некоторого волюнтаризма в определении сжимаемой толщи ряд исследователей предлагали способы ее естественного ограничения: уровнем рассеивания сжимающих дополнительных напряжений до структурной прочности; возрастанием модуля деформаций с глубиной. В этом плане необходимо отметить, прежде всего, работы Б.И. Далматова (1968, 1988) и его учеников (А.В. Голли, 1972, В.М. Чикишев, 1978) и предложенный им метод ограниченной сжимаемой толщи. К сожалению, эти методы «естественного» ограничения не нашли широкого применения на практике в связи со сложностью определения структурной прочности грунта.

Как мы имели возможность убедиться выше, применение одной только теории фильтрационной консолидации не позволяет достоверно описать напряженно-деформированное состояние основания во времени даже при решении задачи одномерной деформации, не го-

воря уже о двух- или трехмерных постановках. Перед исследователем открываются два пути выхода из данного положения. Первый состоит в игнорировании пространственной работы грунта основания и искусственном распространении одномерной теории фильтрационной консолидации за строгие рамки ее применимости. Обычно для преодоления каждого из указанных выше несоответствий наблюдаемого эффекта и классической теории фильтрационной консолидации предлагаются те или иные уточнения теории. С их помощью удается привести результаты расчетов в соответствие с наблюдаемыми эффектами для каждого конкретного случая (одним из примеров может служить приведение компрессионного модуля деформации к штамповому, о чем говорилось выше, в п. 4.2.3). Вместе с тем единой непротиворечивой концепции, которая удовлетворительно описывала бы все изложенные случаи, до сих пор не предложено.

Первый путь является более привычным как для отечественной, так и для зарубежной технической практики. Ему подчинены не только методы расчета оснований, но и методики определения механических свойств грунта. В качестве характерной иллюстрации отметим, что в любом отечественном отчете об инженерно-геологических изысканиях всегда имеются данные о модуле общей деформации и ничего не говорится о другой деформационной характеристике — коэффициенте Пуассона. Вместе с тем любая сплошная деформируемая среда содержит как минимум эти две характеристики.

В практике численных расчетов специалист вынужден задавать коэффициент Пуассона по справочным данным. В инженерных методах расчета осадок этот коэффициент в скрытом виде фигурирует в виде констант (например, в коэффициенте β в методе послойного суммирования).

Такое допущение о неизменности коэффициента Пуассона для любых значений модуля деформаций и любых диапазонов давлений едва ли справедливо, поскольку хорошо известна переменность другой пары деформационных характеристик — модуля объемного сжатия и модуля сдвига.

Тем не менее в практике расчетов обычно довольствуются только одной характеристикой деформируемости грунта, определенной в компрессионных условиях, — модулем общей деформации.

Второй путь подразумевает необходимость дополнить картину деформирования массива грунта во времени описанием развития горизонтальных смещений.

Ключ к пониманию процессов, происходящих при нагружении глинистых грунтов, дает изучение физико-химии поверхностных явлений.

5.3. Механизм поведения водонасыщенного глинистого грунта при нагружении

Описанию деформационного упрочнения в механике грунтов посвящено огромное количество научных работ. Практически каждая разновидность упругопластической модели грунта так или иначе описывает эффект деформационного упрочнения. Однако только С.С. Вялов

(1978) предложил описание физических причин этого эффекта на уровне микроструктуры грунта. По С.С. Вялову, процесс сдвигового деформирования сопровождается образованием и залечиванием дефектов микроструктуры — микротрещин, которые наблюдались по шлифам грунта. Повторить эту методику для водонасыщенных глинистых грунтов малой степени литификации, очевидно, невозможно. Но вполне возможно воспользоваться подобным подходом, исходя из представлений о грунте как о дисперсной системе. При конкретном значении плотности-влажности или, что то же самое, при определенной концентрации дисперсной фазы (глинистых частиц) среднестатистическое количество контактов в грунте данного генезиса является величиной постоянной. Однако качество этих контактов в природном грунте и в грунтовой пасте различно: в последней отсутствуют синергетические связи. В процессе сдвигового деформирования в грунте происходит нарушение и восстановление связей. При этом в процессе деформирования возможно принудительное сближение частиц под воздействием внешних сил и образование квазисинергетических связей, на естественное образование которых потребовались бы десятилетия или столетия. В результате накопления таких связей процесс развития деформаций формоизменения в допредельной стадии является затухающим.

Таким образом, процесс деформационного упрочнения есть разрушение более слабых связей и образование более прочных в процессе деформирования.

Очевидно, что пределом этого процесса является достижение некоторого максимального количества квазисинергетических связей, возможных при данной концентрации дисперсной фазы. Отмеченный максимум соответствует пределу прочности грунта, который может рассматриваться инвариантным по отношению к степени синергетического упрочнения или к обратной величине — степени нарушения структурных связей грунта.

Подтверждением инвариантности служит сопоставление результатов испытаний природного грунта на лопастной сдвиг и стабилметрических испытаний грунтов так называемой ненарушенной структуры и приготовленных из них паст той же влажности. Очевидно, что в пасте синергетические связи отсутствуют, а в природном массиве грунта их количество максимально. Лабораторный образец в зависимости от степени нарушения занимает промежуточное положение. Тем не менее прочность грунта во всех сериях испытаний находится в одном том же диапазоне значений (см. рис. 3.22, 6.25, 6.26).

В противоположность отмеченной выше инвариантности предела прочности грунта от степени нарушения структурных связей, скорость деформирования существенным образом зависит от последней. Природный грунт изначально обладает синергетическими связями, нарушение которых при внешнем воздействии носит медленный термофлуктуационный характер. Это выражается в отклике грунта как твердообразного тела на кратковременно действующее или кратковременно наблюдаемое внешнее воздействие. При длительном воздействии или длительном наблюдении поведение грунта приближается к работе вязкой жидкообразной среды.

Грунт с нарушенными структурными связями не обладает синергетическими связями, тиксотропные связи разрушаются (и восстанавливаются) довольно быстро. Такой грунт работает как жидкообразная среда, характеризующаяся существенно меньшей вязкостью.

Остановимся теперь на процессе, при котором может происходить изменение концентрации дисперсной фазы в объеме, то есть на объемном сжатии. При приложении сжимающих объемных напряжений наблюдается некоторый порог нагружения, до которого грунт работает как квазиоднофазная среда, без изменения содержания дисперсной среды (воды) в объеме грунта. При превышении этого порога происходит образование гидравлически непрерывной жидкой фазы (свободной воды) и грунт становится квазидвухфазным¹. Этот порог определяется структурностью грунта и при различных видах испытаний может иметь разные наименования: градиент начала фильтрационной консолидации при испытаниях грунта на сжатие; начальный градиент фильтрации при нагружении образца грунта столбом воды. Этот порог, строго говоря, не является скачкообразным переходом, его правильнее рассматривать как идеализацию постепенного процесса высвобождения поровой жидкости.

Возвращаясь к общепринятой в механике грунтов терминологии, можно сказать, что глинистый грунт претерпевает фильтрационную консолидацию только в том случае, если превзойден градиент начала фильтрационной консолидации. До этого порога в грунте не происходит необратимого уплотнения, а вследствие высокого модуля объемного сжатия глинистых частиц и воды преимущественное развитие получают деформации формоизменения.

Исходя из изложенного нетрудно объяснить стабильное существование в геологическом напластовании на значительных глубинах грунтов с высокой влажностью, которые в течение десятков тысяч лет не претерпевают уплотнения. Предположение о квазистабильном недоуплотненном состоянии глинистых грунтов вполне соответствует представлению о процессе образования таких отложений, сформулированному Н.Н. Масловым (1982): «Процесс уплотнения может идти лишь до некоторого предела, определяемого влиянием характерного для данной обстановки начального градиента. Этот предел представляет собой, в свою очередь, величину плотности-влажности грунта, остающуюся постоянной по глубине толщи».

Сходные по свойствам водонасыщенные глинистые грунты малой и средней степени литификации можно встретить в толще четвертичных отложений на значительных глубинах.

Грунт будет работать как квазиоднофазный до тех пор, пока не будут искусственно изменены условия его дренирования (например, при размещении вертикальных дренажей в массиве грунта или при помещении образца в лабораторный прибор с открытой схемой испытаний). Таким образом, инициация деформаций на полигонах № 2, 3, 4 без изменения нагрузки путем введения дренажей вполне закономерна, поскольку в результате изменения условий дренирования действующие градиенты напоров превысили начальные, а структура грунта была нарушена самой установкой дренажей.

Деформации квазиоднофазного грунта определяются, как для всякой сплошной среды, ее сжимаемостью и формоизменением. Для среды, состоящей из твердых частиц и воды, которая структурирована воздействием дисперсных частиц, объемное сжатие незначитель-

¹Приставка «квази» означает присутствие в грунте газовой составляющей, которая незначительна для рассматриваемых грунтов, имеющих степень насыщения более 0,95.

но. Вследствие невысоких сдвиговых характеристик превалировать должны деформации формоизменения.

На полигонах защитной дамбы после дренирования происходили осадки уплотнения (за счет оттока воды в дрены) и одновременно деформации формоизменения. После окончания процессов консолидации продолжились деформации формоизменения. На полигоне № 1 (без дрен) преимущественно происходили только деформации формоизменения. В результате осадки оказались здесь меньше по величине и сопоставимы по скорости развития. На последнем этапе наблюдений (через три года после окончания нагружения) скорости осадок дренированных и недренированного полигонов оказались одинаковыми, поскольку определялись одним и тем же процессом — длительным развитием деформаций формоизменения.

Грунты площадки Antoniny в Польше являются средами, не создавшими выраженного структурного каркаса; полного структурирования поровой воды в них не произошло. В таких грунтах вода является свободной (гидравлически непрерывной фазой), а следовательно, сами грунты — квазидвухфазными. Интересно отметить, что даже в таком классическом (с позиций теории фильтрационной консолидации) случае осадки насыпи определяются не только и не столько деформациями уплотнения, сколько деформациями формоизменения. Об этом со всей определенностью свидетельствуют показания инклинометров, согласно которым более 50% осадок следует отнести на счет деформации грунта в стороны из-под насыпи. Заметим также, что деформации формоизменения развиваются во времени параллельно с консолидацией и отнюдь не являются мгновенными, что вполне согласуется с представлениями о грунте как вязкопластическом твердобразном теле. С тех же позиций физико-химии поверхностных явлений становится вполне закономерной и длительная консервация порового давления на площадке Vasby в Швеции, наблюдающаяся спустя 65 лет после окончания нагружения. Это не поровое давление в гидравлически непрерывной жидкой фазе, а давление внутри искусственной поры, в которую помещен датчик. Со временем вода оказалась замкнутой в этой поре. Тот же процесс наблюдался и на полигонах защитной петербургской дамбы, где через три года после нагружения и полного рассеивания порового давления стал наблюдаться его устойчивый рост. В первые же годы наблюдений неизбежен дефект, связанный со сравнением давления из искусственной поры, в которую помещен датчик, по кабелю на поверхность. Анализируя результаты наблюдений на площадке Vasby в Швеции, С. Леруэй связывает консервацию порового давления с параллельным существованием первичной и вторичной консолидации (С. Леруэй, 2007). С позиций физико-химии поверхностных явлений вторичная консолидация может быть интерпретирована как сдвиговая ползучесть квазиднофазного грунта, в котором давление внутри изолированной поры не изменяется. Именно ею и могут быть объяснены все наблюдаемые на практике длительно развивающиеся осадки.

В противоположность рассмотренным выше примерам длительно действующих нагрузок штамповые испытания являются кратковременными, происходящими в масштабе часов или двух-трех суток. В этих условиях грунт ведет себя как квазиднофазное твердобразное тело, разрушающееся при некотором уровне касательных напряжений (за время испытаний

процессы фильтрационной консолидации не успевают развиваться). Именно поэтому ветви нагружения и разгрузки параллельны и характеризуются единым модулем сдвига твердобразного тела. В случае квазиоднофазной среды деформации сжатия незначительны и определяющим становится сдвиговое поведение грунта. При достижении предела прочности деформации формоизменения становятся резко нелинейными.

Очевидно, что описанный характер поведения грунта под штампом не имеет ничего общего с поведением образца грунта в компрессионном приборе, где последний претерпевает преимущественно консолидацию, поэтому введение поправочных коэффициентов, приводящих компрессионный модуль к штамповому, выглядит в данном контексте некорректным. Тем не менее положительный эффект введения поправочных коэффициентов трудно переоценить. С их помощью осадки зданий и сооружений считались по штамповым модулям, то есть косвенно учитывалась обусловленность осадок деформациями формоизменения.

Выше, в п. 3.3, было продемонстрировано, что расчет методом послойного суммирования с учетом модулей, полученных по общепринятой методике (то есть компрессионных модулей, умноженных на поправочный коэффициент и тем самым приведенных к штамповым), позволяет оценить осадку реальных зданий с точностью до 30%. При этом величина поправочного коэффициента варьируется в пределах от 2 до 5 (по результатам исследований Ленинградского отделения института «Фундаментпроект» для глинистых отложений Санкт-Петербурга было рекомендовано применять поправочный коэффициент 2,5). Если бы использовались неисправленные компрессионные модули, очевидно, применение метода приводило бы к неприемлемому расхождению с действительностью.

Таким образом, в нормативном методе расчета осадок, применяемом в реальной практике проектирования зданий, уже в неявной форме содержится отношение к грунту как к квазиоднофазной среде, претерпевающей преимущественно деформации формоизменения. В этой связи представляется вполне правомерным поставить вопрос о необходимости приведения в соответствие представлений о поведении грунта и методов расчета осадок основания. На пути, свободном от описанных выше противоречий, можно обрести более высокую точность определения осадок зданий и сооружений.

Итак, резюмируя изложенное в данной главе, можно отметить, что при использовании классической теории фильтрационной консолидации для объяснения реально наблюдаемого поведения глинистых грунтов основания под нагрузкой обнаруживается ряд существенных проблем. К ним относятся:

- невозможность интерпретировать значительное развитие боковых смещений грунта во времени и поднятие поверхности в краевых зонах нагруженных площадей;
- отсутствие объяснения сходных сроков развития осадки дренированного и недренированного оснований во времени, а также существенно различающихся значений их конечной осадки;
- невозможность объяснить равную длительность развития осадки оснований свайного фундамента и фундамента мелкого заложения под нагрузкой (несмотря на существенно разные длины пути фильтрации);

- затруднение с объяснением, отчего прогнозируемые осадки развиваются медленнее, чем наблюдаемые.

Описание развития осадки зданий и сооружений во времени, основанное исключительно на применении теории фильтрационной консолидации, входит в противоречие с натурными наблюдениями, поскольку при решении плоских и пространственных задач проявляется псевдоэффект скачкообразного прироста осадки в начальный момент времени. Причиной этого является реализация деформаций формоизменения, свойственных любой сплошной среде, развитие которых во времени остается за рамками теоретического описания. Для исключения указанного псевдоэффекта применяется искусственный прием по замене размерности решаемой задачи на одномерную (в которой деформации формоизменения отсутствуют), корректность которого сомнительна.

Штамповые испытания для слабофильтрующих грунтов не могут служить эталоном для корректировки одометрического модуля вследствие отсутствия консолидационных процессов при испытаниях. Осадка штампа определяется преимущественно деформациями формоизменения. Введение в практику изысканий поправочных коэффициентов, приводящих одометрический модуль к штамповому, способствовало учету в неявной форме вклада деформаций формоизменения в развитие осадки зданий и сооружений и тем самым повышению точности прогноза осадки зданий и сооружений.

Для отечественной школы механики грунтов всегда было свойственно вводить физические критерии применимости теории фильтрационной консолидации. Для водонасыщенных глинистых грунтов, характерных для территории Санкт-Петербурга, наибольшую корреляцию с данными натурных наблюдений позволяет получить ограничение расчетной зоны развития процессов уплотнения с помощью градиента начала фильтрационной консолидации.

Представление о глинистом грунте как дисперсной структурированной системе с тиксотропно-коагуляционным типом связей, поведение которой при техногенном воздействии изменяется от характерного для твердообразного тела до свойственного жидкообразной среде в зависимости от сохранения или нарушения структурных связей, является методологической основой для построения феноменологических моделей, способных адекватно описать поведение грунта при нагружении и разгрузке. Поскольку вода структурирована вблизи поверхности дисперсных частиц, грунт работает как квазиднофазный до тех пор, пока не будут искусственно изменены условия его дренирования.

Глава 6. Математическое описание нелинейной работы грунта при нагружении и разгрузке

6.1. Анализ наиболее распространенных нелинейных моделей работы грунта

Выше, в главе 5, мы рассмотрели границы применимости теории фильтрационной консолидации, при этом учитывалась нелинейная зависимость коэффициента фильтрации от градиента напора. Между тем зависимость деформаций от напряжений оставалась линейной. Как известно, грунт работает как существенно нелинейная среда. В самом понятии «модуль общей деформации» заключено напоминание о том, что даже при рассмотрении линейной стадии не следует забывать о ее условности для грунта: модуль деформации работает при однократном нагружении и принципиально отличен от модуля упругости (модуля Юнга). В реальности в грунте практически отсутствуют обратимые деформации, все деформации в грунте остаточные. Они имеют не упругий, а пластический характер. Точнее следует сказать: вязкопластический характер, поскольку в грунтах не бывает мгновенных деформационных процессов, всякое деформирование протекает во времени. В связи с этим остановимся на рассмотрении существующих нелинейных моделей механики грунтов.

При описании моделей используется терминология, общепринятая в теории сплошных сред, применяется математический аппарат тензорного анализа.

6.1.1. Идеально-упругопластическая модель с предельной поверхностью, описываемой критерием Кулона — Мора

Самой простой нелинейной моделью работы грунта является общеизвестная так называемая идеально-упругопластическая модель с предельной поверхностью, определяемой критерием Кулона — Мора (рис. 6.1). Преимущество модели заключается в простоте назначения параметров, которые можно почерпнуть в любом отчете по инженерно-геологическим изысканиям.

Хорошо известны и недостатки подобной модели. Описывая пластические сдвиговые деформации, она полностью игнорирует нелинейность при объемном сжатии. Все деформации внутри предельной поверхности являются упругими и обратимыми. В результате модель лишь немного дополняет линейную модель, ограничивая уровень напряжений сдвига. Учитывая, что в практике проектирования фундаментов зданий развитие зон предельного состояния грунтов так или иначе ограничивается, результаты расчета по данной модели часто оказываются близки к упругому решению. Исключение составляет расчет подпорных сооружений, в котором, как правило, допускается развитие значительных зон предельного состояния. Однако в этом случае проявляется некорректная работа модели на стадии разгрузки. Модель предусматривает одинаковое поведение материала на фазе первичного нагру-

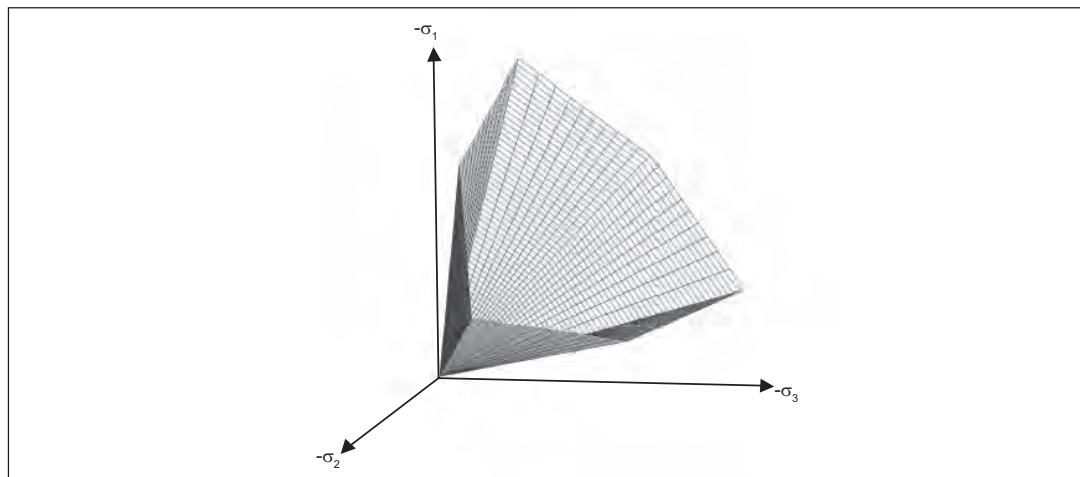


Рис. 6.1. Предельная поверхность, определяемая критерием Кулона — Мора

жения и разгрузки, что совершенно нехарактерно для грунтов (у которых модуль нагружения и разгрузки отличается, как известно, в 5...10 раз). Результатом решения задачи об устройстве котлована оказывается псевдоэффект чрезмерного поднятия дна котлована. Наиболее ярко этот псевдоэффект проявляется для водонасыщенных глинистых грунтов малой и средней степени литификации: в зону выпора вокруг котлована с подъемом в десятки сантиметров вовлекается окружающий массив грунта. Абсурдность такого явления очевидна, что перечеркивает возможность применения модели в данном классе задач.

6.1.2. Шатровые модели. Модифицированная модель Cam Clay

Для более полного отражения работы грунта применяют шатровые модели. Самой известной моделью из этого класса является модифицированная модель Cam Clay (К.Н. Roscoe, J.B. Borland, 1968). Она удачно описывает траектории первичного нагружения грунта, но дает принципиально неверный результат на траекториях разгрузки.

В этой модели область упругого состояния ограничивается не только поверхностью, описываемой критерием Кулона — Мора, но также дополнительной эллиптической поверхностью «шатра». Обычно модель строят в координатах: объемные напряжения $p = 1/3 (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)$ и девиатор напряжений $q = 1/2 (\sigma_1 - \sigma_2)$, хотя можно использовать и более сложные выражения вместо координаты q (например, интенсивность касательных напряжений). Различия в построении модели в разных координатах не носят принципиального характера, поэтому здесь мы рассмотрим наиболее простой вариант. В указанных выше координатах поверхность «шатра» записывается в виде уравнения эллипса

$$F(p, q) = p + \frac{q^2}{M^2 p} - p_e = 0 \quad \text{или} \quad p_e = p + \frac{q^2}{M^2 p}, \quad (6.1)$$

где p_e — параметр, определяющий размеры эллипса в направлении оси p ; M — параметр, определяющий наклон «линии критического состояния», описываемой уравнением

$$q = Mp. \quad (6.2)$$

Параметр M в формуле (6.2) связан с углом внутреннего трения следующей зависимостью

$$M = \frac{3 \sin \varphi}{3 - \sin \varphi}.$$

Деформации грунта полностью обратимы, если уровень напряжений, действующих на элементарный объем грунта, не выходит за пределы поверхности нагружения, ограничивающей зону упругих деформаций на рис. 6.2. Активное нагружение грунта, выходящее за пределы упругой зоны, приводит к развитию как обратимых, так и необратимых деформаций, а также к изменению положения поверхности нагружения (рис. 6.2).

В соответствии с постулатом Друккера (Д. Друккер, В. Прагер, 1975) предполагается, что вектор пластических деформаций ε_p направлен перпендикулярно поверхности нагружения, то есть последняя является поверхностью пластического потенциала:

$$\Delta \varepsilon_{vp} = \Delta \lambda \cdot \frac{\partial F}{\partial p}; \quad \Delta \gamma_p = \Delta \lambda \cdot \frac{\partial F}{\partial q}. \quad (6.3)$$

В модели предполагается, что точки, лежащие на поверхности «шатра», соответствуют одинаковой объемной деформации, таким образом, эллиптические поверхности представ-

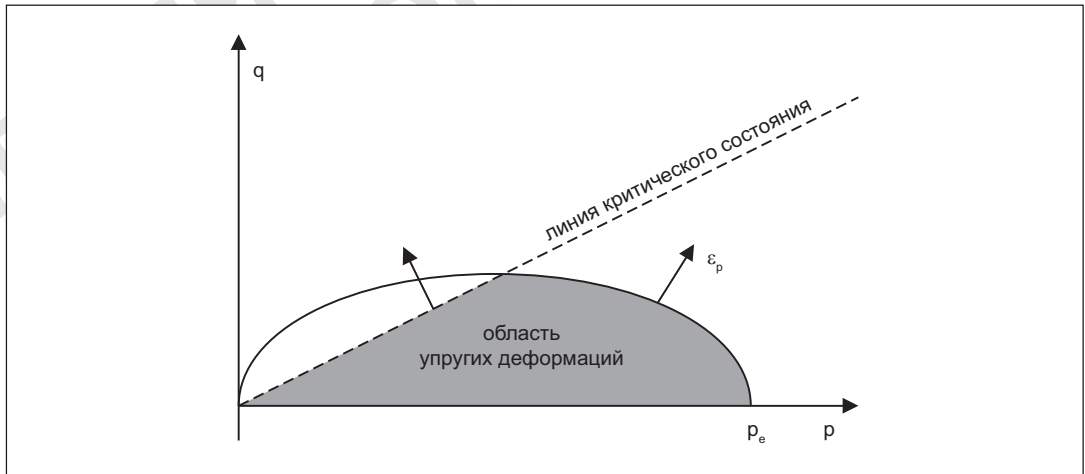


Рис. 6.2. Схема построения классической модели Cam Clay

ляют собой изолинии равных объемных деформаций при различном напряженном состоянии. Для завершения описания модели вводится функция зависимости объемной пласти-

$$\varepsilon_{vp} = \lambda \ln \left(\frac{p_e}{p_o} \right), \quad (6.4)$$

ческой деформации от «эквивалентного» напряжения p_e . Обычно используется логарифмическая функция

где λ и p_o — параметры, определяющие вид кривой объемного сжатия, подбираемые по испытаниям.

Модель Cam Clay стала одной из первых попыток целостного взгляда на нелинейное поведение грунта. Модель позволяет учесть нелинейную работу среды как при сдвиге, так и при объемном сжатии. Тем самым учитывается разница работы грунта при активном нагружении и при разгрузке/повторном нагружении. Это позволяет моделировать поведение грунтов при различных траекториях нагружения. Существует множество модификаций данной модели с предельными поверхностями различной формы. Некоторые модификации будут рассмотрены ниже, однако здесь мы остановимся на проблемах, которые встают на пути применения классической модели Cam Clay и большинства ее модификаций для моделирования поведения водонасыщенных глинистых грунтов малой и средней степени литификации.

Модель Cam Clay предполагает, что прочность грунта является следствием его предва- рительного уплотнения. Таким образом, с глубиной прочность грунтов должна возрастать, то есть грунты должны находиться либо в нормально уплотненном, либо в переуплотненном состоянии. Как уже отмечалось в главах 1 и 2, для водонасыщенных глинистых грунтов Санкт-Петербурга эффект увеличения сопротивления сдвигу с глубиной практически не наблюдается, что говорит о том, что эти грунты по традиционной классификации находятся в *недоуплотненном* состоянии. При этом, как также отмечалось выше, тенденция их уплотнения практически незаметна в масштабе времени существования здания.

Здесь сразу же проявляется противоречие, характерное для большинства известных моделей. Существующие модели грунта в основном не предполагают возможности длительного стабильного существования грунта в недоуплотненном состоянии. В результате для описания реального характера работы грунтов, распространенных в Санкт-Петербурге, эти модели нуждаются во внесении существенных модификаций.

Однако модель Cam Clay, к сожалению, не лишена и других, менее очевидных недостатков (А.Г. Шашкин, К.Г. Шашкин, 2005, 2006). К ним следует отнести следующие псевдо-эффекты, проявляющиеся при внимательном анализе работы модели.

1. При моделировании стабилметрических испытаний при нагружении по траектории раздавливания модель образца демонстрирует знакопеременные боковые деформации (сначала сжатие, потом расширение).

2. При рассмотрении компрессионных условий на начальной стадии увеличения вертикальных напряжений модель предсказывает уменьшение горизонтальных напряжений. Для этапа разгрузки модель предсказывает появление в образце предельного состояния.

3. Модель предполагает жесткую зависимость между поведением грунта при всестороннем сжатии и при сдвиговом деформировании, что не позволяет с одним и тем же набором параметров моделировать даже такие тестовые задачи, как компрессионные и стабилометрические испытания.

Отмеченные псевдоэффекты, проявляющиеся при использовании шатровых моделей, в частности модели Cam Clay, к сожалению, далеко не безобидны. При моделировании работы основания методом конечных элементов большинство элементов расчетной схемы находятся в сложном напряженном состоянии, поэтому псевдоэффекты могут проявляться в самых неожиданных местах, искажая решение. Анализ работы даже одного дифференциально малого элемента весьма громоздок, оценить же возможность проявления указанных противоречий в рамках всей расчетной схемы практически невозможно.

Однако основным недостатком шатровых моделей типа Cam Clay следует признать то, что на самом деле эти модели *не описывают* нелинейное поведение грунта на всех траекториях нагружения. Основной идеей этих моделей является развитие области упругого состояния в пределах поверхности «шатра». Это подразумевает наличие *только упругих* (обратимых) деформаций на любых траекториях нагружения внутри этой области. В результате переуплотненный грунт должен быть способен воспринимать существенные девиаторные напряжения вообще без необратимых пластических деформаций. Такое поведение не согласуется с экспериментами, в которых при приложении девиатора напряжений в грунте практически всегда возникают остаточные деформации. Еще В.А. Иосилевич (2005) убедительно доказал своими тщательно проведенными опытами отсутствие сколько-нибудь развитой зоны упругого поведения грунта. Им же одновременно был опровергнут и ассоциированный закон пластического течения, являющийся краеугольным камнем данного класса моделей.

Увидеть несоответствие шатровых моделей и экспериментальных данных можно на простейшем опыте, который нетрудно провести в любой лаборатории. Для упрощения эксперимента в качестве образца возьмем сухой песок (в этом случае объемные деформации будут происходить быстро и эксперимент не займет много времени).

Примем следующую последовательность нагружения образца (рис. 6.3).

1. Приложение гидростатического давления (объемных напряжений) p_1 . В соответствии с основным предположением шатровых моделей в этом случае на плоскости $p - q$ образуется некоторая область упругой работы грунта.

2. Разгрузка образца до величины $p_2 = p_1 / 2$.

3. Нагрузка образца по траектории раздавливания таким образом, чтобы девиатор напряжений q_3 был значительно меньше разрушающих напряжений, а точка p_3, q_3 однозначно находилась внутри предполагаемой области упругой работы грунта.

4. Разгрузка образца до точки $p_4 = p_2 = p_1 / 2, q_4 = 0$.

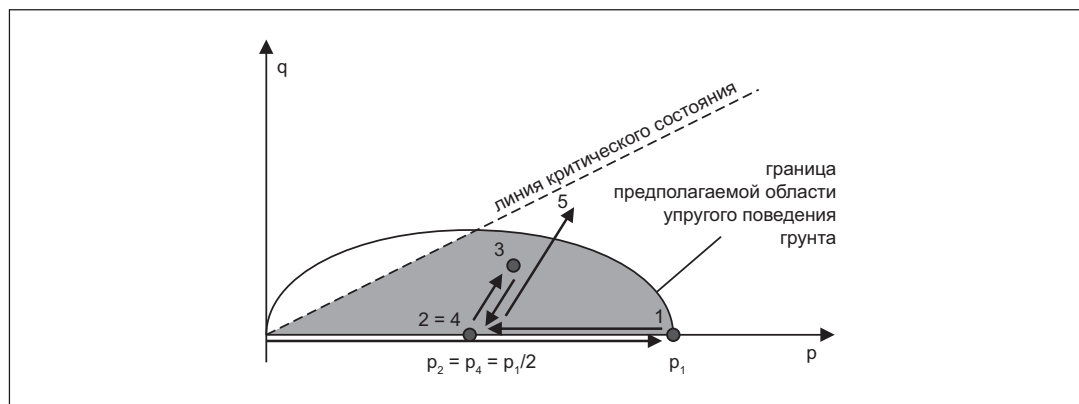


Рис. 6.3. Схема эксперимента для оценки реальности существования области упругого поведения грунта

Если область упругих (обратимых) деформаций существует, нагружение и разгрузка на этапах 3 и 4 не должна (согласно логике, заложенной в модель) приводить к появлению

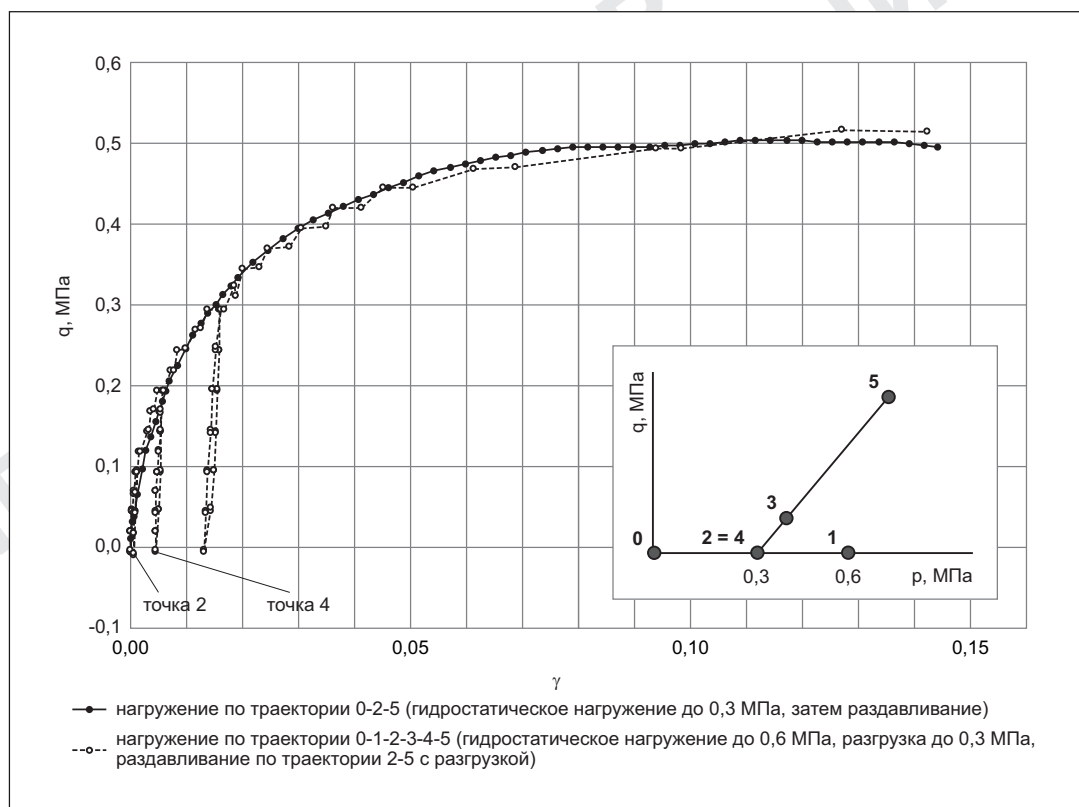


Рис. 6.4. Сравнение зависимости «сдвиговая деформация — девиатор напряжений» при различных траекториях нагружения

остаточных деформаций.

5. Нагружение образца по траектории раздавливания до разрушения. Этот этап позволяет убедиться, что приложенные на этапе 3 напряжения далеки от разрушающих.

При движении по траектории 0-1-2-3-4 (см. рис. 6.3) не должно возникать остаточных сдвиговых деформаций, поскольку точки 2, 3, 4 лежат внутри области упругого состояния, образованной при гидростатическом нагружении по траектории 0-1. Между тем опыты не подтверждают данное ключевое для модели теоретическое положение. Между точками 2 и 4 всегда накапливаются остаточные деформации. Нагружение по траектории 0-2-5 и траектории 0-1-2-3-4-5, согласно представлениям модели, должно приводить к существенно различным кривым сдвиговых деформаций. По траектории с разгрузкой (0-1-2-5) они теоретически должны быть меньше, чем по траектории без разгрузки (0-2-5).

На практике же эти кривые почти совпадают (рис. 6.4). Неправомерность ассоциированного закона В.А. Иосилевич доказал проведением виртуозных по точности исполнения опытов на стабилометрах, направляя траектории нагружения всею из одной точки и измеряя вектор пластической деформации. Согласно ассоциированному закону пластического течения, вектор пластической деформации имеет единственное направление, перпендикулярное поверхности упругого состояния. Вместо этого для каждого вектора напряжений в реальных опытах наблюдался свой вектор деформаций.

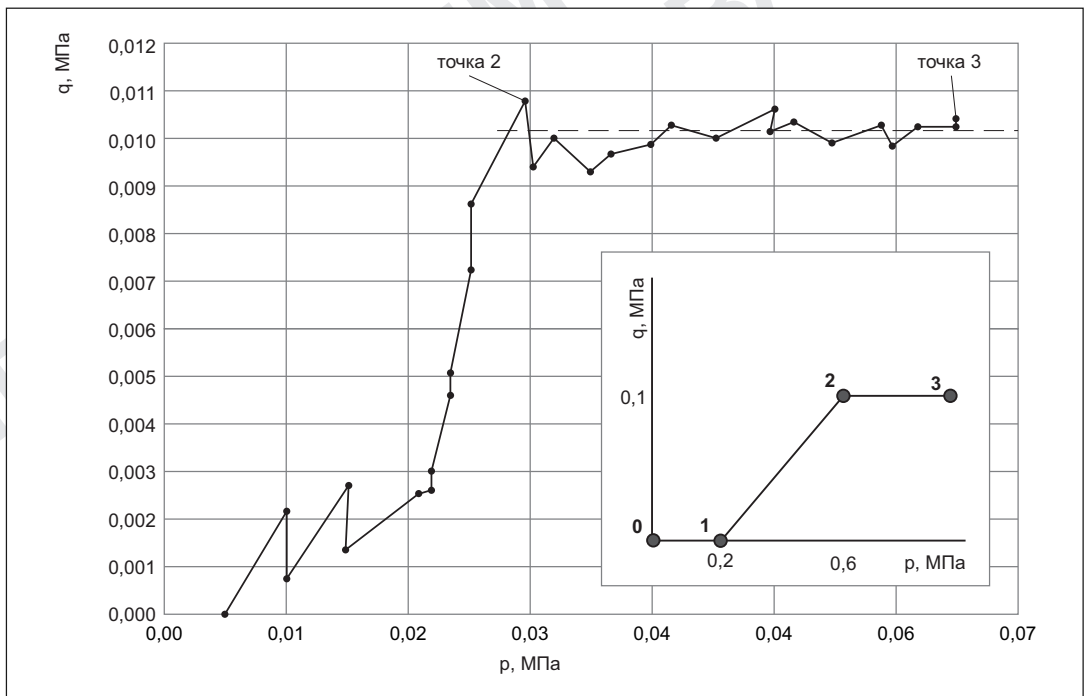


Рис. 6.5. Демонстрация отсутствия ассоциированного закона пластического течения при гидростатическом нагружении с постоянным девиатором

В отсутствии ассоциированного закона любой исследователь может легко убедиться, проведя следующий простейший эксперимент. При нагружении по траектории 0-1-2-3 (рис. 6.5) между точками 2 и 3 в соответствии с ассоциированным законом (при условии, что поверхность текучести не строго вертикальна) должны проявиться сдвиговые деформации, чего совершенно не происходит в действительности. Даже исходя из здравого смысла, при увеличении объемных напряжений (то есть при симметричном воздействии) совершенно исключено возникновение сдвиговых деформаций (то есть увеличение асимметрии).

Ассоциированный закон пластического течения основан на постулате Друккера, взятом из теории пластичности, разработанной для металлов. Этот закон в механике грунтов настолько же актуален, насколько близки грунты и металлы между собой. В механике грунтов нет надобности опровергать постулат Друккера, поскольку сама область упругого состояния в природе грунтов практически отсутствует. По опытам В.А. Иосилевича (2005) данная область фактически вырождается в малую зону (точку), из которой и происходит развитие пластических деформаций.

Описанные казусы шатровых моделей могут сыграть злую шутку при расчете подземных сооружений, где рассматривается разгрузка основания. В этом случае мы неизбежно всегда попадаем внутрь «шатра» и недооцениваем сдвиговые деформации. На траектории с разгрузкой ошибки шатровых моделей могут превышать погрешности модели Кулона — Мора.

Следовательно, для расчетов подземных сооружений не подходят и такие популярные расчетные модели, как *Soft Soil* и *Creep Model*, реализованные в программе *PLAXIS*, относящиеся к классу шатровых моделей.

6.1.3. Другие модификации модели *Cam Clay*

Как уже отмечалось, количество модификаций модели *Cam Clay*, появившихся за последние десятилетия, столь велико, что выполнить подробный анализ особенностей работы этих модификаций и даже просто относительно полный обзор в рамках данной работы не представляется возможным. Только в трудах международной конференции *Prediction, analysis and design in geomechanical applications* (2005) представлено более десятка различных модификаций нелинейных моделей поведения грунта, так или иначе основанных на идеях, заложенных в модели *Cam Clay*.

Отметим основные направления, по которым осуществляется развитие нелинейных моделей. Самая простая модификация модели типа *Cam Clay* заключается в изменении формы шатровой поверхности. Такие модели изложены в работах S. Pietruszczak, Z. Mroz (1980), Б.И. Дидука (1987), M.G. Jefferies, D.A. Shuttle (2005) и многих других. Формы шатровой поверхности некоторых моделей изображены на рис. 6.6. В частности, при расчете высотных зданий во Франкфурте-на-Майне в работах Р. Катценбаха (2005) используется модель, в которой форма «шатра» регулируется специальными параметрами. Поскольку поведение модели при нагружении по траектории раздавливания, как было показано выше, опреде-

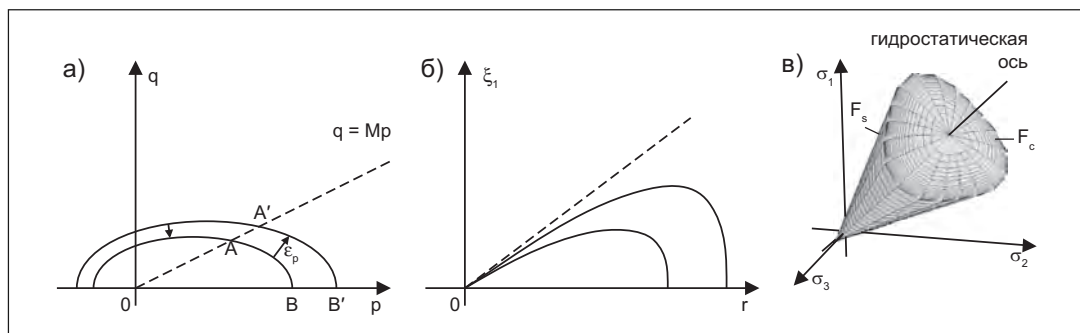


Рис. 6.6. Формы поверхности «шатра» в моделях разных авторов: а — модель S. Pietruszczak and Z. Mroz; б — модель Б.И. Дидука; в — вариант шатровой модели, используемой Р. Катценбахом для расчета основания высотного здания во Франкфурте-на-Майне

ляется законом уплотнения и формой шатра, изменение вида поверхности «шатра» в некоторых случаях позволяет приблизить работу модели к эксперименту. Однако остальные рассмотренные недостатки модели Cam Clay в полной мере присущи и этой группе моделей.

Другое направление модифицирования модели Cam Clay заключается в усложнении ее математического аппарата. Например, в модели A. Asaoka (2005) вводятся две дополнительные поверхности: «предуплотнения» и «переуплотнения» (рис. 6.7). Эти поверхности по форме подобны предельной поверхности модели Cam Clay, а их размер определяется специальными параметрами. Параметры эти изменяются в процессе деформирования, что, по утверждению автора, позволяет моделировать, например, потерю переуплотнения или потерю структурности грунта. Положение этих поверхностей влияет на поведение грунта в процессе деформирования.

Другие модификации модели Cam Clay, которые можно отнести к этому направлению, изложены в работах M.D. Liu, J.P. Carter (2005), F. Sanchez, N.A. Gonzales (2005), F. Oka, S. Kimoto, T. Adachi (2005) и др.

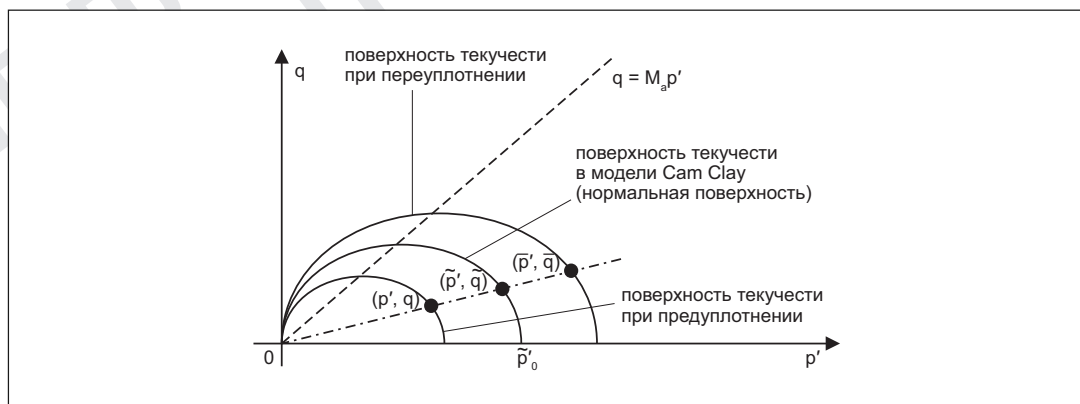


Рис. 6.7. Положение предельной поверхности и поверхностей «предуплотнения» и «переуплотнения» в модели A. Asaoka

Как отдельное направление можно рассматривать модели, учитывающие неизотропность упрочнения. Такие модели распространены в работах, посвященных решению задач динамики грунта. В этих моделях рассматривается так называемое трансляционное упрочнение, проявляющееся не в расширении предельной поверхности, а в ее перемещении. Такие модификации изложены в работах T. Benz, R. Schwab, P.A. Vermeer (2005), S. Oh, T.-K. Kim, H.-I. Park (2005), K.I. Andrianopoulos, A.G. Papdimitriou, G.D. Bouckovalas (2005) и др. (рис. 6.8).

Как мы видели выше, работа модели Cam Clay в классической формулировке уже достаточно сложна и порой не вполне очевидна. Усложнение математического аппарата модели

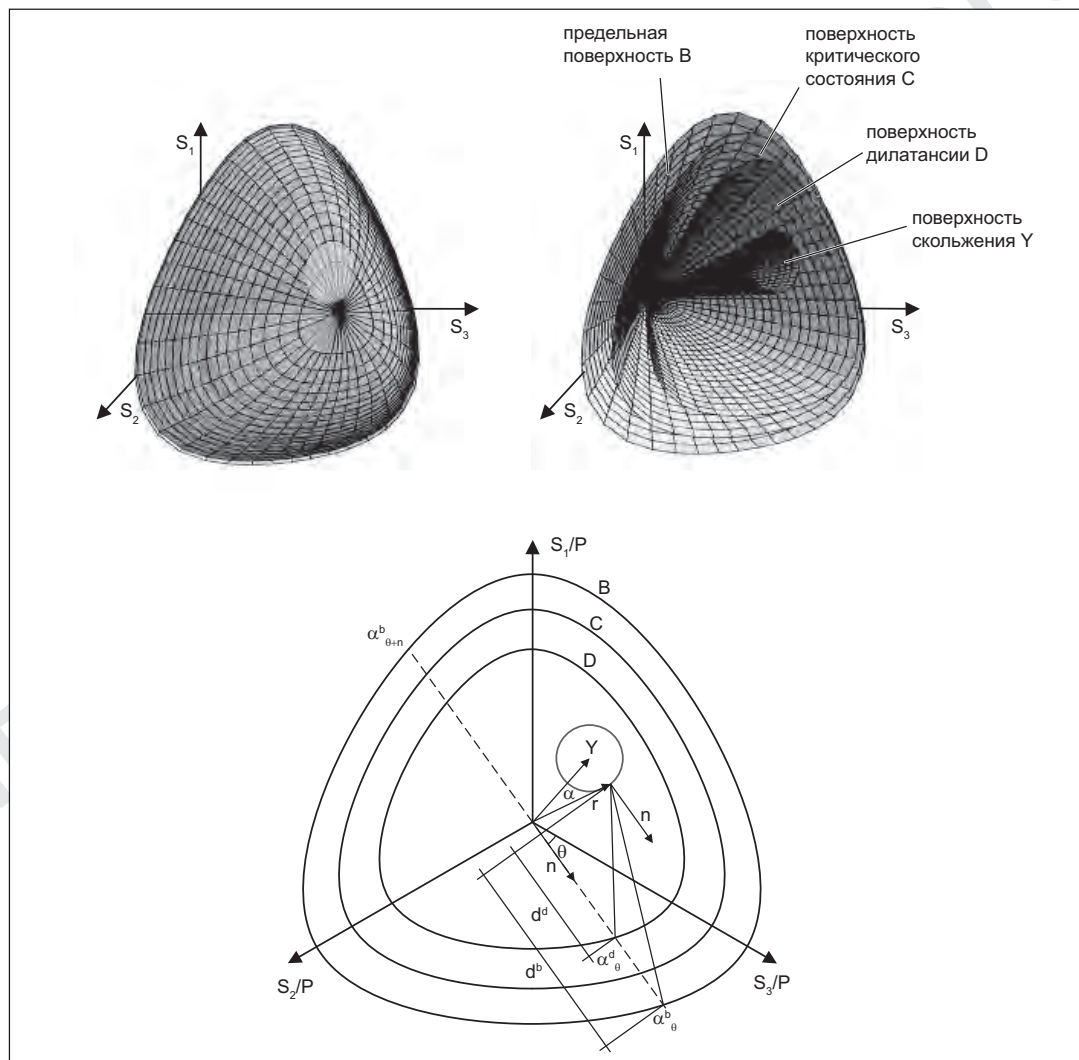


Рис. 6.8. Геометрическое изображение модели T. Benz, R. Schwab, P.A. Vermeer

ведет и к усложнению ее поведения. Полный анализ отклика модели на различное напряженное состояние становится крайне трудоемким, в результате весьма вероятно, что не все проявления модели известны даже их авторам.

6.1.4. Модели с двойным упрочнением

В отдельное направление можно выделить модели, в которых вводится независимый закон поведения грунта при деформациях формоизменения, а область упрочнения при сдвиге развивается независимо от объемных деформаций. К таким моделям относятся модель Ю.К. Зарецкого (1988) и упрочняющаяся модель (Hardening Soil Model) в известной программе PLAXIS (T. Schanz, P.A. Vermeer, P.G. Bonnier, 1999). Такое направление, на наш взгляд, является наиболее перспективным, поскольку позволяет учесть наличие пластических деформаций формоизменения на различных траекториях нагружения. Как уже указывалось, в модели Cam Clay деформации формоизменения определяются законом уплотнения и формой «шатра». Вероятно, что какие-то зависимости между поведением грунта при уплотнении и при сдвиге существуют, однако надежда на то, что математический аппарат модели позволит установить эти зависимости и при этом не придется вникать в их физический смысл, представляется неоправданной. При построении феноменологической модели логичнее вводить *независимые* функции для описания поведения грунта при уплотнении и при сдвиге.

Рассмотрим более подробно упрочняющуюся модель — Hardening Soil Model, разработанную П.А. Вермейером (T. Schanz, P.A. Vermeer, P.G. Bonnier, 1999), заложенную в известную программу PLAXIS и поэтому достаточно часто употребляемую в практических расчетах.

В этой модели для описания поведения грунта при стабилметрическом испытании используется гиперболическая зависимость (рис. 6.9)

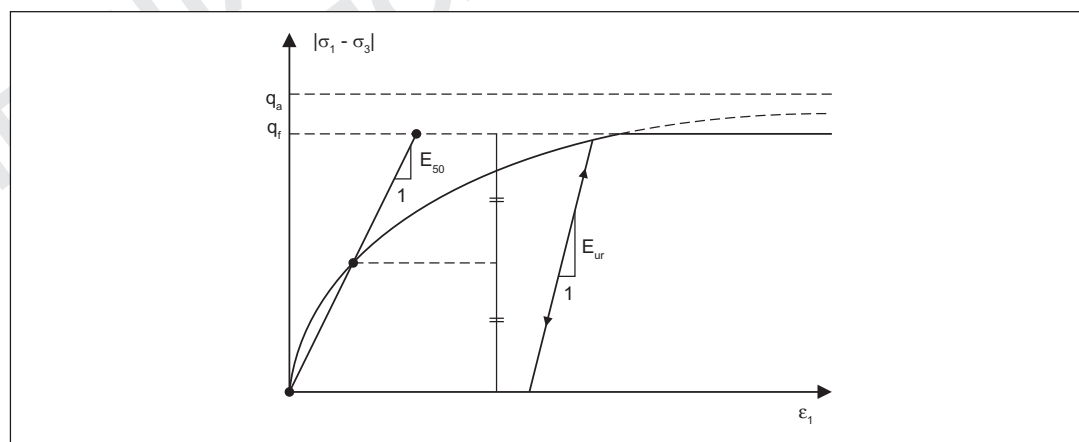


Рис. 6.9. Вид зависимости вертикальной деформации от девиатора напряжений в Hardening Soil Model программы PLAXIS

$$\varepsilon_1 = \frac{1}{2E_{50}} \frac{q}{1 - q/q_a}, \quad (6.5)$$

где E_{50} — секущий модуль деформации при напряжении, равном половине разрушающего; $q = |\sigma_1 - \sigma_3|$ — плоский инвариант девиатора напряжений; q_a — асимптота функции, которая определяется сцеплением и углом внутреннего трения грунта:

$$q_a = \frac{q_f}{R}, \quad q_f = (c \cot \varphi - \sigma_3) \frac{2 \sin \varphi}{1 - \sin \varphi},$$

где $R = 0,9$ — некоторый понижающий коэффициент.

Если объемные деформации малы, то $\gamma_p \approx 2\varepsilon_1$, таким образом, выражение (6.5) определяет величины пластических деформаций при различных величинах объемных напряжений. Изолинии γ_p на плоскости p – q будут выглядеть, как показано на рис. 6.10.

Описание дилатансии при девиаторном нагружении в модели реализовано по теории Rowe (1962). Таким образом, при девиаторном нагружении имеет место *неассоциированный* закон течения.

Для описания нелинейных деформаций при объемном сжатии в Hardening Soil Model используется эллиптическая поверхность «шатра» с центром в точке $p = 0$, $q = 0$ и размерами полуосей эллипса p_p и αp_p (рис. 6.11).

Параметр α определяет форму эллипса. Деформации в области «шатра» определяются постулатом Друккера и степенным законом упрочнения

$$\varepsilon_{vp} = \frac{\beta}{m+1} \left(\frac{p_p}{p_{ref}} \right)^{m+1}.$$

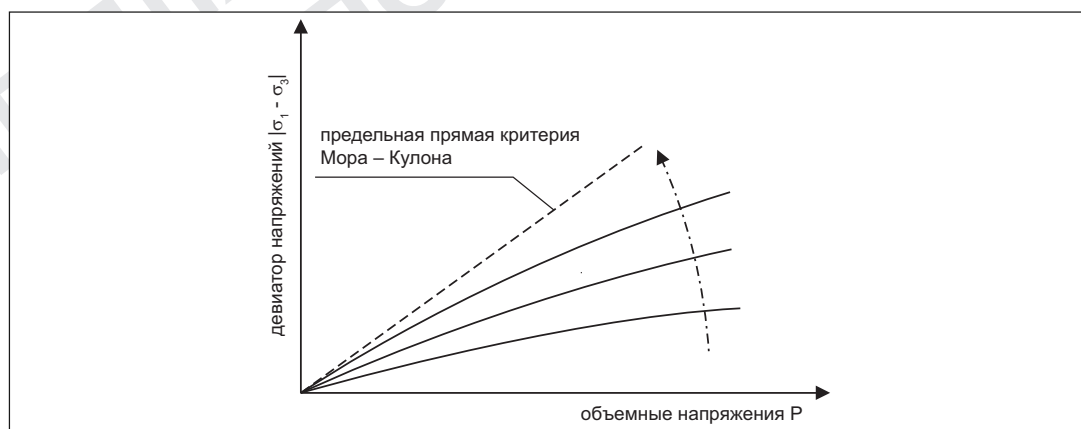


Рис. 6.10. Вид изолиний равных пластических деформаций сдвига γ_p на плоскости p – q

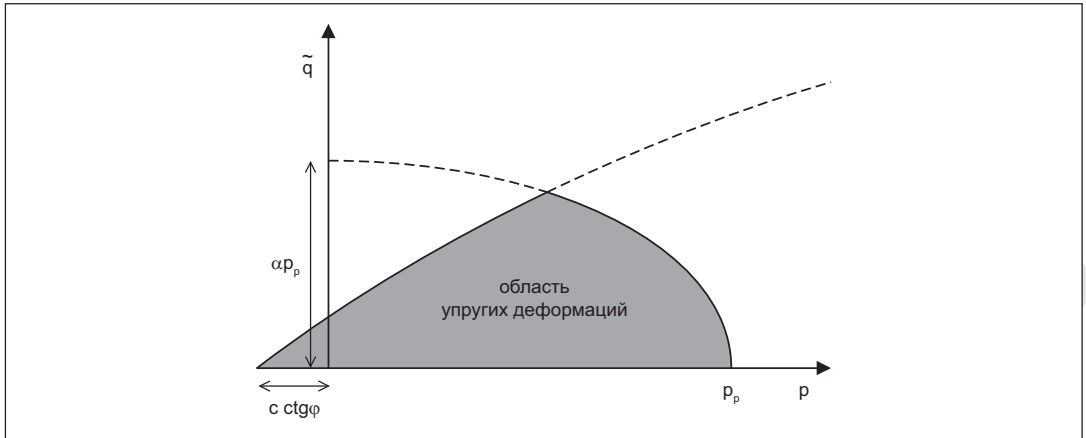


Рис. 6.11. Вид упругой области в Hardening Soil Model программы PLAXIS

В результате упругая область ограничивается одной из изолиний γ_p и поверхностью «шатра» (см. рис. 6.11). Таким образом, при описании объемных деформаций в Hardening Soil Model используются идеи, близкие к моделям типа Cam Clay, а при описании деформаций сдвига используются эмпирические кривые. Данный подход позволяет избежать основного указанного выше недостатка шатровых моделей, а именно завышения жесткости грунта при деформациях формоизменения. В результате испытания по траектории, изображенной на рис. 6.3, будут вполне соответствовать эксперименту, поскольку модель не предполагает образования области упругого состояния при приложении только объемных напряжений.

В то же время такая «гибридная» модель также не лишена противоречий. Введение поверхности «шатра», на наш взгляд, является нарушением логики модели с двумя независимыми параметрами упрочнения. Действительно, не вполне понятно, почему при пересечении траекторией нагружения изолинии закон течения является неассоциированным, а при пересечении поверхности шатра становится ассоциированным. При ассоциированном законе, как уже отмечалось, величина деформаций сдвига будет определяться уже не эмпирической формулой (6.5), а законом уплотнения и формой поверхности «шатра».

В результате можно организовать траекторию нагружения, по которой поведение модели опять-таки будет отличаться от опытных данных. Пример такой траектории изображен на рис. 6.12. В этом случае между точками 1 и 2 модель будет работать по эмпирическому закону (6.5).

При разгрузке и повторном нагружении девиаторной составляющей поведение модели будет соответствовать опытным кривым, например, изображенным на рис. 6.4. Однако, если после разгрузки перед повторным нагружением догрузить образец объемными напряжениями, его поведение, как показывает анализ модели, изменится. Действительно, в этом случае деформации формоизменения будут определяться ассоциированным законом течения, законом уплотнения и формой «шатра», в результате чего мы получим пластические

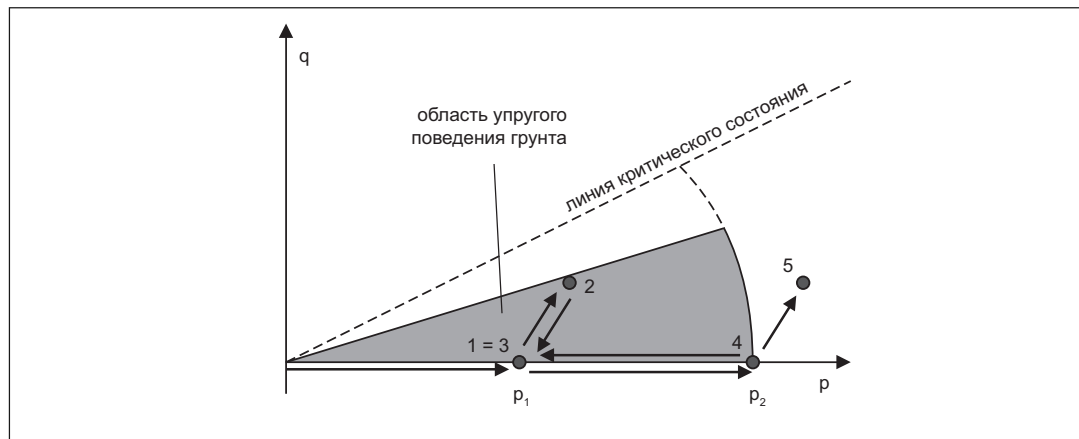


Рис. 6.12. Схема эксперимента для оценки реальности существования области упругого поведения грунта

деформации формоизменения на траектории 4-5 (см. рис. 6.12) при повторной загрузке той же величиной девиатора напряжений. Физически не вполне понятно, почему увеличение объемных напряжений в этом случае приводит к увеличению податливости грунта при деформациях формоизменения.

В целом, подводя итог критическому анализу рассмотренных нелинейных моделей, можно отметить перегруженность большинства моделей математическими зависимостями, не имеющими под собой физических обоснований. При практическом применении сложность моделей играет скорее негативную роль, не всегда позволяя исследователю четко представить себе особенности работы модели в различном напряженном состоянии.

Для описания работы водонасыщенных глинистых грунтов малой и средней степени литификации большинство рассмотренных моделей вообще не применимо, поскольку, как это было показано выше, они некорректно описывают работу грунта при деформациях формоизменения. Для моделирования работы таких грунтов необходимо построение специальной эмпирической модели, более корректно отражающей результаты экспериментов.

Особенно наглядны недостатки описанных выше моделей при решении задач, связанных с разгрузкой основания, где массив грунта не испытывает деформаций уплотнения. Обусловленность деформаций формоизменения деформациями объема, характерная для штартовых моделей, может привести здесь к существенным ошибкам.

6.2. Проблемы расчета глубоких котлованов

Для расчетов ограждающих конструкций широко применяется понятие об активном и пассивном давлении. Эти давления, как известно, реализуются при наличии некоторого смещения ограждающей конструкции. Данный подход применим, прежде всего, для жестких подпорных стенок, испытывающих поступательное смещение. При использовании изгибаемых ограждающих конструкций (шпунтов, стен в грунте) не происходит реализации

активного и пассивного давлений в местах установки горизонтальных связей, в зоне условной заделки в грунт, поэтому без привлечения каких-либо дополнительных допущений с использованием понятия «активное — пассивное давление» может быть решен узкий круг задач. Для определения усилий в консольном шпунте обычно применяется схема Блюма — Люмейера или Якоби, каждая из которых привносит дополнительные допущения. Вопрос собственно о перемещении шпунта в этих системах не рассматривается.

Для уменьшения податливости ограждения в условиях плотной городской застройки необходима реализация схем, обеспечивающих минимизацию перемещений ограждения, например с большим количеством достаточно жестких распорок. В таких условиях предположение о полной реализации активного и пассивного давлений становится не вполне корректным.

При наличии хотя бы двух неподатливых горизонтальных связей задачу нельзя решать без учета смещений ограждения. При этом необходимо учитывать каким-либо образом величину давления на ограждение в зависимости от его смещения (то есть долю реализации активного и пассивного давлений) (рис. 6.13). В практических расчетах прибегают к линеаризации зависимости, изображенной на рис. 6.13, с помощью коэффициентов постели.

Такой метод требует, как правило, компьютерной реализации, поэтому его следовало бы назвать численно-аналитическим методом расчета. В этом случае некоторая нелинейная зависимость давления грунта на ограждение от перемещения ограждения заменяется кусочно-линейной зависимостью, причем наклон прямой в допределном состоянии определяется коэффициентом постели.

Основной проблемой учета деформативности грунта с помощью коэффициента постели является неопределенность значения этого коэффициента. В отличие от коэффициента

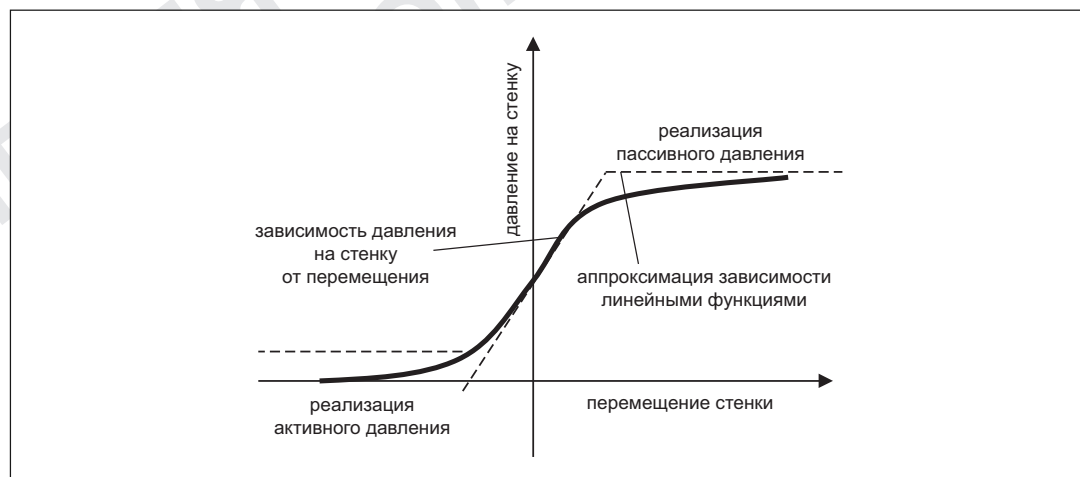


Рис. 6.13. Схема зависимости давления на ограждающую конструкцию от перемещения и ее аппроксимация в аналитическом методе расчета

постели, применяемого при расчете плитного фундамента, теоретических приемов для определения коэффициента постели ограждения не существует. Коэффициент постели является по своей сути жесткостью условной пружинки, имитирующей работу грунта, значение которой, например, для плитных фундаментов, определяется делением давления на перемещение. Этот прием для ограждения котлована не применим, поскольку давление может быть направлено в одну сторону, а перемещение — в другую (например, в схеме ограждения с распоркой на некоторой глубине). В этом случае коэффициент постели приобретает отрицательное значение. На практике используются эмпирические формулы и правила для назначения коэффициента постели (см. А.Б. Фадеев, А.Н. Драновский, 1993; P. Schmitt, 1995), корректность которых может быть подвергнута обоснованной критике, а достаточного опыта их применения на практике в Санкт-Петербурге не накоплено. В частности, используются формулы по определению коэффициента постели по данным прессиометрических испытаний, при отсутствии таких испытаний может использоваться формула Шмитта (P. Schmitt, 1995)

$$K_h = 2,1 \frac{E_{\text{оed}}^{4/3}}{EI^{1/3}}. \quad (6.6)$$

Такой подход реализован во многих отечественных и зарубежных программах.

Данная методика предполагает получение величины перемещений и усилий в ограждающей конструкции, но не рассматривает осадки окружающего массива грунта. Ее невозможно применять для расчета осадок окружающих зданий.

В условиях, когда определяющим фактором выбора конструкции котлована и системы крепления являются ожидаемые осадки окружающих зданий, данная особенность существенно ограничивает возможности прогнозирования.

Для преодоления недостатков численно-аналитического метода расчета возможно использование более сложных моделей основания. Наиболее часто в практике расчетов используется упругопластическая модель с критерием прочности, описываемым уравнением Кулона — Мора. К сожалению, применение этой простейшей упругопластической модели приводит к некорректным результатам. Как уже упоминалось выше, в п. 6.1.1, в этой модели работа грунта на стадии нагружения и разгрузки описывается одним и тем же модулем деформации, что не соответствует реальной работе грунта. В результате при рассмотрении котлованов в слабых грунтах модель прогнозирует аномальное поднятие дна котлована, что приводит к искажению общей картины деформаций. Ниже на примере (рис. 7.25, 7.26) будет показано различие реального поведения грунта и прогнозируемого по модели Кулона — Мора.

Очевидным недостатком использования простейшей упругопластической модели является использование для описания деформирования грунта компрессионного модуля деформации. Последний определяет поведение грунта при уплотнении под сооружением при приложении дополнительных давлений и оттоке поровой воды. В то же время при устройстве котлована наблюдается скорее другая картина — разгрузка основания с увеличением

девиатора напряжений. В этом случае, очевидно, работа грунта в компрессионных условиях по физическому смыслу не соответствует реальным условиям работы массива грунта. В принципе использование модели Кулона — Мора возможно при соответствующем подборе характеристик деформируемости (модуля деформации и коэффициента Пуассона), однако такой подбор неизбежно будет иметь эмпирический характер и в результате приобретает недостатки, характерные для простейшего численно-аналитического метода.

Очевидно, при рассмотрении статической разгрузки толщи грунтов наблюдается тот же методологический недостаток, о котором говорилось ранее в связи с расчетом осадок основания при нагружении: невозможно описывать все многообразие деформаций грунта с помощью единственной константы — модуля деформации. Лучшей иллюстрацией бесперспективности этого пути является опубликованная Х.Ф. Швейгером (2008) (H.F. Schweiger, 2002) серия расчетов деформации котлована в Берлине глубиной 16 м, выполненная 17 группами расчетчиков. В качестве исходных данных были выданы схема котлована (рис. 6.14) и сведения о неких песчаных грунтах средней плотности:

$$\begin{aligned} E_s &\approx 20\,000 \text{ кПа} && \text{для } 0 < z < 20 \text{ м} \\ E_s &\approx 60\,000 \text{ кПа} && \text{для } z > 20 \text{ м} \\ \varphi &= 35^\circ && (\text{средняя плотность}) \\ \gamma &= 19 \text{ кН/м}^3 \end{aligned}$$

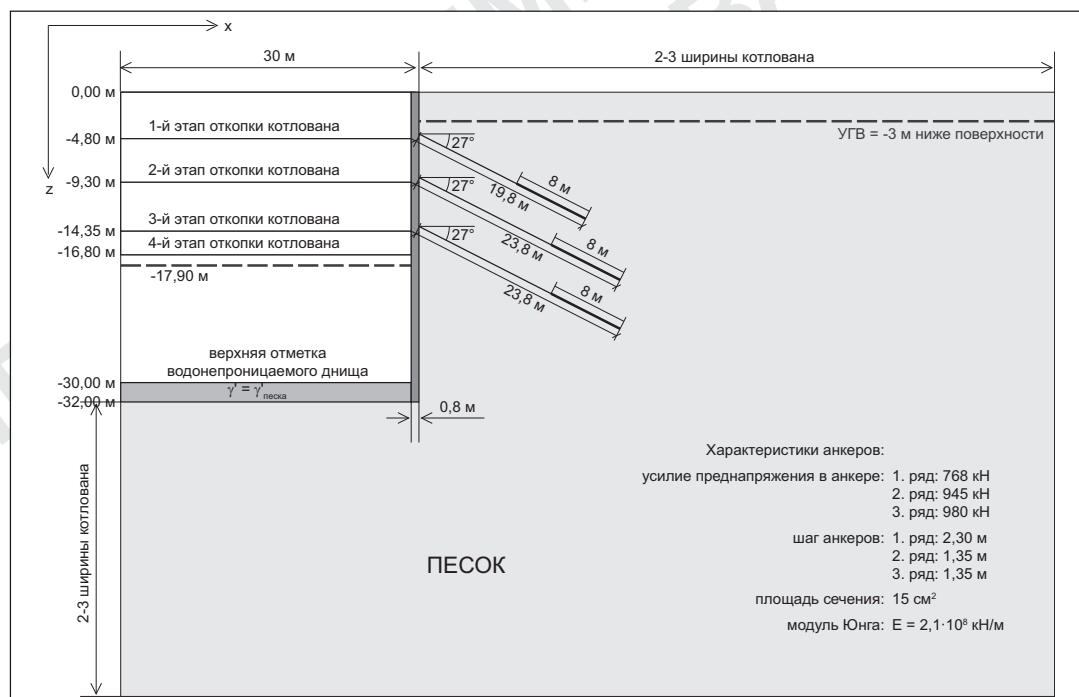


Рис. 6.14. Расчетная схема тестовой задачи (H.F. Schweiger, 2002)

$$\gamma' = 10 \text{ кН/м}^3$$

$$K_0 = 1 - \sin \varphi.$$

Таким образом, деформативность песков была охарактеризована только осредненными данными компрессионных испытаний.

Однако, как отмечалось выше, параметры сжимаемости грунта не могут полностью описать его поведение, при расчете подземных сооружений наиболее существенными являются характеристики сдвигового деформирования грунта. Никакой информации по этому предмету представлено не было.

Очевидно, это привело к тому, что группы расчетчиков восполняли недостаток исходных данных по своему усмотрению, что и дало различия в результатах расчета более чем на 200% (рис. 6.15).

Таким образом, приведенные результаты (H.F. Schweiger, 2002) не столько свидетельствуют о низкой точности расчетов, сколько отражают необходимость использования в расчетах более полных данных о поведении грунта при различном напряженном состоянии. Без достаточных исходных данных для расчета применение сложных моделей грунта, очевидно, является бессмысленным.

Выше, при рассмотрении осадки зданий и сооружений, было показано, что важную роль в ее развитии играют деформации формоизменения, а деформации фильтрационной консолидации имеют ограниченное значение. Очевидно, что при устройстве котлованов, когда отсутствуют уплотняющие давления, применять характеристики, обусловленные отжатием воды при консолидации, некорректно.

Ключевым моментом при описании перемещений основания подземного сооружения является учет деформаций при разгрузке грунта и деформаций формоизменения, возникающих при увеличении девиатора напряжений. В компрессионных испытаниях в этом случае наибольший интерес представляет не кривая нагружения, а кривая разгрузки. Для определения поведения грунта при увеличении девиатора напряжений наибольший интерес представляют трехосные испытания. Для глинистых грунтов с низким коэффициентом фильтрации имеет смысл выполнять испытания по недренированной схеме, поскольку при откопке котлована фильтрационная консолидация грунтов не может развиваться. Модель работы грунта соответственно должна иметь возможность описывать работу грунта при разгрузке и существенно нелинейную работу грунта при увеличении девиатора напряжений.

Роли сдвиговых деформаций и соответствующих характеристик грунта уделено внимание в описанной выше Hardening Soil Model (см. п. 6.1.4). Как указывают многие исследователи, это позволяет достичь большего соответствия расчетов экспериментальным данным. Отметим, однако, что модель не позволяет рассчитать развитие деформаций котлована во времени, а выдает «конечное» перемещение. Обычно же в данном типе задач проектировщика интересуют перемещения за ограниченный промежуток времени с учетом графика ведения работ. В реальности развитие деформаций ограждения котлована и массива грунта происходит во времени (см. главу 4). Откопка котлована подземного сооружения, как правило, производится по этапам, причем за время работ на каждом этапе стабилизации деформаций

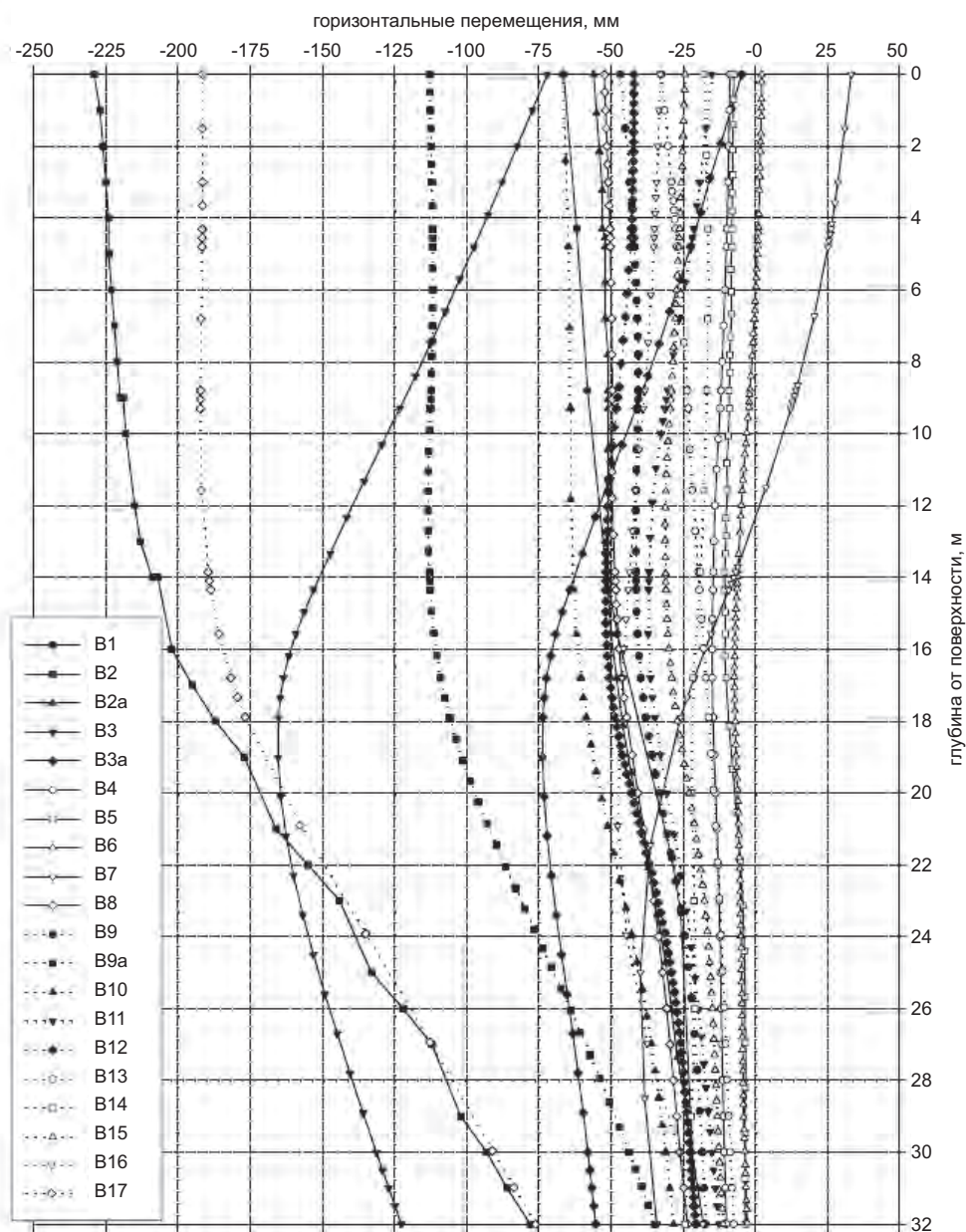


Рис. 6.15. Результаты решений 17 групп расчетчиков о распределении по глубине горизонтальных смещений котлована в Берлине (B1...B17 — расчеты по различным методикам) (H.F. Schweiger, 2002)

не происходит. Таким образом, для описания реальных величин перемещений модель должна учитывать возможность неполной реализации деформаций за время откопки каждого этапа. Для удовлетворения этому требованию модель должна включать реологические параметры, описывающие развитие деформаций во времени. В большинстве моделей (в том числе в Hardening Soil Model) единственным параметром, определяющим развитие деформаций во времени, является коэффициент фильтрации. При этом задержка во времени деформаций формоизменения во многих моделях либо вообще не описывается (деформации формоизменения считаются мгновенными), либо связывается с явлением консолидации и объемной ползучести через эффект дилатансии или контракции (так, например, это реализовано в модели Стерр программы PLAXIS). В то же время не вполне понятно, почему в грунте не должен проявляться эффект сдвиговой ползучести, характерный для большинства реальных материалов (от стали и бетона до стекла и различных полимеров). С другой стороны, взаимосвязь между скоростью объемных и сдвиговых деформаций через форму поверхности текучести и ассоциированный закон течения представляется скорее математической абстракцией, нежели физически обоснованным положением (что подробно обсуждалось выше, в п. 6.1).

Рассматривая задачу устройства котлована в характерных для Санкт-Петербурга водонасыщенных глинистых грунтах малой и средней степени литификации, следует вернуться к характерной особенности этих отложений, отмеченной в главе 3, — отсутствию увеличения с глубиной прочностных характеристик, то есть отсутствию угла внутреннего трения в природных недренированных условиях. Это явление фатально сказывается на применимости большинства подходов, связанных с понятиями об активном и пассивном давлениях. При нулевом угле внутреннего трения эти давления могут различаться только в зависимости от величины удельного сцепления C_u . При невысоких C_u для водонасыщенных грунтов малой и средней степени литификации результаты расчетов становятся слишком пессимистичными и расходятся со здравым смыслом. Причиной этого является отмеченное уже нами обстоятельство: на каждом этапе откопки котлована рассматривается «конечная» деформация, то есть каждый этап выдерживается бесконечно долго.

Предлагаемая нами вязкопластическая модель позволяет избежать этого противоречия.

6.3. Вязкопластическое деформирование грунта

6.3.1. Основные принципы построения феноменологической модели работы водонасыщенного глинистого грунта

Основной идеей построения предлагаемой феноменологической модели поведения грунта является независимое описание деформирования (точнее, применяя терминологию теории пластичности, так называемого *деформационного упрочнения*, или, другими словами, развития области обратимых деформаций) при уплотнении и формоизменении. В этом слу-

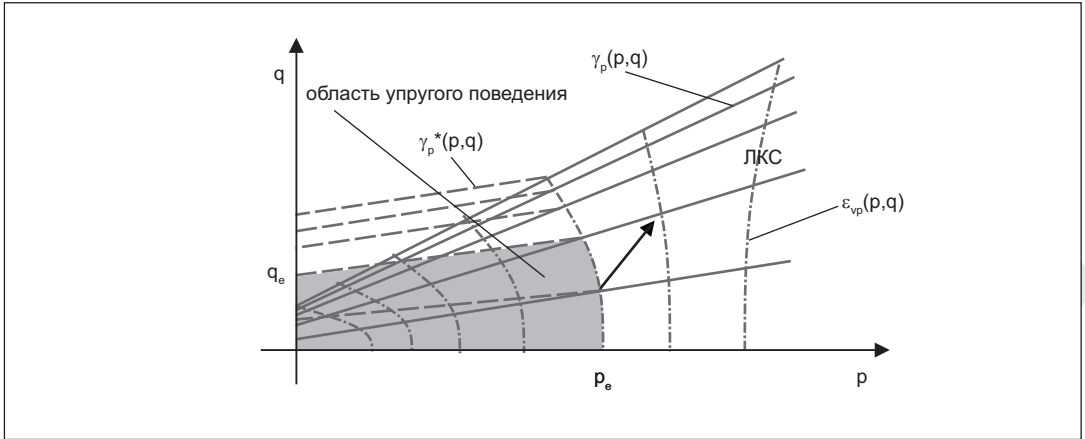


Рис. 6.16. Схема построения упругопластической модели с независимым деформационным упрочнением

чае модель строится исключительно просто. По результатам ряда опытов определяются зависимости $\gamma_p(p, q)$ и $\epsilon_{vp}(p, q)$.

Зависимости $\gamma_p(p, q)$ и $\epsilon_{vp}(p, q)$ можно изобразить на плоскости p – q в виде изолиний (рис. 6.16). Вид зависимостей $\gamma_p(p, q)$ хорошо известен. Очевидно, что при приближении к предельному напряжению деформации будут увеличиваться, таким образом, изолинии $\gamma_p(p, q)$ будут концентрироваться вдоль прямой закона Кулона.

Зависимость $\epsilon_{vp}(p, q)$ при $q = 0$ определяется из опыта на гидростатическое сжатие. Задавая различные величины девиатора напряжений, можно получить полный вид данных зависимостей. Отклонение изолиний $\epsilon_{vp}(p, q)$ на плоскости p – q от вертикали будет определять явление дилатансии. Поскольку точки выше предельной прямой соответствуют невозможному для грунта напряженному состоянию, изолинии $\epsilon_{vp}(p, q)$ имеет смысл изображать только ниже предельной прямой закона Кулона.

Набор зависимостей $\gamma_p(p, q)$ и $\epsilon_{vp}(p, q)$ полностью определяет вектор пластической деформации при заданном приращении напряжений. Построение модели при таком подходе свободно от каких-либо теоретических представлений о форме «шатра» и т.п. и позволяет максимально приблизить работу модели к результатам эксперимента. Фактически отличия от эксперимента будут определяться только неточностью аппроксимации функций $\gamma_p(p, q)$ и $\epsilon_{vp}(p, q)$.

Для несвязного грунта приведенных изолиний достаточно для описания деформирования при любом напряженном состоянии, поскольку увеличение сопротивления сдвигу в таком грунте объясняется увеличением трения между частицами. При снижении объемных напряжений нормальные силы между частицами уменьшаются, снижаются силы трения между ними, следовательно, уменьшается и интегральная величина сопротивления сдвигу.

В связных грунтах увеличение сопротивления сдвигу при объемном сжатии может происходить при уплотнении грунта, сопровождающимся сближением частиц и увеличением количества контактов между частицами. При уменьшении (снятии) объемных напряжений

полного обратного разуплотнения не происходит, а образовавшиеся контакты определяют сохранение величины сопротивления сдвига. Для связных грунтов физически правильнее было бы описывать не зависимости $\gamma_p(p, q)$, а зависимости $\varepsilon_{vp}(p, q)$, то есть определять зависимость поведения грунта при сдвиге не от объемного давления, а от достигнутой степени уплотнения.

Наиболее общим решением данной проблемы является введение дополнительного набора зависимостей $\gamma_p^*(p, q)$ на стадии снижения объемных напряжений. Для идеально несвязных грунтов $\gamma_p^*(p, q) \approx \gamma(p, q)$, а для идеально связных $\gamma_p^*(p, q) \approx \gamma(p_e, q)$, где p_e — достигнутый уровень уплотняющих напряжений. Введение некоторого промежуточного набора изолиний $\gamma_p^*(p, q)$ дает возможность учесть любую степень потери прочности при снижении объемных напряжений.

Изложенный выше подход позволяет описать большинство явлений, фиксируемых в экспериментах. Искривление изолиний равных объемных напряжений отражает явление дилатансии без привлечения отвлеченных представлений о форме поверхности «шатра» и т.п. Для водонасыщенных глинистых грунтов малой и средней степени литификации, распространенных на территории Санкт-Петербурга, дилатансия изучена в настоящее время недостаточно, хотя имеются свидетельства о незначительности этого эффекта. В дальнейшем поэтому для упрощения модели эти изолинии мы будем аппроксимировать вертикальными прямыми линиями (дилатансия не учитывается).

Для аппроксимации зависимости p - ε_{vp} удобно использовать следующую формулу:

$$\varepsilon_{vp}(p, q) = \varepsilon_{vp}(p) = \lambda \cdot \ln \left(\frac{p + p_o}{p_o} \right). \quad (6.7)$$

Параметры λ и p_o , как будет показано ниже, могут быть приближенно получены из компрессионных испытаний грунтов.

Аппроксимация зависимости q - γ при $q < \tau_{\text{lim}}$ может осуществляться степенной функцией

$$\gamma_p(p, q) = Aq^n, \quad (6.8)$$

где $A = \gamma_c / \tau_{\text{lim}}^n$, $\tau_{\text{lim}} = c_u + Mp$, $M = 3 \sin \phi / (3 - \sin \phi)$.

Подставляя эти значения в (6.8), получим

$$\gamma_p(p, q) = \gamma_c \left(\frac{q}{c_u + Mp} \right)^n \quad (6.9)$$

В выражениях (6.8) и (6.9) параметр γ_c определяет величину деформации сдвига, достигаемую перед разрушением образца. В слабых грунтах, в которых разрушение образца происходит без образования поверхности скольжения, обычно вертикальную деформацию ограничивают величиной 15%, что в неконсолидированно-недренированных испытаниях

водонасыщенного образца соответствует деформации формоизменения $\gamma_c = 0,225$. Параметр n определяет вид кривой.

Изолинии $\gamma_p^*(p, q)$ при снижении объемных напряжений могут также аппроксимироваться прямыми, направленными под углом, определяемым коэффициентом M^* . Тогда,

$$\tau_{\text{lim}} = c + Mp_e - M^*(p_e - p), \gamma_p^*(p, q) = \gamma_c \left(\frac{q}{c + Mp_e - M^*(p_e - p)} \right)^n \quad (6.10)$$

Для удобства параметр M^* можно описать аналогично параметру M :

$$M^* = 3 \sin \phi^* / (3 - \sin \phi^*),$$

где ϕ^* — можно назвать углом внутреннего трения при разгрузке.

Зависимость (6.9) описывает поведение грунта при напряжениях, меньших предельных. При напряжениях, равных пределу прочности, деформации формоизменения стремятся к бесконечности, что означает разрушение образца.

Схематическое изображение описанной упругопластической модели приведено на рис. 6.17.

Достоинством описанной модели является простота и предсказуемость ее поведения. Поскольку формулы (6.7), (6.8) и (6.9) являются просто аппроксимациями экспериментальных

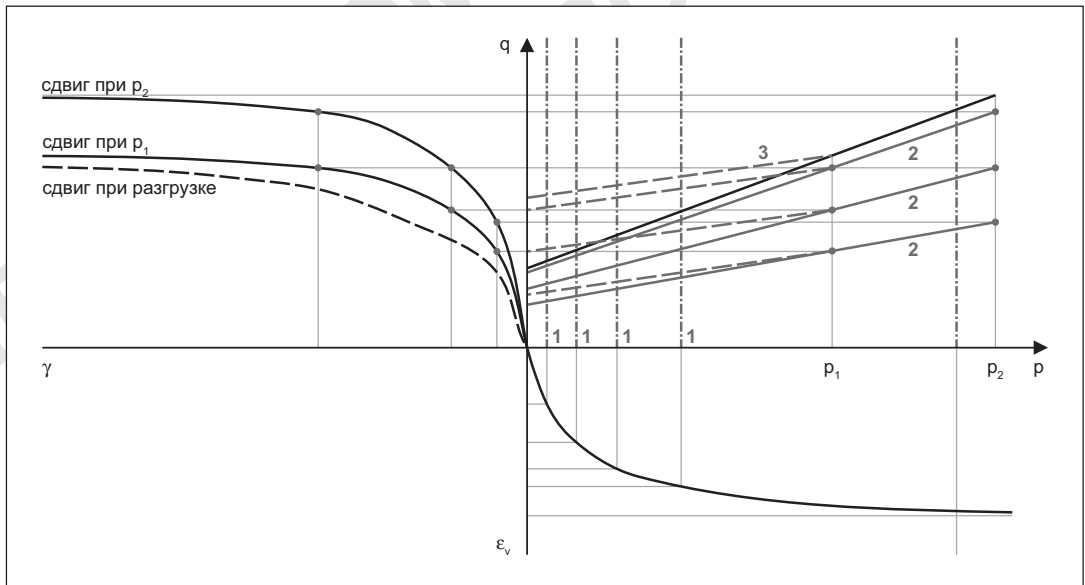


Рис. 6.17. Принцип построения упругопластической модели по аппроксимациям зависимостей τ - γ и p - ϵ_v : 1 — изолинии объемных деформаций; 2 — изолинии деформаций сдвига на стадии нагружения; 3 — изолинии деформаций сдвига на стадии разгрузки и повторного нагружения

кривых, модель будет описывать эксперимент настолько точно, насколько качественно подобраны данные аппроксимации.

6.3.2. Решение нелинейных задач при использовании метода конечных элементов

Для решения физически нелинейной задачи методом конечных элементов может быть использован способ начальных напряжений, сущность которого состоит в следующем. Пусть график зависимости напряжений и деформаций имеет некоторое криволинейное очертание (рис. 6.18).

В результате линейно-упругого решения могут быть определены «упругие» напряжения σ_e , значения которых отличаются от реальных («теоретических») напряжений σ_T , которые имела бы среда при рассчитанном уровне деформаций. Разница между «упругими» и «теоретическими» напряжениями рассматривается как невязка и прикладывается к системе конечных элементов в виде дополнительных узловых сил. В результате повторного упругого решения с новым вектором узловых сил «упругие» напряжения окажутся ближе к «теоретическим». Новая невязка добавляется к системе конечно-элементных уравнений, и итерационная процедура продолжается до тех пор, пока разница между «упругими» и «теоретическими»

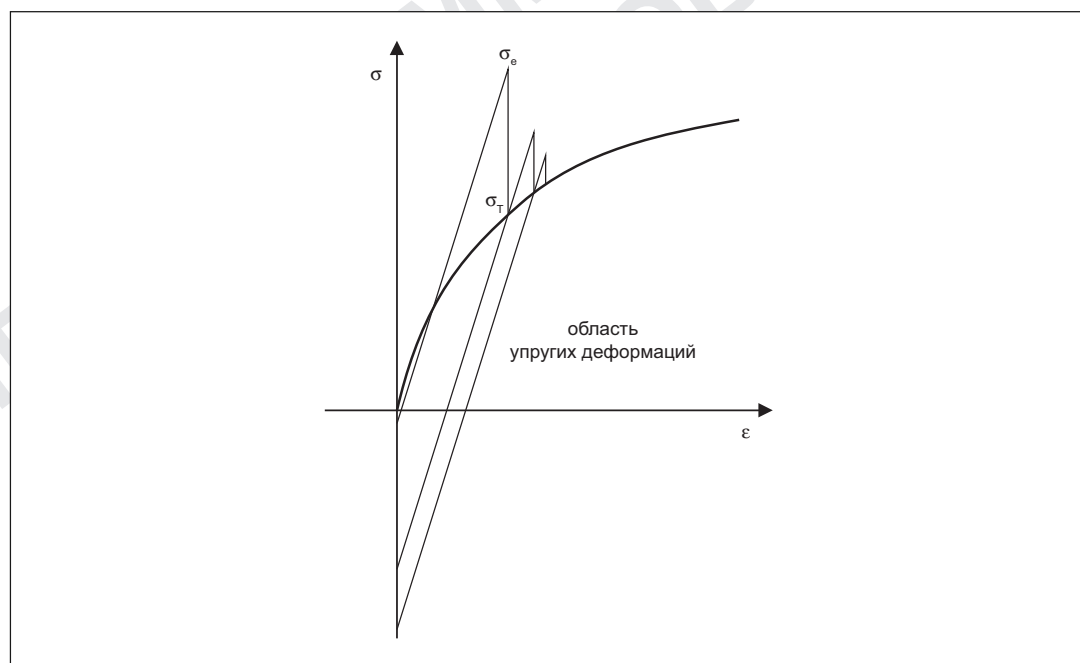


Рис. 6.18. Реализация физически нелинейных моделей методом начальных напряжений

ческими» напряжениями не будет превышать заданной точности. Величина «теоретических» напряжений определяется моделью грунта.

В общем случае для нелинейных функций $\gamma_p(p, q)$ и $\varepsilon_{vp}(p, q)$ при определении «теоретических» напряжений на каждой итерации необходимо решить систему нелинейных уравнений

$$\begin{aligned} p_T &= p_e - K(\varepsilon_{vp}(p_T, q_T) - \varepsilon_{vp}^H), \\ q_T &= q_e - G(\gamma_p(p_T, q_T) - \gamma_p^H) \end{aligned} \quad (6.11)$$

где ε_{vp}^H и γ_p^H — величины накопленных объемных и сдвиговых пластических деформаций.

Решение этой системы может быть реализовано методом Ньютона. В рассматриваемой модели при упрощенном виде функций $\gamma_p(p, q)$ и $\varepsilon_{vp}(p, q)$ решение (6.10) можно свести к решению одного нелинейного уравнения.

6.3.3. Учет фактора времени при развитии деформаций объема

Упругопластической модели с независимым деформационным упрочнением, более реалистично описывающей поведение грунтов, разумеется, недостаточно для решения задачи расчета развития деформаций оснований зданий и сооружений во времени. В частности, для проектирования котлована очень важно знать о реальной скорости развития деформации грунта. Если мы решаем, например, задачу о поперечной установке распорных креплений по мере откопки котлована, здравый смысл подсказывает, что распорки могут быть поставлены в течение нескольких часов, дней или недель, а решение упругопластической задачи имеет отношение к конечной деформации, развивающейся неопределенно долгое время.

Традиционно для расчета деформаций во времени применяют теорию фильтрационной консолидации. При этом различают первичную консолидацию, связанную с рассеянием порового давления, и вторичную, обусловленную ползучестью структурного каркаса грунта.

При создании вязкопластической модели эффект задержки объемных деформаций вследствие отжатия воды реализован нами традиционным способом. При этом учтена нелинейная зависимость коэффициента фильтрации от градиента напора (рис. 5.10, 5.11).

Для совместного решения задач фильтрационной консолидации и упругопластических задач, основанных на теории пластического течения, необходима запись уравнений равновесия и неразрывности потока в приращениях перемещений и поровых давлений. При использовании метода конечных элементов эти уравнения записываются в виде

$$\begin{cases} [K]\{du\} + [C]\{dp\} = \{df\} \\ [C]^T\{du\} - dt[K_f]\{p\} - \frac{n}{K_w}[E]\{dp\} = 0 \end{cases}, \quad (6.12)$$

где $[K]$ — матрица жесткости элемента; $[C]$ — «стыковочная» матрица; $[K_f]$ — матрица фильтрационных свойств грунта; $(n / K_w)[E]$ — матрица сжимаемости поровой жидкости, зависящая от пористости и модуля объемного сжатия воды; $\{du\}$ — вектор приращения перемещений; $\{dp\}$ и $\{p\}$ — приращение и величина порового давления; $\{df\}$ — приращение внешней нагрузки.

При использовании разностной схемы для шага по времени i можно записать:

$$\begin{cases} [K]\{\Delta u\} + [C]\{p_i\} = \{\Delta f\} + [C]\{p_{i-1}\} \\ [C]^T \{\Delta u\} - \Delta t [K_f]\{p_i\} - \frac{n}{K_w}[E]\{p_i\} = -\frac{n}{K_w}[E]\{p_{i-1}\} \end{cases} \quad (6.13)$$

Модели, основанные на выражениях (6.13), успешно применяются при решении плоских задач с небольшим количеством узлов. Однако при решении сложных задач большой размерности запись уравнений в виде (6.13) отличается негативными математическими свойствами. Матрица системы для такой задачи не является положительно определенной и содержит отрицательные элементы на главной диагонали, что ограничивает возможность применения эффективных алгоритмов линейной алгебры. Кроме того, матрица объединяет в одно решение неизвестные перемещения и давления, то есть реализует фактически смешанный метод решения. Элементы матрицы могут различаться по величине на несколько порядков, что ухудшает обусловленность системы.

Для решения задач большой размерности К.Г. Шашкиным (А.Г. Шашкин, К.Г. Шашкин, 2006) предложено раздельное решение уравнений равновесия и неразрывности потока с последующим объединением в итерационном процессе по схеме

$$\begin{cases} ([K] + [D_w])\{\Delta u\} = \{\Delta f\} - [C](\{p_{i-1}\} - \{p_i^*\}) + [D_w]\{\Delta u^*\} \\ \left(\Delta t [K_f] - \frac{n}{K_w}[E] \right) \{p_i\} = [C]^T \{\Delta u\} + \frac{n}{K_w}[E]\{p_{i-1}\} \end{cases}, \quad (6.14)$$

где звездочкой обозначены векторы перемещений и поровых давлений на предыдущей итерации. При решении упругопластической задачи такие итерации могут выполняться параллельно с итерациями метода начальных напряжений. Для схем большой размерности решение задачи фильтрационной консолидации по итерационной схеме (6.14) оказывается более выгодным по времени, чем решение плохо обусловленных задач по схеме (6.13).

6.3.4. Развитие деформаций формоизменения во времени

Как уже отмечалось выше, одной только теории фильтрационной консолидации оказывается недостаточно для описания деформирования основания во времени. Совпадение экс-

периментальных кривых развития осадок во времени с теоретическими порой искусственно достигается за счет сведения расчетной схемы к одномерной. При рассмотрении плоских или пространственных схем неизбежно добавляется составляющая осадки, связанная с деформациями формоизменения. Если модель грунта не предусматривает механизма задержки этих деформаций во времени, то в результате решения мы будем получать существенные мгновенные осадки сооружений, которые не наблюдаются в натуре.

К сожалению, в настоящее время не существует моделей, которые корректно описывали бы деформации сдвига во времени. В большинстве моделей предполагается мгновенное развитие сдвиговых деформаций (не является исключением и Hardening Soil Model), что противоречит всему накопленному человечеством опыту строительства.

Попыткой описания развития деформаций ползучести во времени является Creep Model. Она связывает деформации сдвиговой ползучести и вторичной консолидации как две проекции вектора, ортогонального к поверхности «шатра» модели Cam Clay. Как мы говорили выше, шатровая поверхность и ассоциированный закон пластического течения являются математическими абстракциями, едва ли применимыми к описанию работы реальных грунтов. Следовательно, нет никаких оснований ожидать, что использование этих абстракций приведет к успеху при описании сдвиговой ползучести.

Явлению сдвиговой ползучести уделяла большое внимание отечественная школа механики грунтов. В работах Н.Н. Маслова (1982), С.С. Вялова (1978) приведены теоретические и практические предпосылки расчета деформаций во времени с учетом сдвиговой ползучести. Тем не менее общепринятой реологической модели поведения водонасыщенных глинистых грунтов, удобной для реализации в расчетных программах, до последнего времени создано не было.

Нами предпринята попытка обобщить имеющиеся данные о деформировании грунтов во времени в рамках одной вязкопластической модели. Однако на этом пути пришлось преодолеть целый ряд существенных проблем и противоречий.

Первое и самое существенное противоречие возникает при сравнении скорости развития деформаций формоизменения в лабораторных и натурных условиях. Как известно, стандартные стабилметрические испытания по неконсолидированно-недренированной схеме (при условии полного водонасыщения в этих испытаниях имеют место только деформации сдвига) проводятся достаточно быстро, каждая ступень нагрузки выдерживается в течение всего 1 минуты. В результате за считанные минуты происходит нагружение образца до разрушения, при этом для глинистых грунтов малой степени литификации деформации развиваются очень быстро, вертикальная деформация достигает 15% (что соответствует ограничению, принятому в ГОСТ 12248). Если отобразить такое поведение в модели, то в результате расчетов мы получим весьма существенное развитие деформаций формоизменения в течение нескольких минут, что не соответствует данным наблюдений. Ни в одном из натурных экспериментов, даже при быстром нагружении (например, при отсыпке насыпи на сооружениях защиты Санкт-Петербурга от наводнений), не наблюдалось мгновенного развития осадки, которое составляло бы заметную долю общей осадки. На рассмотренных выше опытных площадках скорость развития де-

формаций была весьма различна и составляла от нескольких дней до месяцев, но нигде не фиксировалось мгновенное развитие деформаций за минуты. Таким образом, важно сформулировать один из наиболее существенных вопросов при построении реологической модели поведения водонасыщенного глинистого грунта малой и средней степени литификации: *почему при выполнении лабораторных опытов скорость развития сдвиговых деформаций на несколько порядков превышает скорость развития этих деформаций в натурных условиях?*

Очевидно, лабораторный образец чем-то отличается от фрагмента грунта в природных условиях. Рассмотрение масштабного эффекта не позволяет найти ответа на этот вопрос. Масштабный эффект в данном случае может привести к некоторой количественной корректировке параметров работы грунта, но не способен качественно (на несколько порядков) изменить скорость развития деформаций. Логичнее предположить, что в природных условиях существует некоторый механизм замедления деформации сдвига, не проявляющийся в лабораторных условиях, который при построении модели можно описать некоторой вязкостью. Имеются несколько разновидностей таких моделей, наибольшей известностью пользуется реологическая модель Бингама — Шведова. Для описания с помощью этой модели низких скоростей сдвигового деформирования грунтов, наблюдающихся на практике, необходимо использовать высокие значения вязкости. Соответствующие величины приведены в работах Н.Н. Маслова (1982), С.С. Вялова (1978). При этом оказывается, что модель не способна описать проявляющиеся в реальности быстрые деформации при больших сдвигающих напряжениях. В частности, невозможно моделирование вдавливания свай, погружения зонда и т.п. Устранить этот недостаток можно, если ввести зависимость вязкости от действующих сдвиговых напряжений. В предложенной нами модели использована про-

$$\eta(\tau) = \eta_0 \frac{\tau_{\text{lim}} - \tau}{\tau_{\text{lim}}} . \quad (6.15)$$

стейшая линейная зависимость: с увеличением сдвигового напряжения вязкость падает по линейному закону и приближается к нулю при достижении предела прочности:

При этом скорость развития деформаций сдвига находится в нелинейной зависимости от действующих напряжений, что вполне соответствует имеющимся исследованиям (С.С. Вялов, 1978) (рис. 6.19).

В результате использования такого простого приема удается в рамках одной модели объединить различное поведение грунта: медленное развитие деформаций при небольших сдвигающих напряжениях и быстрое разрушение при напряжениях на пределе прочности.

При приближении к величине предельного сопротивления сдвигу вязкость стремится к нулю, что означает разрушение элемента грунта.

Учет нелинейного характера зависимости между девиатором напряжений и деформациями формоизменения имеет принципиальное значение при моделировании работы грунта. Введение постоянного коэффициента вязкости приводит к тому, что модель либо

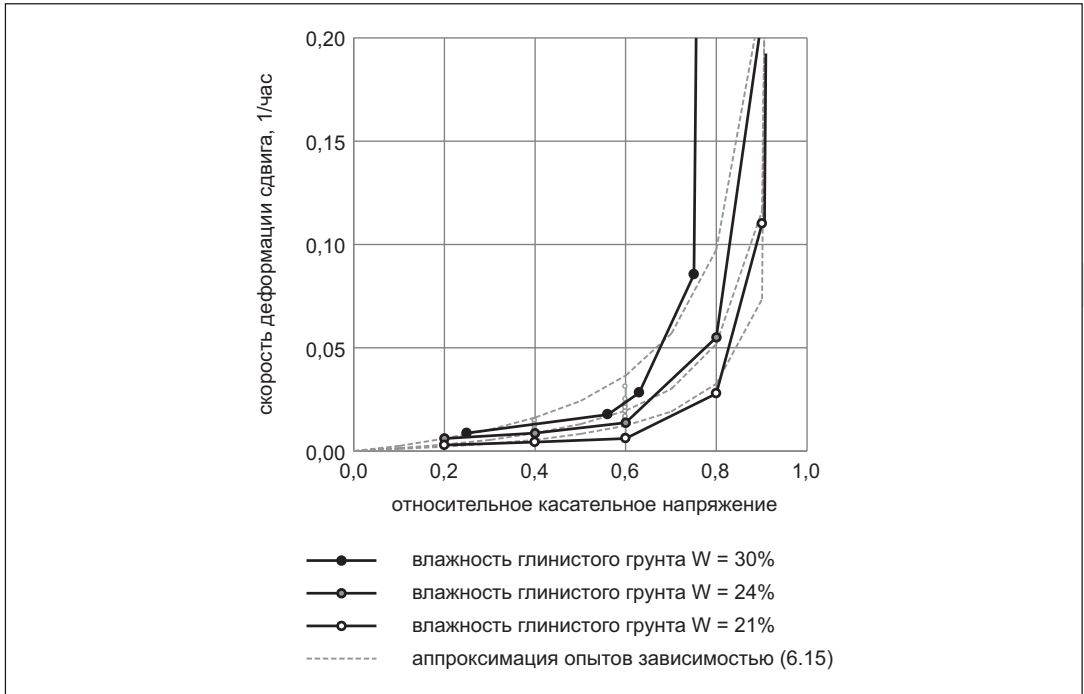


Рис. 6.19. Зависимость скорости деформации формоизменения от девиатора напряжений при разной влажности грунта (Шашкин К.Г., Кувалдина О.С., Богданов В.В., 2010)

не может описать медленные деформации в основании зданий (при небольшой величине вязкости), либо (при большом значении вязкости) гораздо более быстрые деформации при испытании свай, вдавливании зонда, потере устойчивости откоса и т.п. Учет нелинейной зависимости скорости деформаций от напряжений приближает поведение модели к наблюдаемому в натуре: при напряжениях, достаточно далеких от предела прочности (такая ситуация в большинстве случаев характерна для оснований сооружений), деформации будут происходить достаточно медленно (в течение десятилетий), что соответствует наблюдаемым на практике малым значениям мгновенных деформаций; при приближении к пределу прочности скорости деформации будут резко возрастать — это позволяет описать в рамках той же модели такие относительно быстрые процессы, как осадка при испытании свай, потеря устойчивости откосов, технологические процессы при изготовлении свай и т.п.

Таким образом, модель работы грунта при девиаторном нагружении близка к модели Бингама — Шведова, за исключением учета переменности коэффициента вязкости. При

$$q_T^* = q_e - \frac{G\Delta t}{\eta}(q_e - q_T), \quad (6.16)$$

решении методом начальных напряжений вязкопластическое поведение модели грунта может быть реализовано по следующему принципу:

где q_T^* — «теоретический» девиатор напряжений на данном шаге по времени; q_e — «упругие» напряжения, полученные при решении линейной задачи; q_T — «теоретические» напряжения, соответствующие уровню деформаций без учета фактора времени; η — вязкость среды (в нашем случае переменная).

$$\frac{G\Delta t}{\eta} < 1.$$

Математически этот подход представляет собой интегрирование во времени по явной схеме (по методу Эйлера). Такой метод решения предъявляет строгие требования к величине шага по времени:

В результате для решения задачи деформирования основания в течение, например, 100 лет может потребоваться огромное количество шагов (особенно учитывая переменность вязкости в рассматриваемой модели).

Для ускорения решения задач деформирования во времени К.Г. Шашкиным (А.Г. Шашкин, К.Г. Шашкин, 2006) разработан специальный алгоритм решения реологических задач. В качестве единственного фактора, ограничивающего величину шага во времени, выбрано следующее положение: шаг по времени должен быть таким, чтобы изменение напряжений в любой точке схемы в пределах одного шага могло быть с достаточной точностью описано линейным законом. Этот принцип похож на общий подход метода конечных элементов, заключающийся в аппроксимации неизвестных функций участками более простых функций.

Идея алгоритма очень проста. Пусть нам известны напряжения и пластические деформации на предыдущем шаге времени $\tau(0) = \tau_{i-1}$ и $\gamma(0) = \gamma_{i-1}$. В этом случае в пределах одного шага во времени $\tau(t) = \tau_{i-1} + ((\tau_i - \tau_{i-1}) / \Delta t)t$. Величина напряжения, которое будет достигнуто в конечном элементе к концу шага $\tau(\Delta t) = \tau_i$, остается нам неизвестной. Однако, поскольку мы считаем функцию изменения напряжения в пределах шага известной, мы можем получить функцию деформации на конце данного шага в зависимости от этой неизвестной величины напряжения $\gamma_{\Delta t}(\tau) = f(\tau_{i-1}, \gamma_{i-1}, \tau, \Delta t)$. Эта функция представляет собой пластические деформации, которые могут быть достигнуты за время Δt из точки τ_{i-1}, γ_{i-1} (рис. 6.20).

Для получения этой функции необходимо в пределах шага по времени решить дифференциальное уравнение

$$\frac{d\gamma}{dt} = \frac{1}{\eta(\tau(t))} \left(\tau(t) - \left(\frac{\gamma}{A} \right)^{\frac{1}{n}} \right) \quad (6.17)$$

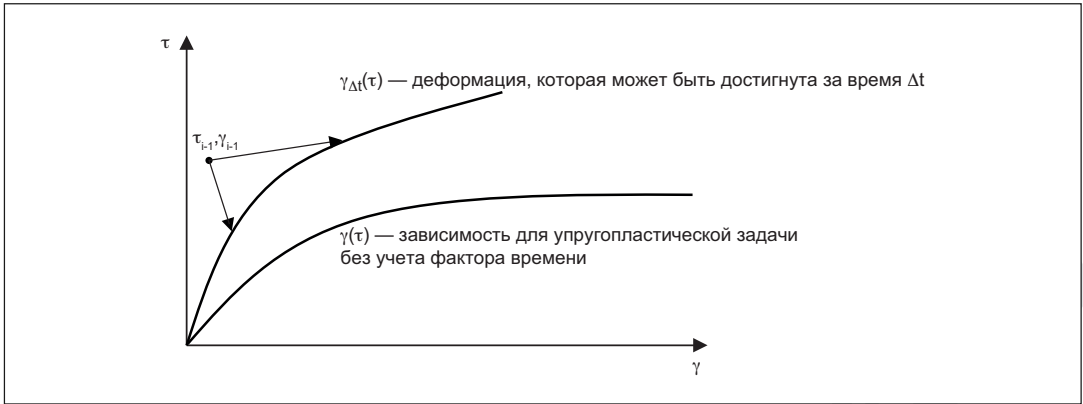


Рис. 6.20. Иллюстрация работы алгоритма ускоренного решения реологических задач

с начальным условием $\gamma(0) = \gamma_{i-1}$. Его аналитическое решение оказывается невозможным, однако численное интегрирование в этом случае может быть выполнено поэлементно. Достаточно эффективным оказывается интегрирование по алгоритму Рунге — Кутты 2-го порядка.

Далее в численном решении зависимость пластических деформаций от напряжений $\gamma(\tau)$ заменяется на функцию $\gamma_{\Delta t}(\tau)$ (деформации, которые могут быть достигнуты за шаг по времени) и производится решение обычной упругопластической задачи.

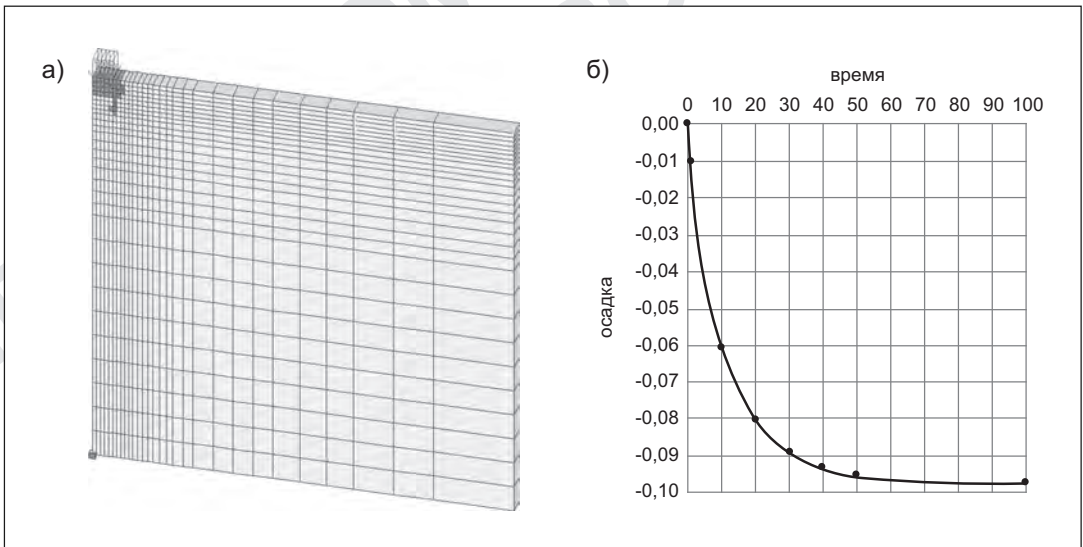


Рис. 6.21. Решение тестовой задачи деформирования во времени: а — расчетная схема плоской задачи; б — зависимость осадки от времени, сплошная линия — решение по методу Эйлера, точки — решение по предлагаемому ускоренному алгоритму решения реологических задач

Эффективность предложенного алгоритма видна на следующем примере: если для решения тестовой задачи (рис. 6.21) методом Эйлера по схеме (6.16) потребовалось 1000 шагов, то при использовании ускоренного алгоритма решения реологических задач достаточная точность была достигнута с использованием всего семи шагов во времени.

В результате решение задач во времени по вычислительной сложности становится близким к решению обычных упругопластических задач, что открывает возможности их использования в реальной проектной практике.

Таким образом, следуя логике построения упругопластической модели, для описания развития деформаций во времени также вводятся две *независимые* характеристики поведения грунта при объемных и сдвиговых деформациях. *Объемные деформации определяются соотношениями фильтрационной консолидации, а скорость развития деформаций формоизменения описывается с помощью переменного коэффициента вязкости.*

Следует отметить, что при напряжениях, не превышающих предела прочности, деформации формоизменения по рассматриваемой модели будут иметь затухающий характер, таким образом, вязкость в формуле (6.15) определяет скорость деформаций на стадии *затухающей ползучести*. Эта стадия особенно интересна для практических задач, поскольку именно в ее пределах происходят наиболее значительные деформации. Ее не следует путать со стадией *установившейся ползучести*. Последняя (при напряжениях далеких от предела прочности) характеризуется медленным развитием деформаций. По-видимому, именно развитием длительной ползучести грунтов объясняются так называемые вековые осадки зданий, наблюдающиеся практически на всей территории исторического центра Санкт-Петербурга. Эти деформации связаны с медленной релаксацией девиатора напряжений. Для описания этого процесса можно ввести третье реологическое уравнение

$$dq / dt = - \alpha q, \quad (6.18)$$

где α — коэффициент релаксации напряжений, определяющий скорость установившейся ползучести.

6.3.5. Определение параметров модели

Рассмотренная выше модель позволяет описать достаточно сложное нелинейное поведение грунта, в том числе деформирование основания во времени. С этим связано относительно большое количество исходных параметров модели. Тем не менее, как будет показано ниже, большинство параметров легко определить из стандартных испытаний грунтов. В частных случаях, когда нужно, например, определить конечную деформацию (не рассматривая процесс деформирования во времени), либо, наоборот, реакцию грунта на кратковременные воздействия, количество параметров, необходимых для описания работы грунта, сокращается.

Рассмотрим основные параметры модели.

Параметры упругого поведения

Эти параметры определяют работу модели на стадии разгрузки и повторного нагружения:

- E_e — модуль упругости;
- μ — коэффициент Пуассона;
- K_w — объемный модуль сжимаемости поровой жидкости.

Упругие характеристики могут подбираться по данным сейсмических лабораторных или натурных испытаний по величинам скоростей продольных и поперечных волн в грунте. В практических расчетах статических задач упругие деформации, как правило, незначительны, в связи с чем точность определения упругих характеристик не играет существенной роли. Для решения статических задач в большинстве случаев достаточно задавать модуль упругости в 5...10 раз больше модуля деформации грунта. Модуль деформации поровой жидкости отражает сжимаемость грунта при отсутствии оттока поровой жидкости. Если грунт полностью водонасыщен, этот модуль имеет высокие значения. Для практических расчетов его необходимо задавать большим, чем модуль упругости грунта. Для грунтов выше уровня грунтовых вод значение модуля сжимаемости поровой жидкости приближается к нулю.

Параметры аппроксимации кривой объемного сжатия

В соответствии с выражением (6.7) для описания объемного сжатия необходимы два параметра: λ и p_0 . Учитывая, что кривая сжатия при объемном нагружении в практике изысканий определяется достаточно редко, можно получать эти параметры из компрессионных испытаний грунта. Как известно, в этих испытаниях присутствуют не только объемные деформации, но и деформации формоизменения, поэтому поведение грунта при компрессии будет определяться не только уравнением (6.7), но и зависимостями для деформаций сдвига.

Объемное давление p в одометрических условиях равно

$$p = 1/3(\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z).$$

При достаточно высоком давлении $p \gg c$ горизонтальные давления в одометре можно приближенно определить из условий предельного равновесия

$$\sigma_x = \sigma_y = \sigma_z \operatorname{tg}^2(45 - \phi/2) - 2c \operatorname{tg}(45 - \phi/2).$$

Общая вертикальная деформация будет складываться из упругой и пластической составляющей

$$\varepsilon_v = \varepsilon_z = \varepsilon_{vp} + \varepsilon_{ve} = \lambda \ln \frac{\sigma_z k_v - k_c + p_0}{p_0} + \beta \frac{\sigma_z}{E_e}, \quad (6.19)$$

где $k_v = (1/3)(1 + 2 \tan^2(45 - \phi/2))$, $k_c = (4/3) \operatorname{ctg}(45 - \phi/2)$, $\beta = 1 - (2\mu^2/(1 - \mu))$, E_e — модуль упругости грунта (модуль разгрузки).

Модуль деформации в интервале напряжений $\sigma_{z2} - \sigma_{z1}$ будет определяться выражением

$$E = \beta \frac{\sigma_{z2} - \sigma_{z1}}{\varepsilon_{z2} - \varepsilon_{z1}}. \quad (6.20)$$

Подставляя (6.19) в (6.20), получим

$$\lambda = \beta \frac{\sigma_z - \sigma_z}{E \ln \frac{\sigma_z k_v - k_c + p_0}{\sigma_z k_v - k_c + p_0}} \left(1 - \frac{E}{E_e} \right). \quad (6.21)$$

Заметим, что формула (6.21) носит приближенный характер, однако, как показала практика, позволяет достичь необходимой точности определения параметров модели по данным компрессионных испытаний.

Таким образом, в практических расчетах в качестве параметров модели удобно задавать вместо λ модуль деформации и интервал давлений, в котором он получен. Параметр p_0 определяет кривизну компрессионной кривой и подбирается по ее виду (чем больше величина данного параметра, тем меньше кривизна компрессионной кривой).

Итак, для описания сжимаемости грунта при возможности оттока поровой жидкости используются следующие параметры:

- E — модуль деформации грунта, полученный в интервале напряжений $\sigma_{z2} - \sigma_{z1}$;
- p_0 — параметр, имеющий размерность давления и определяющий кривизну компрессионной кривой.

Параметры поведения грунта при сдвиге

Эти параметры могут определяться из стандартных трехосных испытаний по неконсолидированно-недренированной схеме. В этом случае для полностью водонасыщенного грунта объемная составляющая деформации практически отсутствует и имеют место деформации формоизменения. Поведение грунта при объемном напряжении p в выражении (6.8) определяется параметрами:

- γ_c — величина пластических деформаций сдвига при достижении предельного состояния;
- n — степень, определяющая кривизну зависимости $\tau - \gamma$;
- c_u — удельное сцепление;
- φ — угол внутреннего трения.

При выполнении стабилометрических испытаний по неконсолидированно-недренированной схеме

$$\gamma_c = (3 / 2) \varepsilon_{\max},$$

где $\varepsilon_{\max}$ — максимальная вертикальная деформация до достижения предельного состояния в испытаниях.

Для описания работы грунта при разгрузке вводится параметр φ^* — угол внутреннего трения при разгрузке.

Для практических расчетов в глинистых грунтах принимается $\varphi^* \approx 0$, а в песчаных $\varphi^* \approx \varphi$.

Пример определения параметров модели

В качестве примера рассмотрим определение параметров модели по данным стандартных компрессионных и стабилметрических испытаний моренного суглинка тугопластичного.

Графики компрессионных и стабилметрических испытаний для образцов моренного суглинка тугопластичного приведены на рис. 6.22. По этим графикам были назначены следующие параметры модели:

- $E = 21\,400$ кПа; $\sigma_{z1} = 300$ кПа; $\sigma_{z2} = 700$ кПа;
- $p_0 = 300$ кПа;

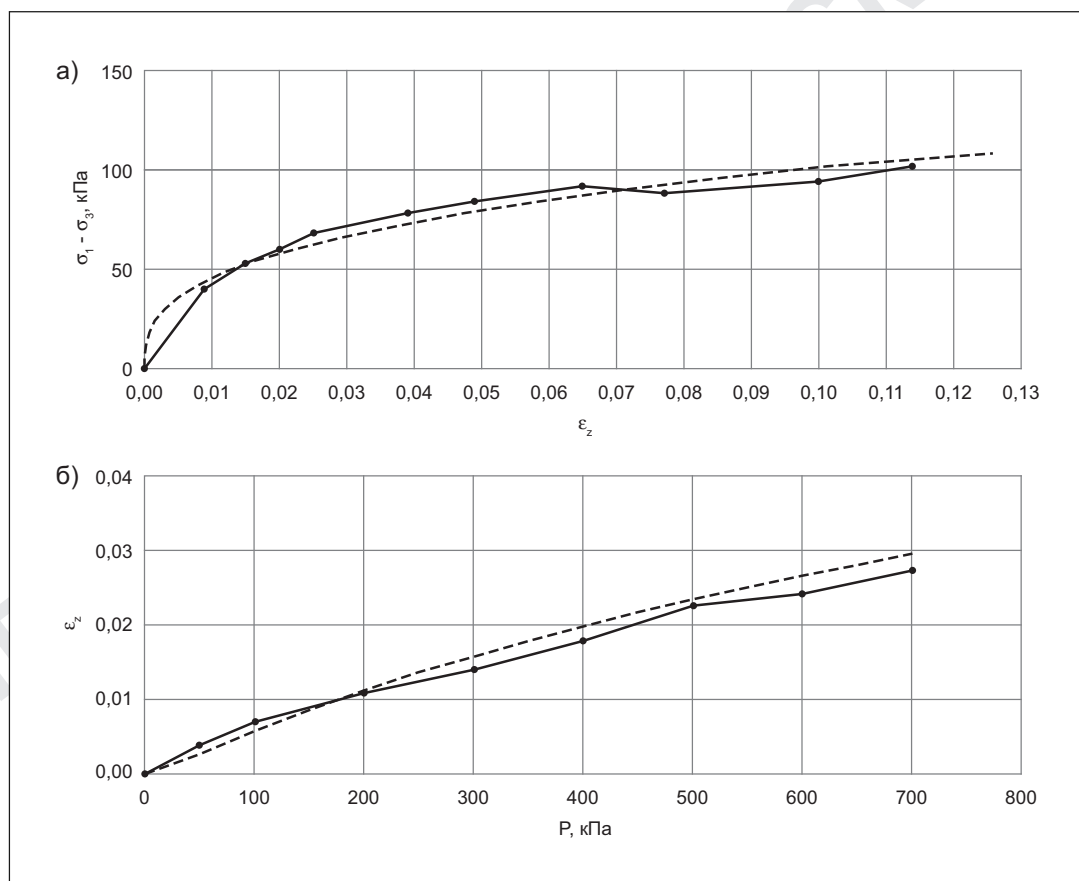


Рис. 6.22. Подбор параметров модели по данным лабораторных испытаний:
 а — стабилметрические испытания; б — компрессионные испытания; линия с точками — экспериментальные данные; пунктирная линия — моделирование эксперимента с помощью рассмотренной модели

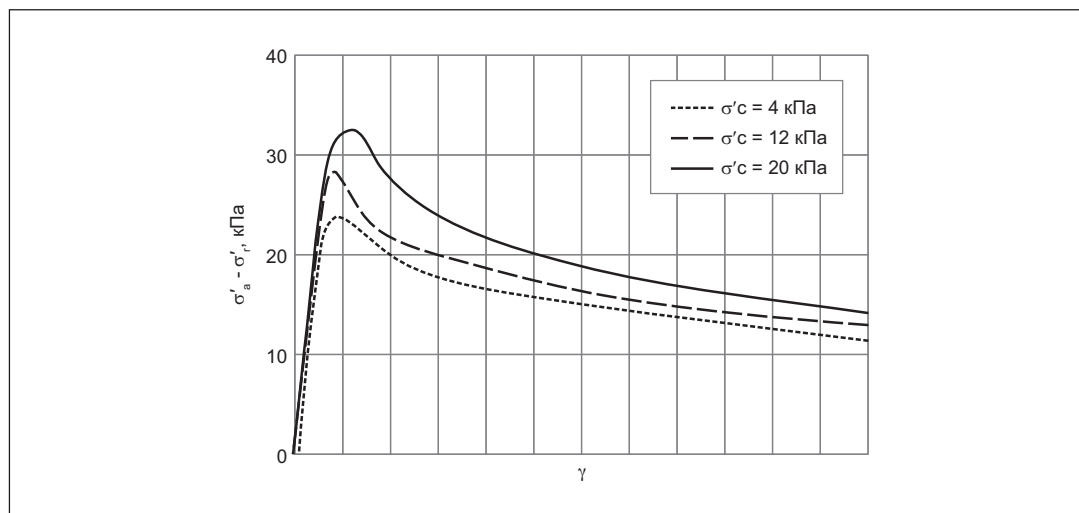


Рис. 6.23. Пример «жесткого» поведения водонасыщенных глинистых грунтов малой степени литификации в трехосных испытаниях (F. Tavenas, S. Leroueil, P. La Rochelle, M. Roy, 1978)

- $\gamma_c = 0,17$;
- $n = 3$;
- $c_u = 51$ кПа;
- $\varphi = 29^\circ$;
- $\varphi^* = 0$.

Как видно из рис. 6.22, результаты моделирования указанных опытов показывают, что рассмотренная модель позволяет с достаточной точностью описать поведение грунта в условиях компрессионных и трехосных испытаний.

Реологические параметры

Поведение рассматриваемой модели во времени определяется следующими параметрами:

- k_f — коэффициент фильтрации грунта;
- η_0 — начальная вязкость;
- α — коэффициент релаксации напряжений, определяющий установившуюся ползучесть по формуле $dq / dt = -\alpha q$.

Получение реологических параметров для глинистых грунтов в лабораторных условиях представляет наибольшую сложность, поскольку требует длительных испытаний. Проводившиеся в разное время лабораторные исследования показывают существенный разброс величин реологических параметров. Как справедливо отмечал С.С. Вялов, разница экспериментальных значений вязкости объясняется не только вариативностью характеристик грунтов, но и различным пониманием категории *вязкость*. Напомним, что в рассматриваемой модели вязкость определяет скорость развития *затухающих* деформаций формоизменения, а скорость *установившейся* ползучести описывается коэффициентом релаксации напряжений.

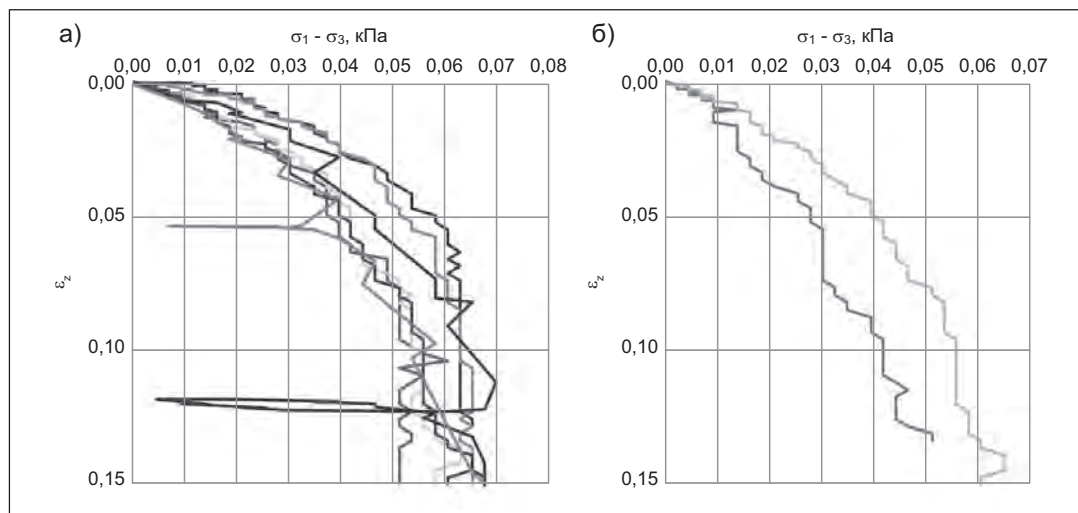


Рис. 6.24. Результаты лабораторных испытаний образцов озерно-ледниковых суглинков текущих с опытной площадки в Зоологическом переулке: а — результаты неконсолидированно-недренированных трехосных испытаний образцов природного сложения; б — сравнение испытания образцов из одного монолита: природного сложения и искусственно нарушенного сложения (К.Г. Шашкин, О.С. Кувалдина, В.В. Богданов, 2010)

Как уже указывалось, скорости развития деформаций грунта в лабораторных и натурных условиях весьма различны. Естественной гипотезой, которая объясняла бы причины такого расхождения, является предположение о частичном нарушении структурных связей в грунте при отборе образцов и доставке их в лабораторию. Структурные связи в образцах грунта, отобранных из скважин, оказываются частично нарушенными. К сожалению, отечественные изыскательские организации не используют грунтоносы, в результате получение образцов природного сложения составляет существенную проблему. В то же время из зарубежных исследований следует, что при качественном отборе образцов даже «слабые» грунты демонстрируют «жесткое» поведение при трехосных испытаниях (рис. 6.23), существенно отличающееся от привычного, которое наблюдается у образцов, отобранных отечественными изыскателями из скважин.

Необходимость и возможность испытания водонасыщенных глинистых грунтов с минимальным нарушением природного сложения возникла с развитием подземного строительства в Санкт-Петербурге. Образцы отбирались вручную из шурфов, откопанных ниже дна котлованов до уровня, на котором грунт имел природное сложение (что визуально достаточно четко идентифицировалось). Отбор образцов выполнялся непосредственно в кольца для испытаний (чтобы исключить дополнительные операции вырезания из монолитов). Испытания проводились в течение суток после отбора, при этом определялись традиционные физические параметры. Они сравнивались с полученными при инженерно-геологических изысканиях для тех же глубин, при этом каких-либо существенных различий выявлено не было, возможность высушивания грунта была исключена.

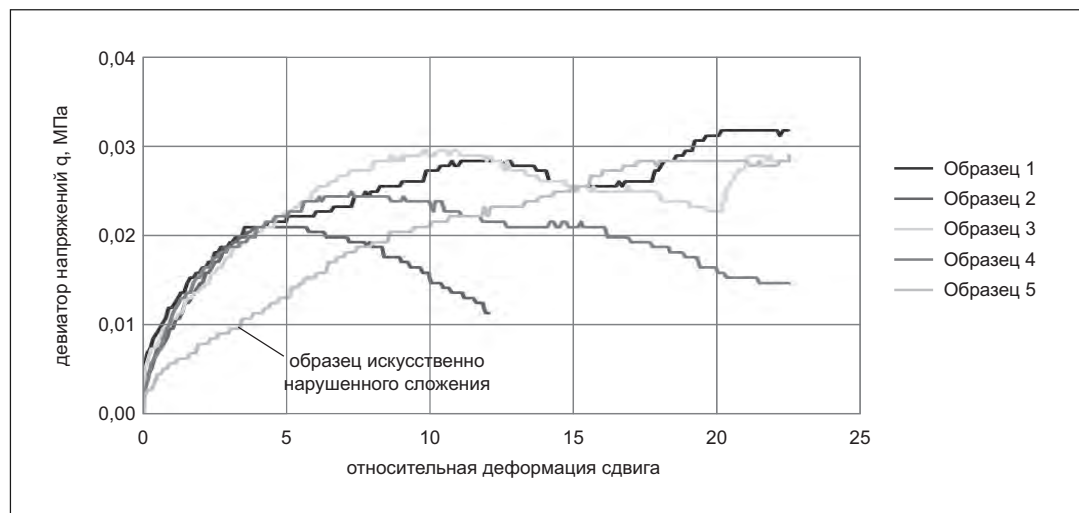


Рис. 6.25. Зависимость относительной деформации сдвига от девиатора напряжений для образцов слоя суглинка тяжелого пылеватого, текучего, ленточного (lg III) с плотностью природного сложения $1,83 \text{ г/см}^3$, природной влажностью 39%, показателем текучести 1,24 с глубины 8,0 м на площадке по адресу: Невский проспект, 114а (К.Г. Шашкин, О.С. Кувалдина, В.В. Богданов, 2010)

Испытания озерно-ледниковых текучих суглинков природного сложения и образцов, извлеченных из скважин, продемонстрировали качественное различие в деформационном поведении. Характер деформирования грунта природного сложения был близок к упруго-хрупкому, разрушение происходило при небольших деформациях (3...6%) и сопровожда-

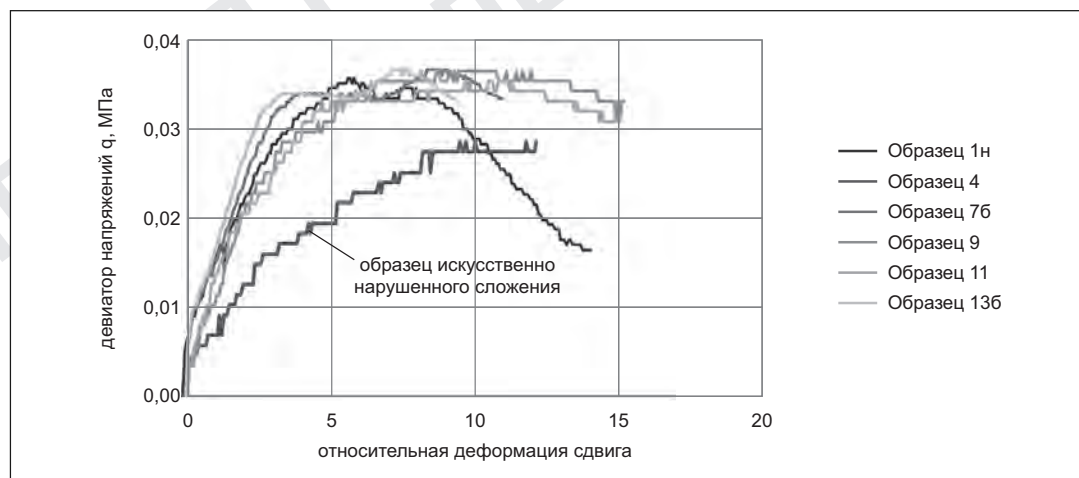


Рис. 6.26. Зависимость относительной деформации сдвига от девиатора напряжений $q = (\sigma_1 - \sigma_3) / 2$ для образцов слоя (см. экспликацию, рис. 6.25) на площадке по адресу: Невский проспект, 114а (К.Г. Шашкин, О.С. Кувалдина, В.В. Богданов, 2010)



Рис. 6.27. Характерные виды разрушения образцов слоя текучих суглинков, отобранных вручную из котлована

лось заметным образованием поверхностей скольжения и трещин (рис. 6.24, 6.27). При этом прочность оставалась низкой (35 кПа) (рис. 6.25, 6.26), степень водонасыщения была близка к 1, а показатель текучести составлял 1,24, что вполне соответствует величинам, приведенным в отчетах об инженерно-геологических изысканиях.

В опытах была отмечена исключительная легкость нарушения природного сложения. Для полного нарушения структурных связей запакованный образец в металлическом кольце достаточно было уронить с высоты 30 см на стол. Результаты испытаний образцов искусственно нарушенного сложения также приведены на рис. 6.24, 6.26. Как видно из сравнения испытаний, *нарушение природного сложения приводит главным образом к кардинальному увеличению деформативности образцов. Прочность изменяется менее значительно.* При нагружении образец нарушенного сложения приобретает характерную форму бочки.

Таким образом, приведенную выше гипотезу можно считать подтвержденной экспериментально. Причиной различия скоростей деформирования в лабораторных и натурных условиях является нарушение структурных связей в грунте при отборе и транспортировке образцов.

Итак, построенная на основе теоретических рассуждений и анализа натурных наблюдений вязкопластическая модель нашла экспериментальное подтверждение при испытании образцов грунтов, отобранных из котлованов. Действительно, данная модель предполагает, что при быстром нагружении даже водонасыщенный глинистый грунт малой степени литификации должен проявлять поведение, близкое к упруго-хрупкому, что вполне демонстрируют образцы озерно-ледниковых текучих суглинков, вручную отобранных из котлованов. При длительной выдержке нагрузок на каждой ступени модель предполагает развитие деформаций ползучести, что также полностью соответствует эксперименту (рис. 6.28).

При испытании образцов, отобранных из котлованов, были предприняты попытки прямого получения реологических характеристик вязкопластической модели. Значения вязко-

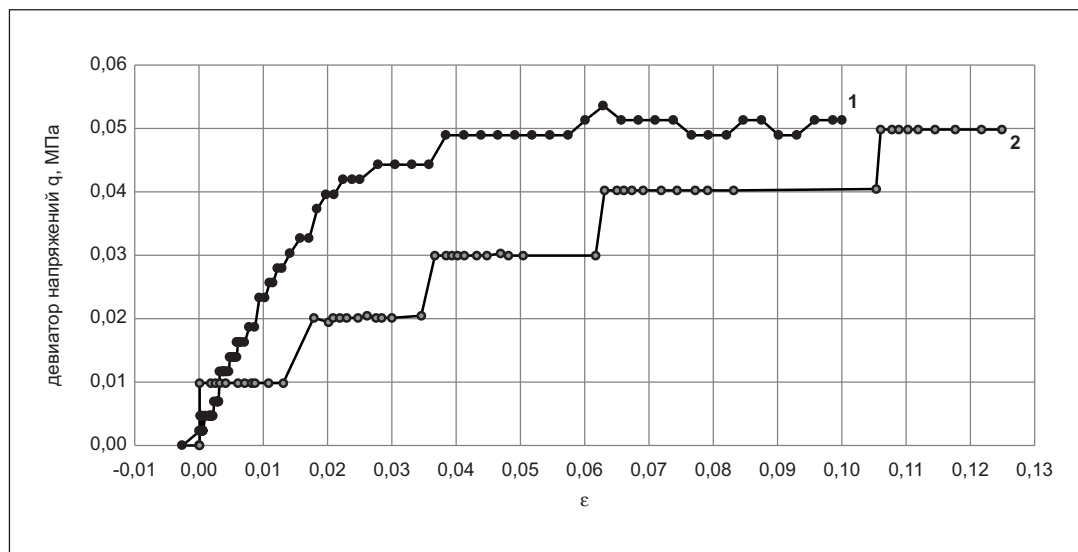


Рис. 6.28. Зависимость деформации от девиатора напряжений для текучих суглинков ненарушенного сложения: 1 — при быстром нагружении в соответствии с ГОСТ 12248; 2 — при выдерживании каждой ступени в течение двух часов

сти оказались на несколько порядков выше величин, которые можно получить по результатам испытаний обычных образцов из скважин. В то же время они во всех случаях были существенно ниже значений, получаемых путем обратного анализа данных натурных наблюдений. В результате приходится признать, что даже образцы, отобранные вручную из котлованов, характеризуются частично нарушенным сложением, что приводит к существенному увеличению скорости развития деформаций сдвига. На настоящем этапе исследований реологические характеристики целесообразно получать на основе обратного анализа данных натурных наблюдений.

6.3.6. Краткое резюме вязкопластической модели грунта

1. Основной идеей построения предлагаемой феноменологической модели поведения грунта является независимое описание развития области обратимых деформаций (или, применяя терминологию теории пластичности, так называемого *деформационного упрочнения*) при уплотнении и формоизменении. Набор зависимостей объемных деформаций и деформаций формоизменения соответственно от объемного тензора и девиатора напряжений полностью определяет вектор пластической деформации при заданном приращении напряжений. Построение модели при таком подходе свободно от каких-либо теоретических представлений о форме «шатра» и т.п. и поэтому позволяет приблизить работу модели к результатам эксперимента. Параметры объемного сжатия определяются по аппроксимации кривых трехосных консолидированно-дренированных или компрессионных испытаний, а параметры поведения грунта при сдвиге — трехосных неконсолидированно-недренированных испытаний.

2. При рассмотрении развития деформаций грунта во времени в феноменологической модели также предлагается независимое описание объемных деформаций, характеризующихся соотношениями теории фильтрационной консолидации, и деформаций формоизменения, определяемых с помощью переменного коэффициента вязкости.

3. При вычислении объемных деформаций учитывается зависимость коэффициента фильтрации от градиента напора в соответствии с эмпирической формулой, предложенной С. Хансбо (5.7, 5.11).

4. Для описания развития деформаций формоизменения во времени использована линейная зависимость (6.15), описывающая уменьшение вязкости с увеличением сдвигового напряжения до минимума при достижении предела прочности. При этом скорость развития деформаций сдвига находится в нелинейной зависимости от действующих напряжений. Этот прием позволяет объединить в рамках одной модели проявление эффектов медленного развития деформаций при небольших сдвигающих напряжениях (что характерно для зданий, претерпевающих осадку в течение десятилетий) и быстрого разрушения при напряжениях на пределе прочности (что свойственно такому относительно быстрому процессу, как осадка при испытаниях грунтов сваями и штампом, технологическим процессам при изготовлении свай).

Модель работы грунта при девиаторном нагружении близка к модели Бингама — Шведова, за исключением учета переменности коэффициента вязкости.

5. Все параметры модели (за исключением вязкости) определяются из стандартных лабораторных испытаний. Параметр вязкости определяется путем обратного анализа данных натурных наблюдений (см. главу 7).

ГЛАВА 7. МОДЕЛИРОВАНИЕ КВАЗИСТАТИЧЕСКОГО НАГРУЖЕНИЯ И РАЗГРУЗКИ ОСНОВАНИЯ С УЧЕТОМ ВЯЗКОПЛАСТИЧЕСКОЙ РАБОТЫ ГРУНТА

7.1. Моделирование постоянного статического нагружения

7.1.1. Расчет деформирования во времени оснований опытных полигонов комплекса защиты Санкт-Петербурга от наводнений

Для тестирования работы модели сравним результаты расчета и натурных измерений осадок оснований полигонов комплекса защиты Санкт-Петербурга от наводнений, подробно описанных в главе 3. Как уже указывалось, основное отличие полигонов № 1 и 2 заключается в том, что на полигоне № 2 было выполнено дренирование на глубину распространения озерно-ледниковых отложений.

Расчетная схема задачи для расчета полигона № 1 приведена на рис. 7.1. Напластование в расчетной схеме соответствует инженерно-геологическим условиям, подробно рассмотренным в главе 3.

На начальном шаге задачи моделировалось распределение природных напряжений. Далее по шагам во времени прикладывались нагрузки от насыпи. Отметка первичной насыпи составляла +1,5 м от уровня воды в Финском заливе. Далее моделировалась поэтапная отсыпка вторичной насыпи до отметок +2,15, +3,45, +4,75 и +5,8 м.

Для описания деформирования грунтов применялись параметры модели, приведенные в табл. 7.1.

Согласно приведенным в главе 5 соображениям, осадки полигона № 1 обусловлены главным образом развитием деформаций формоизменения. Действительно, как показывают расчеты, при низких величинах коэффициента фильтрации толщи водонасыщенных глинистых грунтов ($10^{-8} \dots 10^{-9}$ см/с) величины осадок практически не увеличиваются по сравнению с

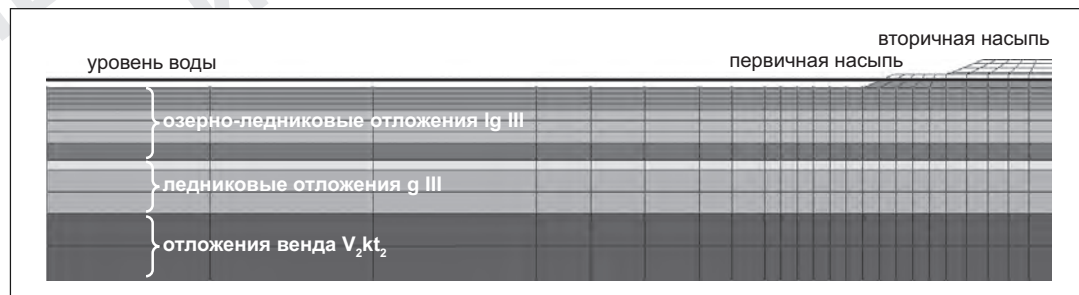


Рис. 7.1. Расчетная схема полигона № 1

Таблица 7.1

Расчетные параметры вязкопластической модели для грунтов основания сооружений защиты Санкт-Петербурга от наводнений

№ ИГЭ	Геол. индекс	γ , кН/м ³	E , кПа	σ_{z1} , кПа	σ_{z2} , кПа	p_0 , кПа	E_0 , кПа	μ	c_u , кПа	φ°	φ^{*o}	γ_c	n	η_0 , кПа×сут
22	lg III	21	15 000	100	200	10	75 000	0,3	55	22	0	0,225	2	200 7500
23	lg III	19,9	8 000	100	200	10	40 000	0,3	45	20	0	0,225	2	164 2500
24	lg III	19,2	6 000	100	200	10	30 000	0,3	30	9	0	0,225	2	109 5000
24a	lg III	19,6	8 000	100	200	10	40 000	0,3	40	13	0	0,225	2	146 0000
25	lg III	18	4 000	100	200	10	20 000	0,3	25	6	0	0,225	2	912 500
25a	lg III	19,1	8 000	100	200	10	40 000	0,3	40	7	0	0,225	2	146 0000
25д	lg III	18	4 000	100	200	10	20 000	0,3	20	4	0	0,225	2	730 000
26	lg III	19,5	8 000	100	200	10	40 000	0,3	55	12	0	0,225	2	200 7500
26a	lg III	20	10 000	100	200	10	50 000	0,3	65	21	0	0,225	2	237 2500
28	g III	21,9	18 000	100	200	10	90 000	0,3	70	20	0	0,15	2	255 5000

задачей без учета фильтрации. На рис. 7.2 показаны изолинии скоростей перемещений после приложения последней ступени нагрузки. Из рис. 7.2 видно, что озерно-ледниковые отложения имеют тенденцию выпора из-под насыпи, зона развития деформаций подобна круглоцилиндрическим поверхностям, по которым при увеличении нагрузки возможна потеря устойчивости откоса. В рассматриваемом случае максимальные касательные напряжения не достигают предела прочности грунта, поэтому нелинейные деформации характеризуются развитием деформаций сдвига на начальном участке графика $q-\gamma_p$, определяемого по формуле (6.8).

Таким образом, для задач вычисления осадок, как и следовало ожидать, основным параметром будет являться не столько предел прочности грунта, сколько характеристики деформируемости при напряжениях ниже предела прочности. К сожалению, этим характеристикам не всегда уделяется должное внимание, а многие модели грунта, как было показано выше, не вполне корректно описывают именно этот начальный этап деформирования. Осад-

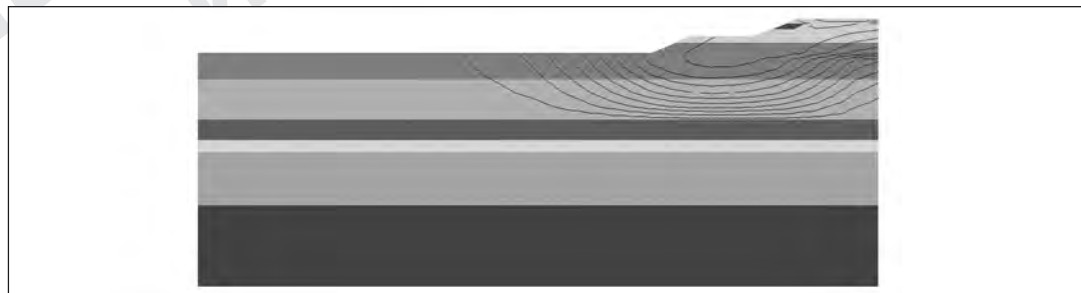


Рис. 7.2. Характер изолиний скоростей перемещений на момент после приложения последней ступени нагрузки

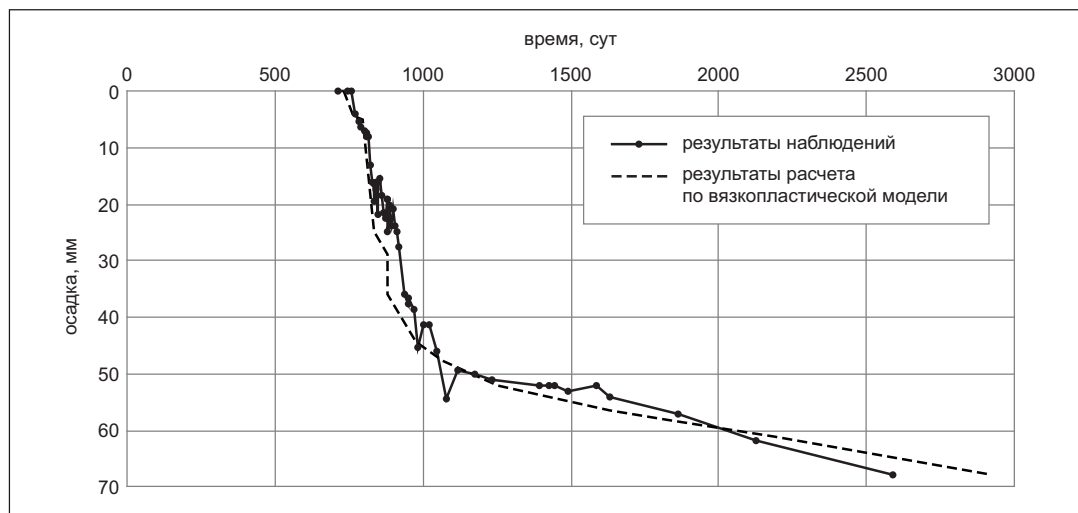


Рис. 7.3. График развития осадок во времени на опытном полигоне № 1

ки полигона № 1, определенные с использованием предлагаемой модели, хорошо согласуются с результатами наблюдений, что объясняется корректным учетом деформаций формоизменения в рассмотренной модели (рис. 7.3).

Расчетная схема задачи для полигона № 2 изображена на рис. 7.4. Отметка первичной насыпи на полигоне № 2 составляла +1,2 м от уровня воды в Финском заливе. Далее моделировалась поэтапная отсыпка вторичной насыпи до отметок +2,5, +3,65, +4,85, +5,69 и +6,12 м.

В отличие от полигона № 1 на полигоне № 2 введение дрен инициировало развитие осадки без приложения дополнительной нагрузки. Расчеты по рассматриваемой модели показывают аналогичный эффект, поскольку при введении дрен (изменении граничных условий решения задачи фильтрационной консолидации) осадка начинает определяться не только деформациями формоизменения, но и деформациями уплотнения. Зависимость осадки полигона № 2 во времени также хорошо согласуется с результатами натурных экспериментов (рис. 7.5).

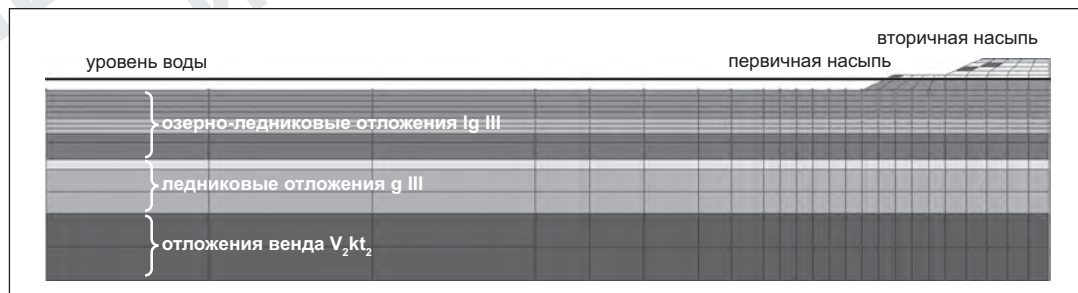


Рис. 7.4. Расчетная схема полигона № 2

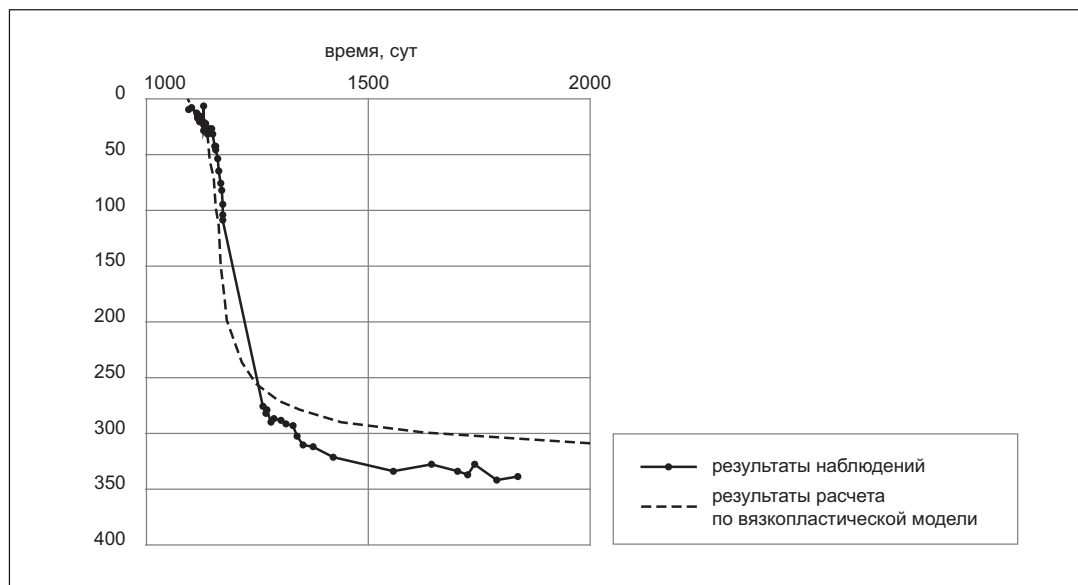


Рис. 7.5. График развития осадки во времени на опытном полигоне № 2

Таким образом, сопоставление результатов расчета и многолетних наблюдений за осадкой опытных полигонов показывает, что предлагаемая модель позволяет корректно описать процесс развития во времени как деформаций, связанных с уплотнением грунта, так и деформаций формоизменения, преобладающих на полигоне № 1 при отсутствии дренирования.

Следует отметить, что в основу представленных выше расчетов была положена эмпирическая зависимость начальной вязкости от недренированной прочности грунта на сдвиг:

$$\eta_0 \approx 100c_u [\text{кПа} \cdot \text{год}] . \quad (7.1)$$

Данная зависимость, безусловно, является приближенной, однако следует учитывать, что на результаты практических расчетов наибольшее влияние оказывает именно порядок величины вязкости, а различие в десятки процентов уже не имеет столь существенного значения.

Соотношение (7.1) было затем подвергнуто проверке при расчете развития во времени деформаций оснований зданий и подземных сооружений.

7.1.2. Расчет осадки зданий на территории Санкт-Петербурга

Для оценки достоверности предлагаемого метода расчета осадки с использованием вязкопластической модели были проанализированы материалы наблюдений за 14 объектами на территории Санкт-Петербурга (см. приложение).

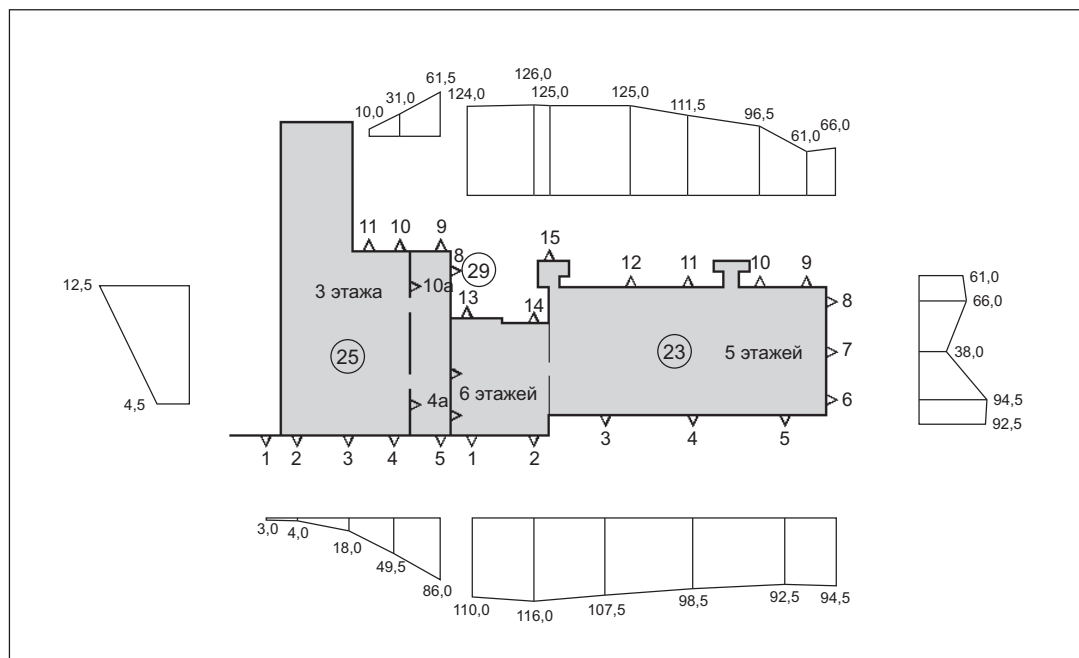


Рис. 7.6. Эпюры осадки нового здания (дом №23) и соседней застройки (дом №25) на Васильевском острове в Санкт-Петербурге (приложение, объект № 6)

Для всех расчетов по предлагаемой модели использовались одинаковые правила построения расчетных схем и определения параметров модели.

1. Размеры расчетной схемы подбирались таким образом, чтобы их увеличение не влияло на результат расчета. Для этого нижняя грань расчетной схемы задавалась ниже кровли глинистых грунтов твердой консистенции.

2. В расчетах моделировалось взаимодействие здания и основания в пространственной постановке, с учетом реальной жесткости конструкций здания и вязкопластического поведения грунтов в основании.

3. Для определения характера развития и величины осадки во времени численный расчет производился в пошаговой постановке, с учетом времени возведения здания и в соответствии с интервалами геодезических наблюдений за осадкой.

Следует также отметить, что реологические характеристики для всех объектов принимались по эмпирической зависимости (7.1).

Результаты расчетов по всем объектам приведены в приложении. Ранее, в п. 3.3, нами уже были сопоставлены результаты наблюдений и расчетов конечной осадки по различным инженерным методам действующих норм. Кроме этого, в п. 5.2.2 развитие осадки во времени было сопоставлено с прогнозом по одномерной теории фильтрационной консолидации. Как уже отмечалось, при коэффициентах фильтрации, характерных для грунтов петербургского региона, такой прогноз дает явное запаздывание по отношению к результатам наблюдений.

Применение модели вязкопластической среды позволяет существенно приблизиться к наблюдаемому графику развития осадки во времени. В качестве примера можно привести объекты из выборки, содержащейся в приложении.



Рис. 7.7. Развитие трещин в кирпичных стенах примыкающего исторического здания

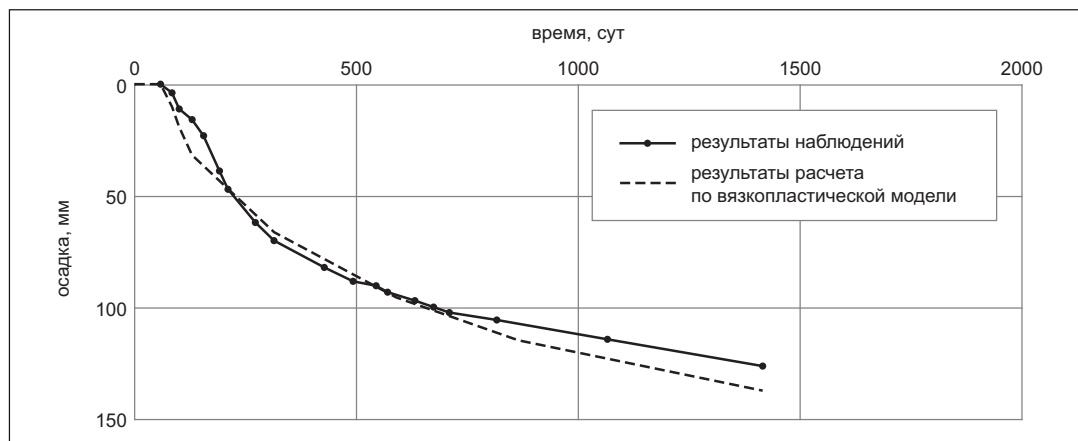


Рис. 7.8. Сопоставление результатов численного моделирования с данными натурных наблюдений за осадкой (приложение, объект № 6)

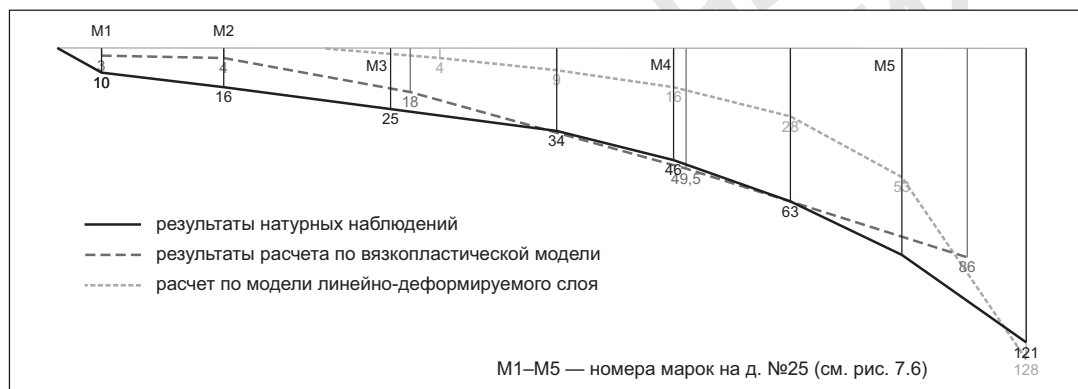


Рис. 7.9. Развитие мульды оседания вокруг нового здания (приложение, объект № 6)

Пятиэтажное здание, расположенное на Васильевском острове в Санкт-Петербурге (приложение, объект № 6), было встроено между существующими историческими зданиями. Здание построено на естественном основании со средним давлением по пятну застройки около 100 кПа. Несмотря на небольшую этажность, здание вызвало существенную дополнительную осадку соседней застройки до 9 см (рис. 7.6), что обусловило развитие значительных дефектов в кирпичных стенах исторических зданий (рис. 7.7).

Сопоставление реального графика развития осадки во времени с расчетом по вязкопластической модели показывает их близкое совпадение (рис. 7.8). Также вполне удовлетворительным оказывается сравнение расчетной мульды оседания вокруг возведенного здания с результатами измерений (рис. 7.9). Заметим, что на последнем цикле наблюдений величина осадки, вычисленная по методу послойного суммирования, близка к измеренным, однако из графика развития осадки следует, что ее нельзя считать завершившейся.

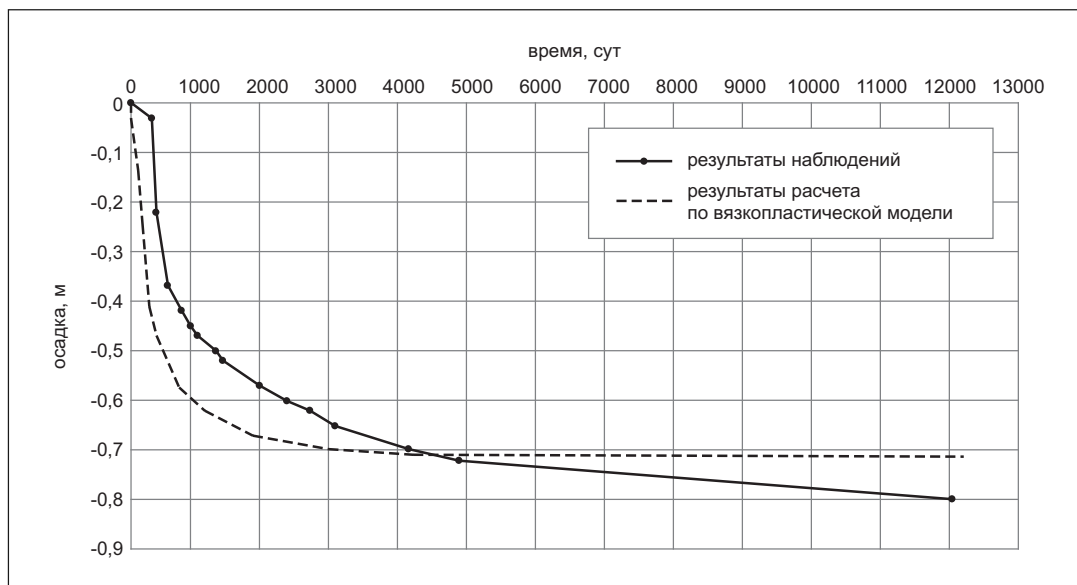


Рис. 7.10. Сопоставление результатов численного моделирования с данными натурных наблюдений за осадкой жилого дома на Васильевском острове в Санкт-Петербурге (приложение, объект № 10)

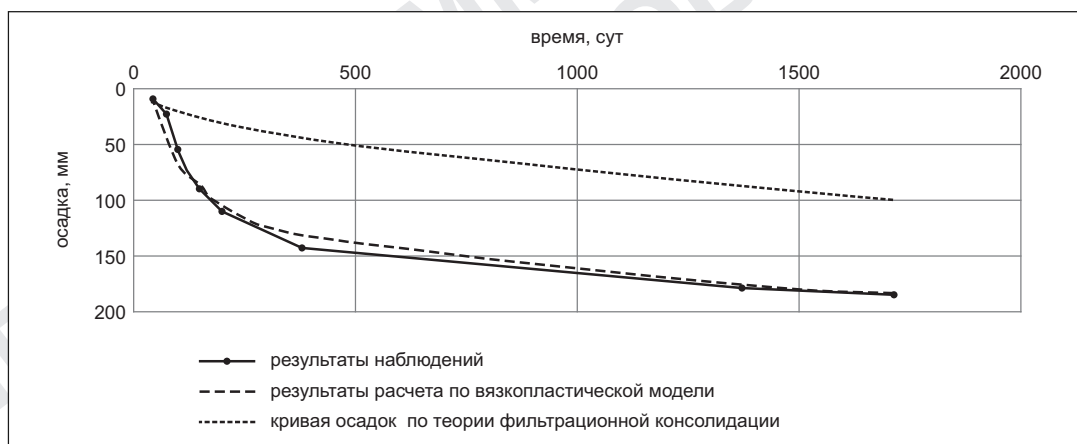


Рис. 7.11. Пример сопоставления результатов расчетов и данных натурных наблюдений для здания на свайных фундаментах (приложение, объект № 1)

Наиболее известным примером сверхнормативных деформаций являются осадки 12-этажного здания на Васильевском острове, возведенного на естественном основании на мощной толще водонасыщенных глинистых грунтов малой и средней степени литификации, который уже упоминался выше, в п. 3.3 (приложение, объект № 10 и рис. 7.10). По результатам наблюдений за 30 лет его максимальная осадка достигла 105 см (при средней осадке 80 см).

Заметим, что, согласно методу Егорова, осадка данного здания должна была составить 23 см. Другие нормативные методы также дают почти вдвое заниженные значения осадки по сравнению с реальностью (см. табл. 3.8).

Расчет по вязкопластической модели (рис. 7.11) демонстрирует существенно лучшее приближение к результатам наблюдений. При этом следует отметить, что использование приближенного подхода к определению реологических характеристик привело к некоторому расхождению в скоростях развития осадки.

Удовлетворительную сходимость с результатами натурных измерений демонстрирует применение предлагаемой модели и для расчета зданий на свайных фундаментах (см. рис. 7.11 и приложение, объект № 1).

В целях обеспечения строгого подхода к назначению исходных данных, изложенного выше, нами не вносились никакие коррективы для приведения в соответствие расчетных и наблюдаемых кривых деформирования. Этот принцип позволяет провести объективный статистический анализ результатов расчетов.

Расчет осадки во времени позволяет выполнить сравнение расчетной и измеренной осадки в различные периоды времени, что создает статистически представительное количество данных для анализа точности метода расчета.

Статистический анализ расчетов деформаций основания по предлагаемой модели показывает, что ее использование позволяет существенно повысить точность расчетов (рис. 7.12). Ошибка в определении осадки основания здания по данному методу составляет около 10%, что представляется вполне допустимым, учитывая неполноту исходных данных по инже-

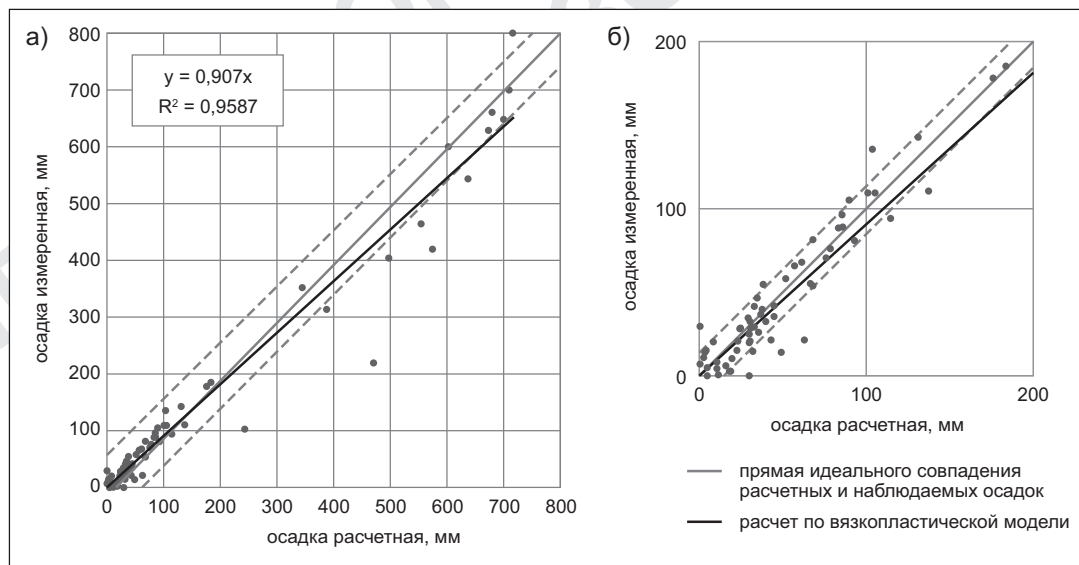


Рис. 7.12. Сопоставление результатов численного расчета по вязкопластической модели с данными натурных наблюдений за осадкой: а — сопоставление для всех объектов выборки; б — увеличенный фрагмент рисунка а

нерно-геологическим изысканиям на ряде анализируемых объектов. Отсюда, в частности, следует, что примененная нами эмпирическая зависимость $\eta_0 \approx 100c_u$ [кПа·год] вполне справедлива для описания реологических свойств водонасыщенных глинистых грунтов в условиях нагружения основания весом здания или сооружения.

7.2. Моделирование временных статических воздействий

Кроме рассмотренных выше деформаций оснований под длительно действующими статическими нагрузками от насыпей и зданий существует большой класс задач, в которых нагрузка или разгрузка основания действует в течение сравнительно короткого промежутка времени. Для котлованов реальный срок их существования (следовательно, работы их ограждения) редко превышает год и измеряется неделями и месяцами. Такие воздействия могут быть классифицированы как временные. Рассмотрению этого вида воздействий, связанных (в отличие от рассматриваемых в этой главе) с разгрузкой основания, посвящен п. 7.3. При проведении штамповых опытов и статических испытаний свай сроки действия нагрузки измеряются часами, в редких случаях сутками. Последние воздействия следует рассматривать как кратковременные квазистатические. Рассматривая деформации основания в период действия этих нагрузок или разгрузок, очевидно, было бы неправомерным рассчитывать «конечные» деформации основания. Необходимо рассматривать те деформации, которые могут реализоваться в грунте в течение периода существования этих воздействий.

7.2.1. Моделирование штамповых испытаний

Оценим роль деформаций формоизменения при нагружении штампа. Для простоты рассмотрим элементарную линейно-деформируемую среду. В этой среде осадка штампа определяется формулой Шлейхера (именно эта формула используется для определения штампового модуля)

где p — давление по площади штампа; d — его радиус; ω — коэффициент влияния формы штампа; E и μ — характеристики линейно-деформируемой среды.

$$s = \frac{p\omega d}{E}(1 - \mu^2), \quad (7.2)$$

Заметим, что в (7.2), как в любой формуле теории упругости, участвуют две константы деформируемости среды — модуль деформации и коэффициент Пуассона. Выразим через них по общеизвестным зависимостям две другие упругие характеристики — объемный модуль и модуль сдвига

$$K = \frac{E}{1 - 2\mu}, G = \frac{E}{2(1 + \mu)}.$$

Для оценки вклада деформаций формоизменения в общую осадку штампа исключим из рассмотрения деформации уплотнения. Для этого рассмотрим объемно-несжимаемую среду с тем же значением модуля сдвига. В этом случае

$$K^* \rightarrow \infty, G^* = G, \mu^* = 0.5, E^* = E \frac{1+\mu^*}{1+\mu}.$$

Подставляя новые значения упругих характеристик в (7.2), получим осадку штампа без учета деформаций уплотнения и сравним ее с исходной осадкой

$$\frac{s^*}{s} = \frac{\frac{p\omega d}{E^*}(1-\mu^{*2})}{\frac{p\omega d}{E}(1-\mu^2)} = \frac{(1+\mu)}{(1+\mu^*)} \frac{(1-\mu^{*2})}{(1-\mu^2)} = 0,5 \frac{1+\mu}{1-\mu^2}.$$

Нетрудно убедиться, что при коэффициенте Пуассона 0,3 доля осадки, обусловленной деформациями формоизменения, составляет более 70%. Следовательно, не учитывать вклад деформаций формоизменения в осадку штампа и отождествлять процесс деформирования грунта под штампом с уплотнением образца грунта в компрессионном приборе как минимум некорректно.

Рассмотрим более подробно процессы, происходящие при штамповых испытаниях грунтов. Очевидно, при испытании песчаных грунтов, фильтрационная консолидация которых происходит достаточно быстро, заметную роль в них будет играть уплотнение песка под штампом. Напротив, в глинистых грунтах коэффициенты фильтрации ниже на несколько порядков, в результате чего за время испытания уплотнение грунта практически не проявляется. Следовательно, существенное значение в штамповых испытаниях водонасыщенных глинистых грунтов будут иметь деформации формоизменения, особенно для разностей малой степени литификации, прочность которых на сдвиг мала.

Рассмотрим два примера штамповых испытаний. Первая серия испытаний, которая уже упоминалась выше, в п. 5.2.3, была проведена на Васильевском острове в Санкт-Петербурге в 1970-х гг. Ленинградским отделением института «Фундаментпроект». Испытания выполнялись круглыми штампами площадью 600 см² в специально пробуренных скважинах на разных глубинах в слое текучих озерно-ледниковых суглинков. Каждая ступень нагрузок выдерживалась до условной стабилизации осадок (0,1 мм в течение двух часов). В результате время выдержки ступеней нагрузок составляло от 7 до 28 часов. Вторая серия испытаний была выполнена на площадке Tornhill в Швеции (R. Larsson, 2001), см. рис. 7.13.

Испытания выполнялись близко к поверхности грунта штампами размером 0,5×0,5 м, 1×1 м, 2×2 м. В данной серии испытаний каждая ступень нагрузок выдерживалась около четырех часов.

Обе серии испытаний достаточно хорошо документированы, что позволяет использовать для расчета деформаций современные модели работы грунта. Для сопоставления расчетов



Рис. 7.13. Вид опытной площадки Tornhill в южной Швеции (исследования Шведского геотехнического института, 2001)

с данными наблюдений использовалась вязкопластическая модель работы грунта, позволяющая учесть относительную кратковременность экспериментов в каждой серии.

Для моделирования штамповых испытаний на Васильевском острове в Санкт-Петербурге приняты следующие расчетные параметры:

$E = 5000$ кПа; $\sigma_{z1} = 100$ кПа; $\sigma_{z2} = 200$ кПа; $p_0 = 10$ кПа; $\gamma_c = 0,225$; $n = 2$; $c_u = 50$ кПа; $\varphi = 10$; $\varphi^* = 0$; $\eta_0 \approx 100c_u = 5000$ кПа·год.

Для моделирования штамповых испытаний на площадке Tornhill в Швеции приняты следующие расчетные параметры:

$E = 7000$ кПа; $\sigma_{z1} = 100$ кПа; $\sigma_{z2} = 200$ кПа; $p_0 = 10$ кПа; $\gamma_c = 0,225$; $n = 2$; $c_u = 65$ кПа; $\varphi = 5$; $\varphi^* = 0$; $\eta_0 \approx 100c_u = 6500$ кПа·год.

На рис. 7.14 показаны расчетные схемы для моделирования штамповых испытаний рассматриваемых серий экспериментов с учетом симметрии нагружения.

Развитие зон предельного состояния под штампом приведено на рис. 7.14, б.

Моделирование штамповых испытаний с помощью вязкопластической модели показывает, что осадка штампа определяется деформациями формоизменения (рис. 7.15, а, б, в). Как показывают расчеты, в период испытаний не происходят не только деформации уплотнения, длительные по своей природе, но не успевают развиваться и вязкие деформации формоизменения в допредельном состоянии: среда приближается к упругопластической с упругими сдвиговыми характеристиками и пределом прочности. До достижения предела прочности грунт работает как твердообразное тело с обратимыми сдвиговыми деформациями,

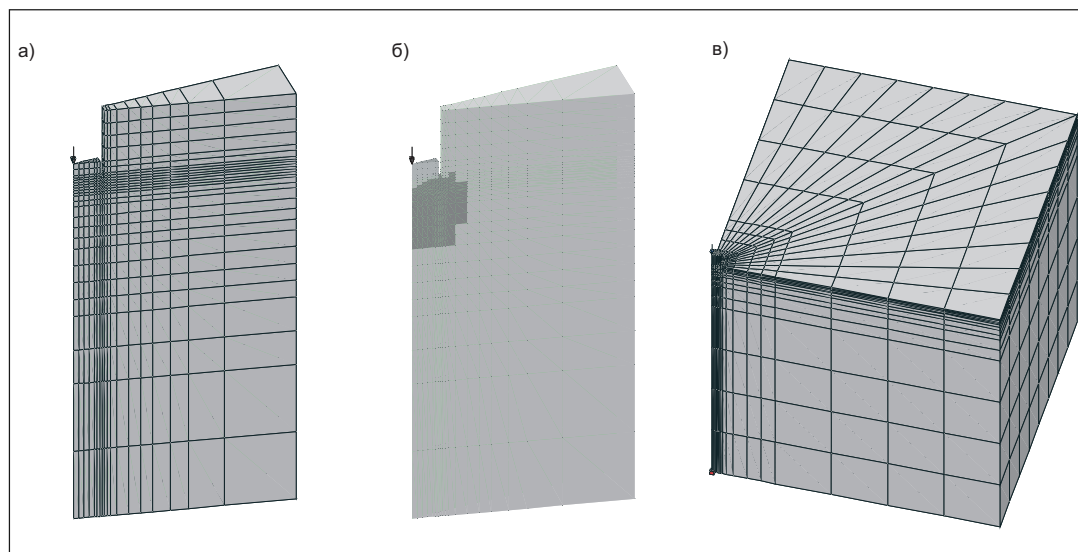


Рис. 7.14. Расчетные схемы для моделирования штамповых испытаний:

а — испытания круглым штампом площадью 600 см^2 в скважине на Васильевском острове в Санкт-Петербурге; б — развитие зоны предельного состояния в основании этого же штампа; в — испытания прямоугольными штампами на площадке Tornhill в Швеции

а при достижении предела прочности претерпевает пластическое течение. В контексте примененной модели вполне естественным становится равенство модулей деформации на начальном участке ветви нагружения и при разгрузке.

Отметим, что в шведских опытах этот эффект проявляется также достаточно отчетливо. Предлагаемый подход продемонстрировал свою простоту и непротиворечивость при достаточно высокой точности, что особенно заметно в сравнении с попыткой шведских исследователей описать поведение грунта под штампом с помощью одометрического модуля и давления предуплотнения (рис. 7.16).

Моделирование стендовых штамповых испытаний и сравнение их с результатами, полученными в лаборатории, также показывает, что для описания кривых «нагрузка-осадка» достаточно параметров, характеризующих деформирование грунта при формоизменении, полученных в результате трехосных испытаний. Расчетный график практически идеально ложится на экспериментальные данные (рис. 7.15, з). Таким образом, можно утверждать, что в водонасыщенных глинистых грунтах штамповый модуль деформации не имеет никакого отношения к компрессионному. Использование в практике проектирования модулей деформации грунта, приведенных к штамповым модулям, фактически означает, что в расчетах учитывается *начальный модуль сдвига* грунта (или модуль сдвига на стадии разгрузки — повторного нагружения). Тем самым в практике расчетов косвенным и неявным образом учитываются характеристики при деформациях формоизменения, которые играют существенную роль, естественно, не только в осадке штампа, но и в осадке зданий и сооружений.

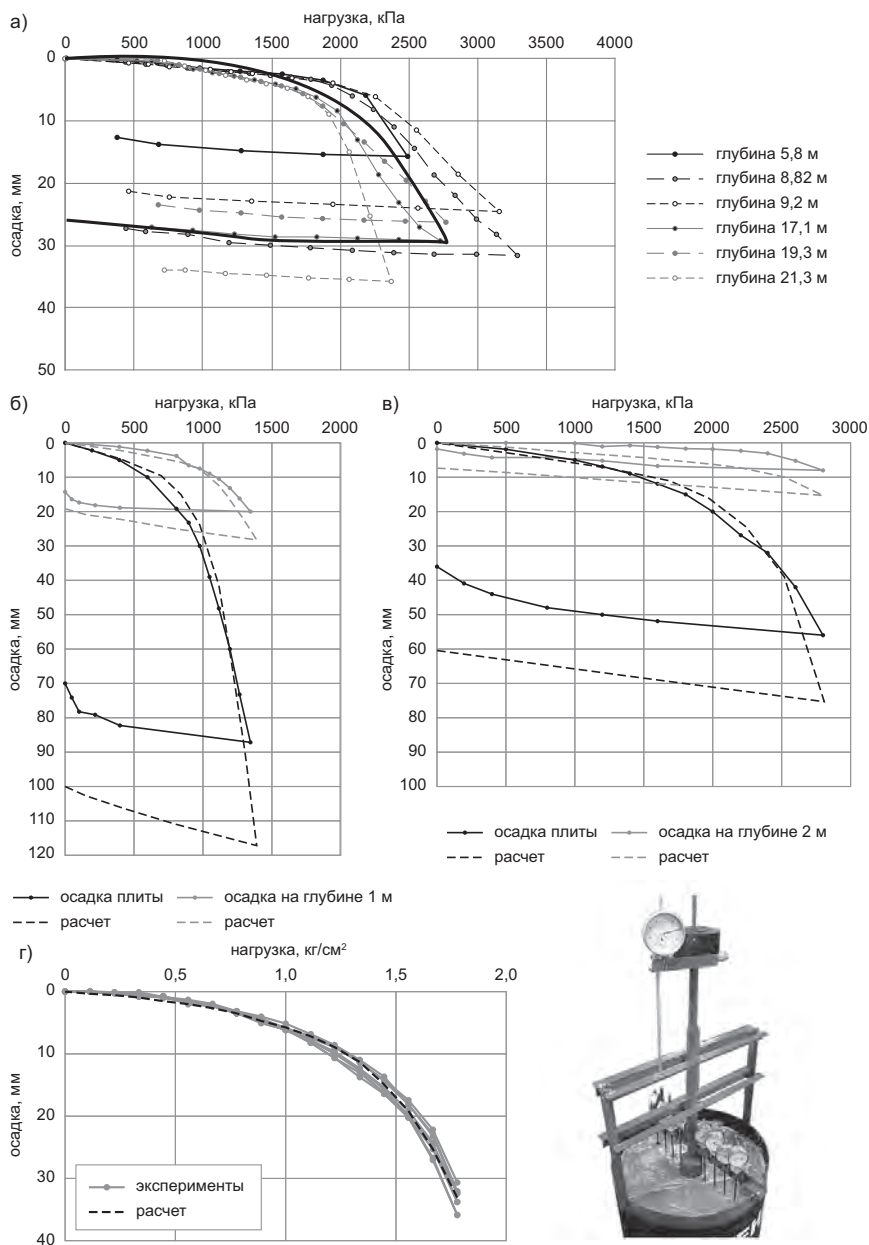


Рис. 7.15. Сравнение результатов штамповых опытов и их моделирования с помощью вязкопластической модели: а — испытания круглым штампом площадью 600 см² в скважине на Васильевском острове в Санкт-Петербурге; б, в — испытания прямоугольными штампами на площадке Tornhill в Швеции: плита размером 1×1 м (б) и плита размером 2×2 м (в); г — лабораторные штамповые испытания в лотке (М.А. Лучкин, 2007)

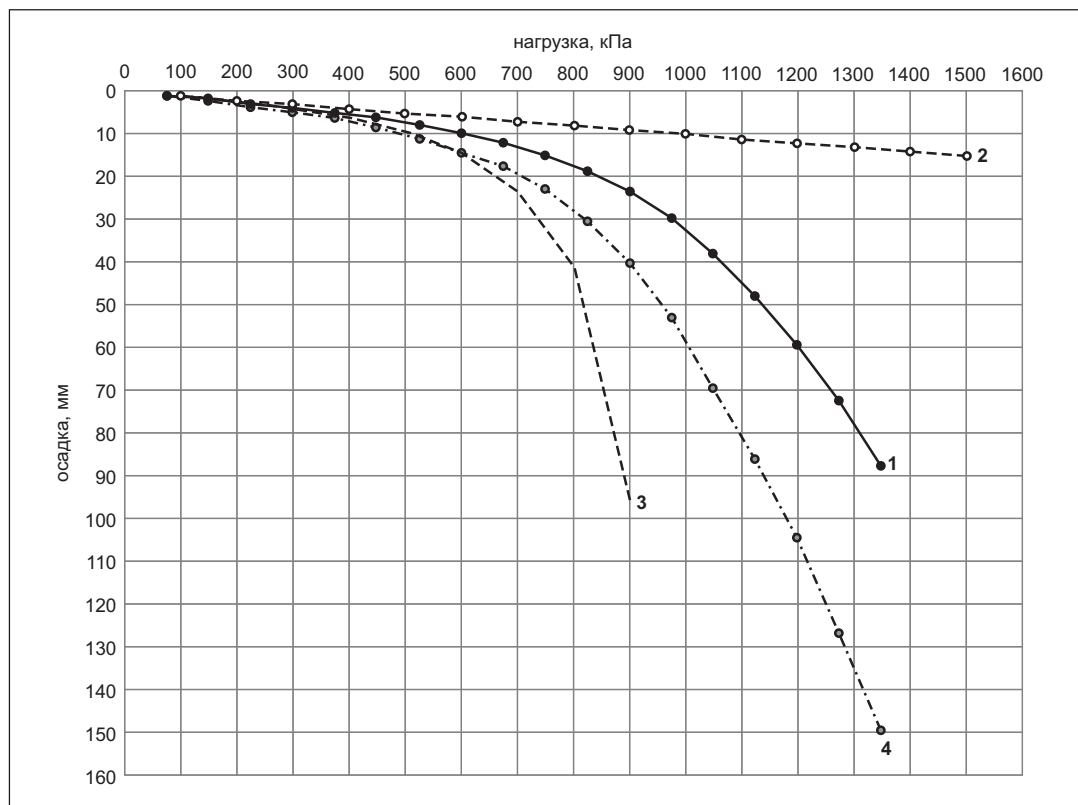


Рис. 7.16. Сравнение экспериментального графика «нагрузка-осадка» (1) при испытании плитного штампа размером 1×1 м с расчетом по компрессионной кривой (2), кривая 3 отражает коррекцию расчетного графика с учетом несущей способности фундамента, кривая 4 — экстраполяцию графика «нагрузка-осадка» при длительном нагружении (исследования Шведского геотехнического института, 2001)

Применение вязкопластической модели позволяет избавиться от этого смешения понятий и корректно описывать поведение грунта при штамповых испытаниях.

7.2.2. Моделирование статических испытаний свай

Статические испытания свай по масштабу времени сопоставимы с рассмотренными выше штамповыми опытами. Особенностью моделирования этого вида испытаний является необходимость учета нарушения структурных связей в грунте по боковой поверхности сваи при ее изготовлении. Это обстоятельство нашло отражение в российских нормах в виде поправочных коэффициентов, применяемых при переходе от несущей способности забивных свай к буровым сваям, а в новой редакции СП «Свайные фундаменты» имеются соответствующие рекомендации для численного моделирования. Очевидно, что при сохранении природного сложения грунта следовало бы ожидать (по аналогии с рассмотренными выше штамповыми

испытаниями) жесткопластического механизма работы основания при статических испытаниях свай. В этом случае до достижения предельной нагрузки грунт работал бы как квазиупругая среда, а при достижении предельной нагрузки происходил бы резкий «срыв» свай. Иллюстрацией такого поведения является кривая 2 на рис. 7.17. Данный расчет выполнен для свай диаметром 620 мм глубиной 23 м для условий площадки возле Московского вокзала в Санкт-Петербурге, данные об инженерно-геологических условиях которой приведены в п. 4.3.1, а расчетные параметры вязкопластической модели — в табл. 7.3 в п. 7.3.3.

Сравнение с реальными испытаниями свай на этой площадке свидетельствует о несовпадении с ними прогнозных значений, рассчитанных для параметров работы грунта природного сложения (рис. 7.17, кривая 2). Как отмечалось в п. 5.3, при техногенных воздействиях происходит нарушение связей между дисперсными частицами. В течение «отдыха» забивной сваи или твердения буронабивной сваи (один месяц) следует ожидать восстановления тиксотропных связей, а связи, образованные за счет синерезиса, могут восстановиться в течение более длительного времени, несопоставимого со временем «отдыха». При моделировании статических испытаний свай представляется целесообразным назначать реологические характеристики грунта непосредственно по результатам лабораторных опытов. Тем самым учитывается нарушение структурных связей в грунте вдоль боковой поверхности сваи, обусловленное процессом ее изготовления.

В этом случае кривая «нагрузка-осадка» оказывается более близкой к реальным испытаниям свай статической нагрузкой (см. рис. 7.17). При расчете появляется возможность моделировать и процесс испытания свай статической нагрузкой во времени (рис. 7.18).

При этом необходимо отметить, что применению вязкопластической модели для прогноза результатов статических испытаний свай в проектной практике должны предшествовать

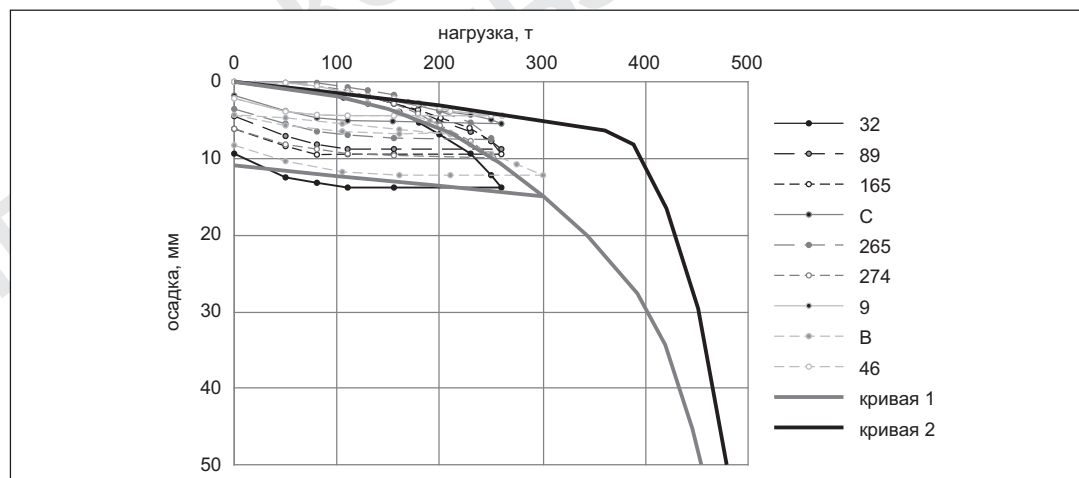


Рис. 7.17. Зависимости «нагрузка-осадка» для свай диаметром 620 мм и длиной 23 м на площадке около Московского вокзала: кривая 1 — расчет с учетом нарушения структурных связей в грунте вдоль боковой поверхности сваи; кривая 2 — без учета нарушения структурных связей в грунте; 32, 89 и т.д. — нумерация испытаний свай

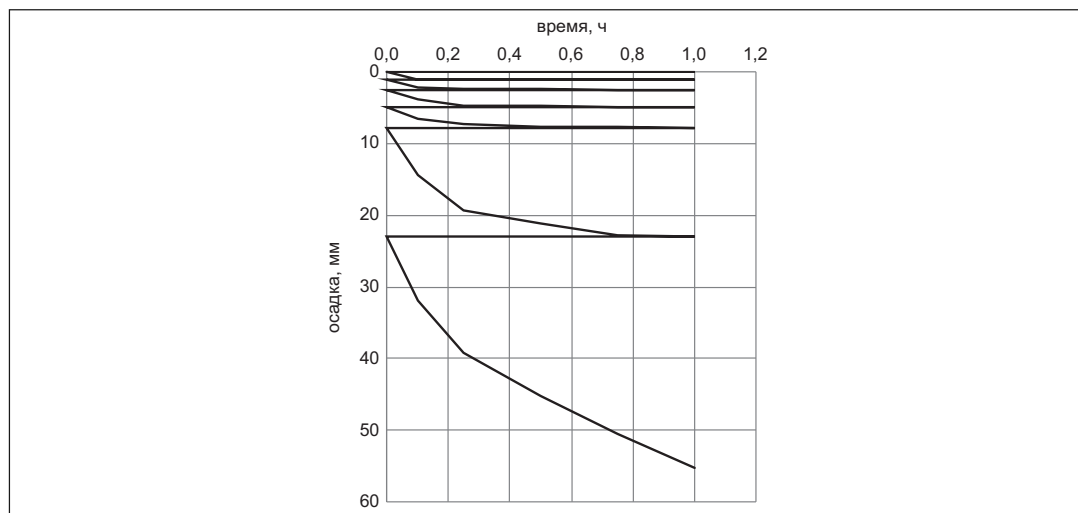


Рис. 7.18. Моделирование испытания сваи в реальном масштабе времени

дальнейшие статистически репрезентативные исследования, нацеленные, прежде всего, на оценку влияния технологии изготовления свай на механические характеристики грунтов. Здесь же представлялось важным показать принципиальную возможность применения предложенной модели для решения данного класса задач.

7.2.3. Моделирование статического зондирования грунта

Рассматривая задачу о статическом зондировании, мы сталкиваемся с еще более кратким воздействием нагрузки на грунт: зонд вдавливается с постоянной скоростью 2 см/с. Эта задача еще может рассматриваться как квазистатическая, поскольку заметного влияния инерции не проявляется. Очевидно, что вязкопластическое деформирование, а тем более консолидационные процессы развиваться в течение времени зондирования не успевают.

Попытаемся получить сопротивление погружению конуса расчетным путем, задаваясь свойствами грунтов, полученными при неконсолидированно-недренированных трехосных испытаниях. Расчетная схема задачи изображена на рис. 7.19, а. Рассмотрим ее решение для инженерно-геологических условий площадки у Московского вокзала, описание которых приведено в п. 4.3.1.

Моделируется область вокруг конуса зонда, представленная однородным грунтом (текучим суглинком). Параметры для расчета с помощью вязкопластической модели представлены в табл. 7.3 в п. 7.3.3 — см. ИГЭ 8. Как показывает анализ накопленного опыта, у таких суглинков лобовое сопротивление погружению конуса составляет 0,8...1 МПа, а прочность на недренированный сдвиг равна 30...50 кПа. Интересующим нас результатом решения в данном случае является предельная величина нагрузки, при которой происходит разрушение грунта, а конус начинает перемещаться с постоянной скоростью. Из рис. 7.19, б видно, что

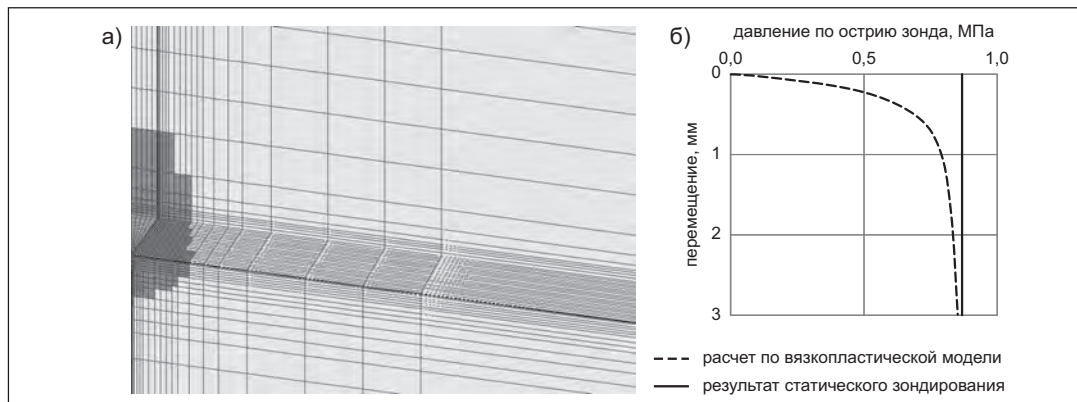


Рис. 7.19. Определение предельного сопротивления по острию зонда расчетным путем:
а — область пластического деформирования вокруг конуса зонда; **б** — сравнение расчетов и измерений: пунктирная линия — расчет по вязкопластической модели; сплошная вертикальная линия — результат статического зондирования

предельное давление по конусу по результатам решения составляет 0,85 МПа, что хорошо согласуется с опытными данными.

7.3. Моделирование работы массива грунта при разгрузке, обусловленной устройством глубоких котлованов

7.3.1. Расчетный анализ деформации ограждения котлована в Берлине

Расчетный анализ поведения массива грунта при его разгрузке, связанной с устройством глубоких котлованов при строительстве подземных сооружений, представляется логичным начать с примера, изложенного выше, в п. 6.2 (котлован в Берлине). В качестве исходных данных о деформативности песков были заданы осредненные значения компрессионных испытаний. Несложные математические преобразования позволяют восстановить вид компрессионной кривой для указанных песков по приведенным данным с учетом зависимости модуля деформации от глубины, что связано с возрастанием природного давления с глубиной. Вид компрессионной кривой, полученной таким образом, изображен на рис. 7.20.

Сплошной линией на рис. 7.20 изображены аппроксимация результатов экспериментов с помощью рассмотренной выше вязкопластической модели (параметры вязкости в данном случае при моделировании песков принимались равными нулю). Однако, как отмечалось выше, параметры сжимаемости грунта не могут полностью описать его поведение, при расчете подземных сооружений наиболее существенной является деформируемость грунта при формоизменении. Никаких данных о поведении грунта при деформациях формоизменения представлено не было. На рис. 7.21, б изображены различные

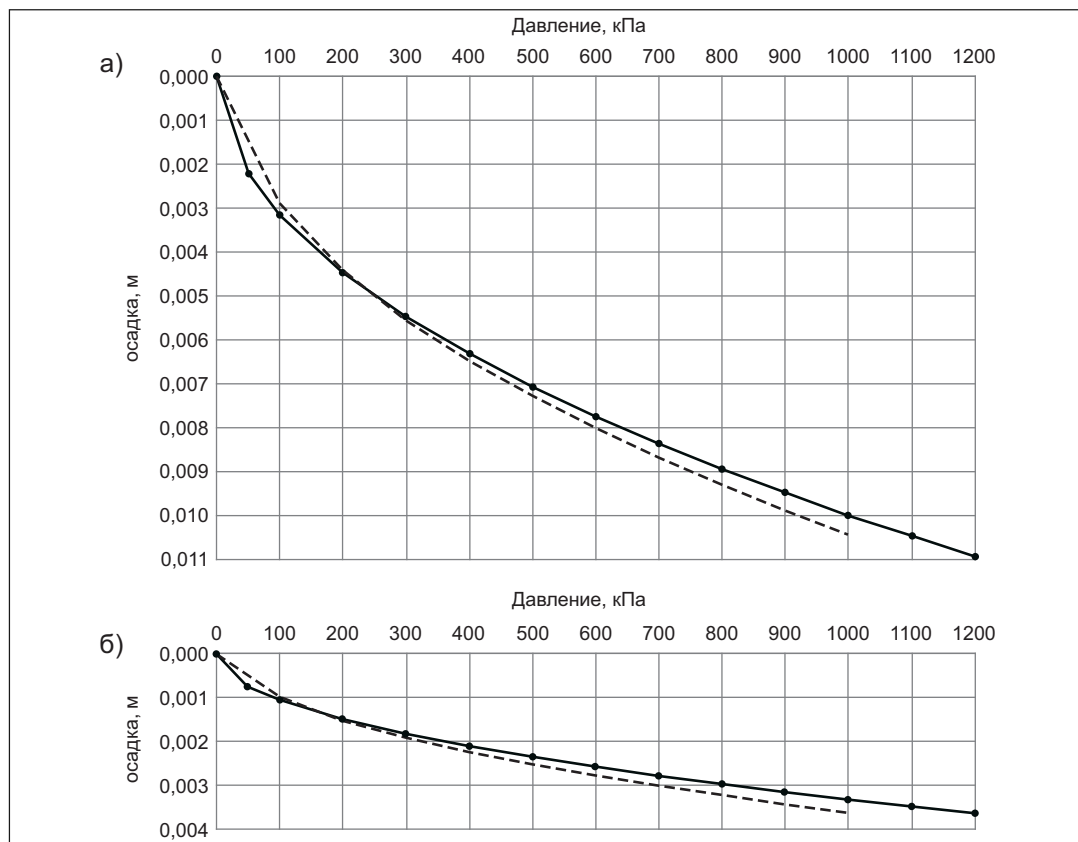


Рис. 7.20. Вид компрессионной кривой берлинского песка для глубин до 20 м (а) и после 20 м (б), полученной по исходным данным Н.Ф. Schweiger (2002) и ее аппроксимация с помощью описанной выше вязкопластической модели

зависимости деформаций от девиатора напряжений, которые можно получить, принимая различные параметры модели. Соответственно для разных параметров модели можно получить различные результаты расчета. Как видно из рис. 7.21, в, результаты расчета существенным образом зависят от исходной кривой (рис. 7.21, б), заложенной в расчет.

Приведенный анализ показывает возможность подобрать параметры модели, соответствующие наблюдавшейся в реальности картине перемещений. Однако такая процедура не может быть названа прогнозированием технической ситуации. Данный анализ выявляет основную проблему — отсутствие достаточных исходных данных для расчета. В расчете с применением вязкопластической модели недостаток исходных данных выражается явно в отсутствии части требуемых параметров модели. В некоторых моделях это отсутствие может быть менее очевидным. Неполнота исходных данных способствовала тому, что группы расчетчиков восполняли ее в большей или меньшей степени произвольно, а это и привело к различию результатов расчета. Таким образом, приведенные результаты (Н.Ф. Schweiger, 2002) не столько свидетельствуют о низкой точности расчетов, сколько отра-

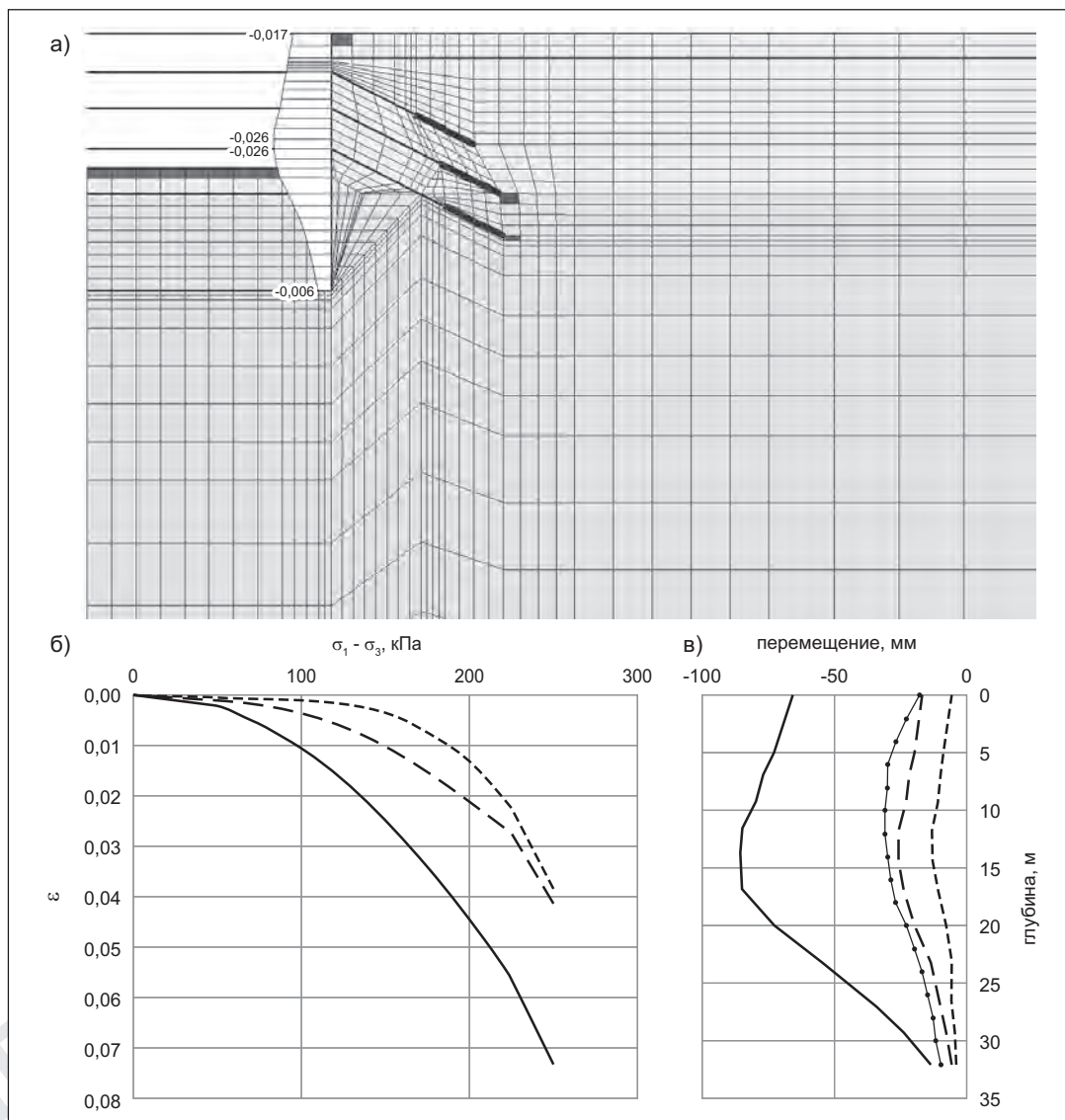


Рис. 7.21. Результаты расчета котлована в Берлине по вязкопластической модели (подбор характеристик деформативности песка при формоизменении): а — эпюра перемещений, м; б — моделирование трехосных испытаний песка при различных параметрах модели; в — сравнение результатов наблюдений и результатов расчета при различных параметрах модели (линия с точками — результат натурных измерений)

жают необходимость использования более полного комплекта данных о поведении грунта при различном напряженном состоянии. Без достаточных исходных данных для расчета применение сложных моделей грунта, очевидно, является бессмысленным. Расчет подземных сооружений с применением сложных моделей требует изменения сложившейся

практики инженерно-геологических изысканий, при которой определяются лишь простейшие параметры работы грунтов. Первым шагом должно стать введение в повседневную практику изысканий обязательного выполнения трехосных испытаний грунтов.

7.3.2. Расчетный анализ развития деформаций массива грунта при устройстве подземного сооружения на Комендантской площади

Результаты измерений на данной площадке послужили первым тестом для оценки корректности расчетов с использованием вязкопластической модели грунта при рассмотрении задач об устройстве глубоких котлованов (табл. 7.2). Расчетная схема задачи представлена на рис. 7.22.

Как указывалось выше, в п. 4.2, реальные смещения шпунта достигли 250 мм, а сроки работ по откопке составили четыре месяца. Если в расчетах предусмотреть осуществленную

Таблица 7.2							
Расчетные параметры вязкопластической модели для подземного сооружения на Комендантской площади							
№ ИГЭ	Геолог. индекс	γ , кН/м ³	E , кПа	σ_{z1} , кПа	σ_{z2} , кПа	p_0 , кПа	E_0 , кПа
3	ml IV	19,7	6 000	100	200	10	30 000
5	g III	22,6	13 000	100	200	10	65 000
7	V_{2kt_2}	21,3	23 000	100	200	10	115 000
8		21,7	40 000	100	200	10	200 000
№ ИГЭ	μ	c_u , кПа	φ°	$\varphi^{*\circ}$	γ_c	n	η_0 , кПа×сут
3	0,3	52	0	0	0,225	2	1 898 000
5	0,3	79	0	0	0,225	3	2 883 500
7	0,3	237	0	0	0,225	2	8 650 500
8	0,3	300	0	0	0,14	2	10 950 000

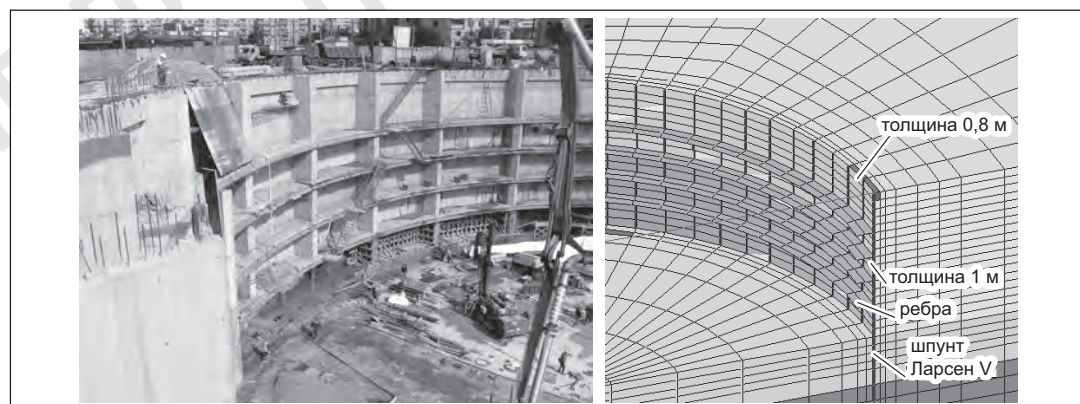


Рис. 7.22. Подземное сооружение на Комендантской площади в процессе строительства (слева) и расчетная схема (справа)

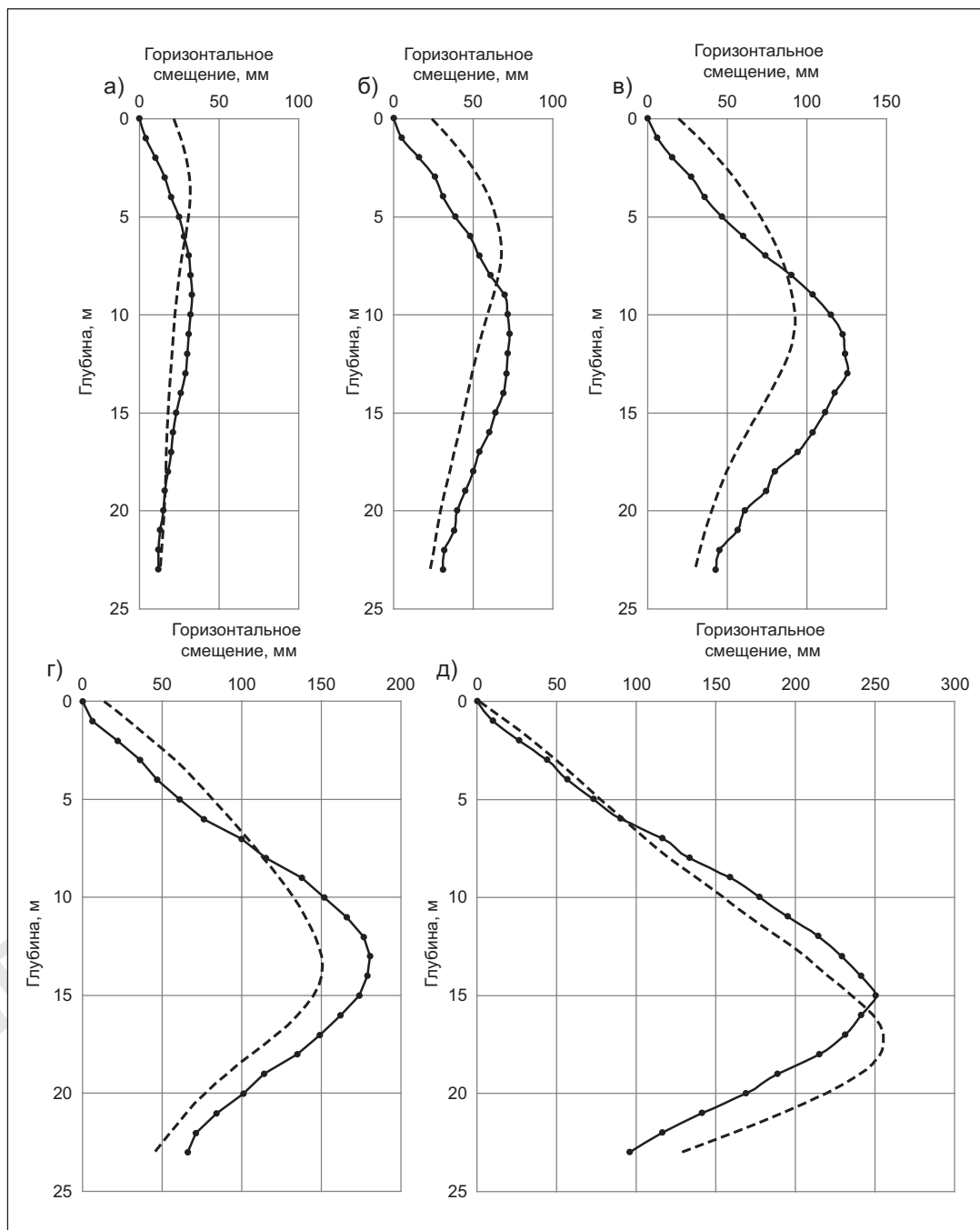


Рис. 7.23. Сравнение результатов измерений и расчетов (пунктирная линия) на различных этапах экскавации грунта: а — 1-й этап экскавации; б — 2-й этап экскавации; ...д — 5-й этап экскавации (этапы откопки приведены на рис. 4.3)

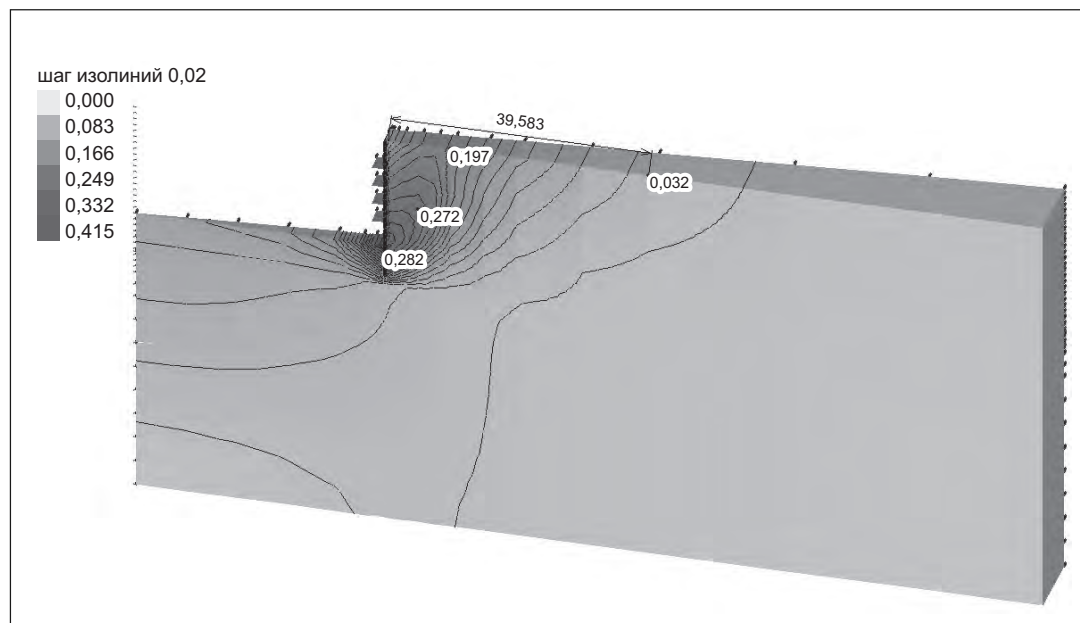


Рис. 7.24. Изолинии максимальных перемещений (м) грунта при устройстве подземного сооружения на Комендантской площади

на практике длительность этапов откопки, можно убедиться, что их результаты показывают удовлетворительное совпадение с наблюдениями на каждом этапе (рис. 7.23). Таким образом, предлагаемая модель позволяет с достаточной точностью прогнозировать величины смещений ограждения.

Тем не менее полученные достаточно большие величины перемещений свидетельствуют о невозможности применения подобной технологии вблизи от существующих зданий (рис. 7.24). Зона влияния подземного сооружения по расчету составила около 40 м.

7.3.3. Расчетный анализ деформаций массива грунта при устройстве опытного котлована у Московского вокзала

Сведения об инженерно-геологических условиях данной площадки приведены в п. 4.2.1. Расчеты выполнялись с использованием трех различных подходов: численно-аналитического метода, модели идеально-упругопластической среды с критерием прочности Кулона — Мора и вязкопластической модели. Как видно из рис. 7.25, численно-аналитический метод позволяет достаточно точно предсказать деформирование шпунтового ограждения. При использовании модели идеально-упругопластической среды с критерием прочности Кулона — Мора применялись стандартные характеристики грунтов, используемые в обычной практике и приводимые в отчетах по инженерно-геологическим изысканиям. Рис. 7.25 и 7.26 позволяют убедиться, что эта модель некорректно описывает поведение массива грунта, что связано с

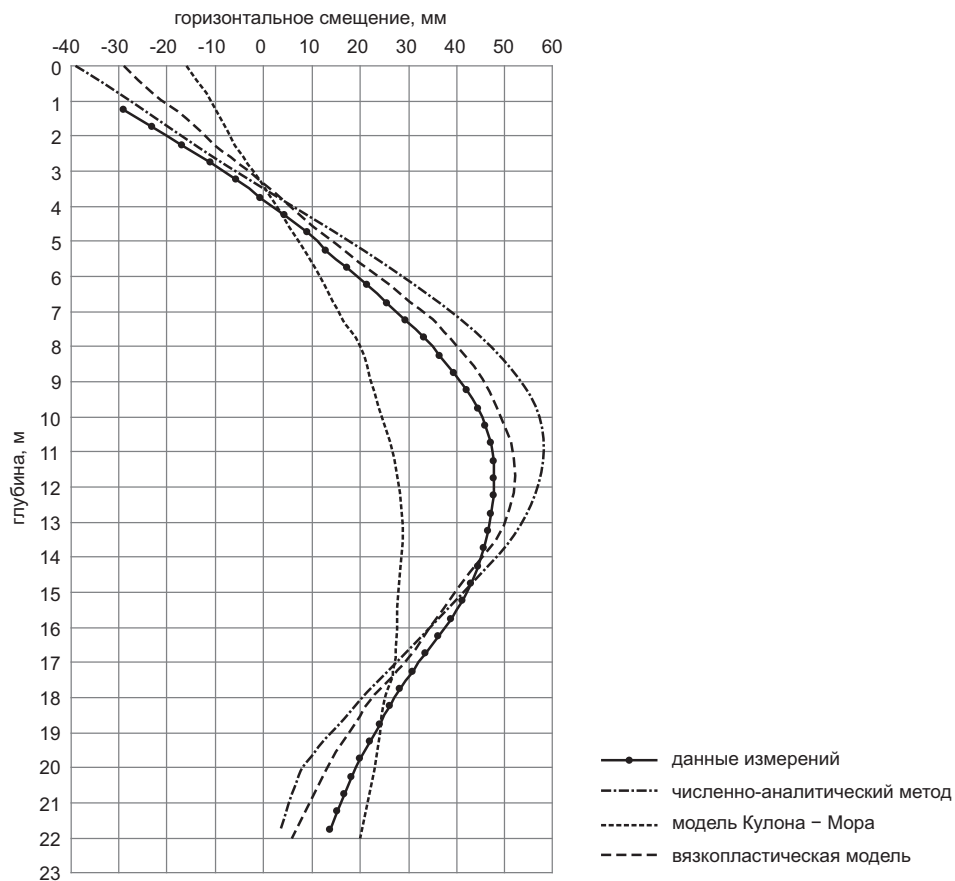


Рис. 7.25. Сравнение данных измерений перемещения ограждения котлована с расчетом по различным моделям

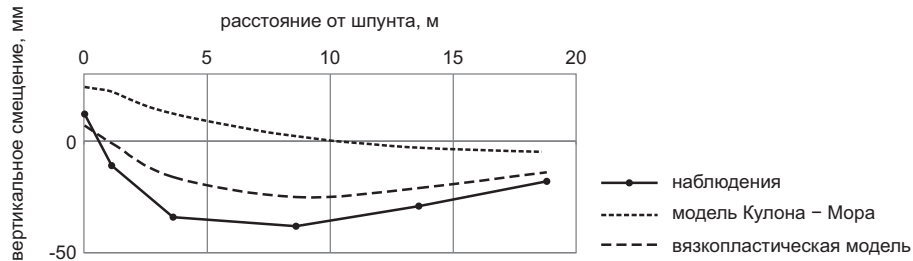


Рис. 7.26. Сравнение вертикальных смещений точек по результатам наблюдений с расчетами по различным моделям

Таблица 7.3

Расчетные параметры вязкопластической модели для опытного котлована у Московского вокзала

№ ИГЭ	Геолог. индекс	γ , кН/м ³	E , кПа	σ_{z1} , кПа	σ_{z2} , кПа	p_0 , кПа	E_0 , кПа	μ	c_u , кПа	φ°	φ^{*o}	γ_c	n	η_0 , кПа×сут
2	ml IV	19,7	12 000	200	300	5	150 000	0,3	0	34	34	0,05	10	0
3	ml IV	19,7	25 000	200	300	5	150 000	0,3	0	33	33	0,05	10	0
4	ml IV	19,4	11 000	200	300	5	150 000	0,3	0	26	26	0,05	10	0
5	ml IV	18,7	4 000	100	200	10	20 000	0,3	12	0	0	0,225	2	4 380
6	ml IV	15,9	2 500	100	200	10	20 000	0,3	38	0	0	0,225	2	13 140
7	ml IV	20,7	28 000	200	300	5	60 000	0,3	6	34	34	0,05	10	0
8	ml IV	18,5	4 500	100	200	10	22 500	0,3	32	7	0	0,225	2	11 680
10	g III	20,6	9 000	100	200	10	50 000	0,3	53	21	0	0,05	2	19 34 500
11	g III	20,2	15 000	100	200	10	55 000	0,3	79	25	0	0,05	2	28 835 000
12	g III	21,2	15 000	100	200	10	75 000	0,3	158	29	0	0,05	2	57 670 000
14	g III	21	12 000	200	300	5	60 000	0,3	0	34	34	0,05	10	0
15	g III	21	12 000	200	300	5	60 000	0,3	0	34	34	0,05	10	0
17	lg II-III	20	12 000	200	300	5	60 000	0,3	0	30	30	0,05	10	0

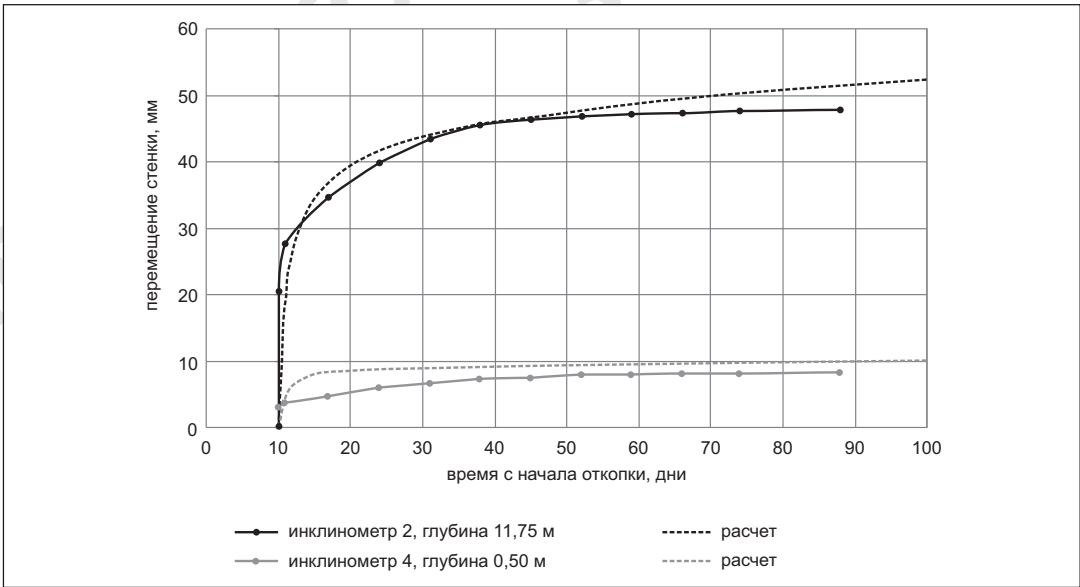


Рис. 7.27. Сравнение развития во времени деформаций различных точек массива грунта с расчетом по вязкопластической модели

указанными выше недостатками данной модели. При использовании вязкопластической модели с параметрами, определенными по данным компрессионных и трехосных испытаний (табл. 7.3), результаты моделирования близки к данным наблюдений, модель достаточно точно отражает особенности работы массива грунта.

При соответствующем подборе реологических характеристик модель позволяет корректно описать поведение грунта во времени (рис. 7.27) (подробнее этот вопрос рассмотрен в п. 8.2).

7.3.4. Расчетный анализ поведения массива грунта при устройстве глубокого котлована на площади Восстания

На данной площадке в силу обстоятельств, изложенных выше, в п. 4.4, стояла задача не столько проверить работоспособность предложенной вязкопластической модели, сколько определить стратегию устройства котлована. Единственным доступным «инструментом» сохранения соседней застройки здесь было использование эффекта развития деформаций грунтов во времени.

По измерениям деформаций массива грунта в период откопки первого и второго ярусов подземного сооружения нами оценивались реальные реологические характеристики грунтов. На этих этапах угроза существованию соседней застройки еще не проявлялась. Следует отметить, что массив грунта на данной площадке работал с начальной вязкостью, соответствующей зависимости (7.1). Далее строился прогноз развития деформаций на последующих этапах откопки с учетом максимально возможной скорости производства работ. Расчетные характеристики вязкопластической модели приведены в табл. 7.4. Прогноз развития деформаций окружающей застройки, сделанный нами в мае 2009 г. по результатам первого этапа откопки, приведен на рис. 7.28 (сплошная кривая).

Таблица 7.4

Расчетные параметры вязкопластической модели для опытного котлована на площади Восстания													
№ ИГЭ	Геол. индекс	E , кПа	σ_{z1} , кПа	σ_{z2} , кПа	P_0 , кПа	E_0 , кПа	μ	c_u , кПа	φ°	φ^{*0}	γ_c	n	η_0 , кПа×сут
3	ml IV	5000	100	200	10	50 000	0,3	30	9	0	0,225	2	0
2		19 900	100	200	10	100 000	0,3	0	38	38	0,1	8	0
4		7000	100	200	10	70 000	0,3	53	17	0	0,225	2	1 934 500
5	lg III	4000	100	200	10	40 000	0,3	37	8	0	0,225	2	1 350 500
6		7000	100	200	10	70 000	0,3	47	14	0	0,225	2	1 715 500
8	g III	12 000	100	200	10	120 000	0,3	105	23	0	0,225	2	3 832 500
9		14 000	100	200	10	140 000	0,3	158	28	0	0,225	2	5 767 000
11	V_2kt_2	20 000	100	200	10	200 000	0,3	300	22	0	0,05	2	10 950 000

При решении плоской задачи слой закрепленного грунта моделировался сплошным слоем с усредненными характеристиками, хотя в реальности он был выполнен фрагментарно (см. рис. 4.15). Изгиб инклинометров в месте устройства слоя закрепленного грунта на начальных этапах позволял надеяться на его включение в работу. Исходя из поведения грунтов при откопке первых двух ярусов был дан прогноз, что при условии завершения откопки котлована за 300 дней прирост осадок окружающих зданий составит 4 см, а с учетом неизбежного последствия (поскольку развитие осадки грунта не может остановиться мгновенно) — 5 см.

Следует признать, что ожидание работоспособности слоя закрепленного грунта было неоправданным. На первых этапах откопки котлована лента закрепленного грунта вдоль шпунта работала как якорь, увеличивающий сопротивление на сдвиг. На последующих этапах откопки, очевидно, это сопротивление было преодолено и дальнейшее развитие деформаций приблизилось к расчетной кривой без учета закрепления грунта (см. рис. 7.28).

Самым тревожным результатом расчета можно признать тенденцию к образованию круглоцилиндрической поверхности скольжения (рис. 7.29), несмотря на наличие ограждения, распорных уровней и свай в основании строящегося здания.

Если на этапе устройства ограждения и свай максимальные технологические осадки, как и следовало ожидать, получили межевые стены соседних зданий, то на этапе откопки котлована в полном соответствии с расчетом максимальные перемещения получили более удаленные стены зданий, при этом зона влияния котлована превысила 30 м.

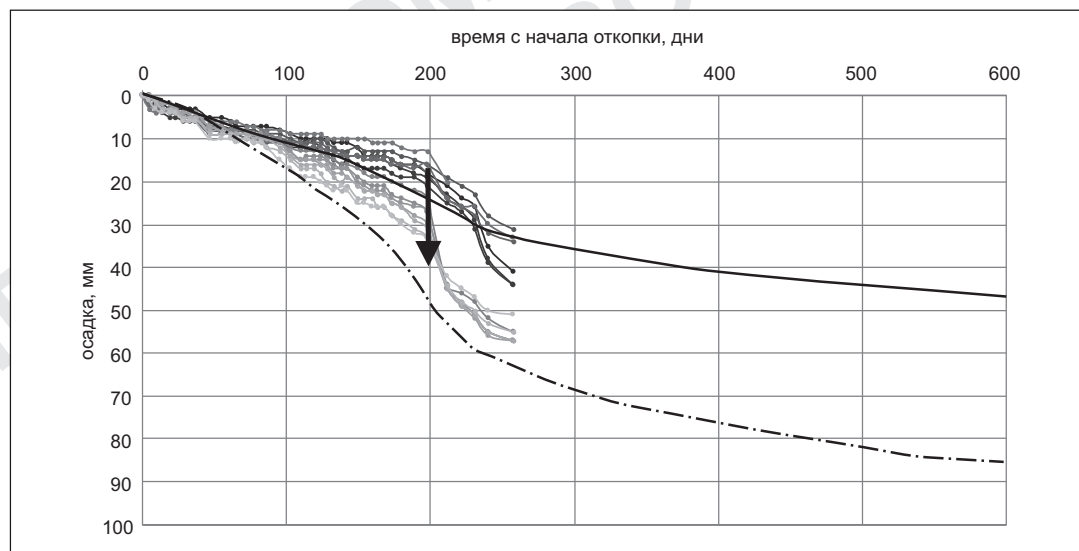


Рис. 7.28. Сопоставление данных расчета и результатов наблюдений по итогам прогноза с учетом слоя закрепленного грунта (май 2009 г., сплошная кривая) и без учета закрепления грунта (штрихпунктирная кривая). Стрелкой показано вероятное время превышения сопротивления сдвигу участка закрепленного грунта

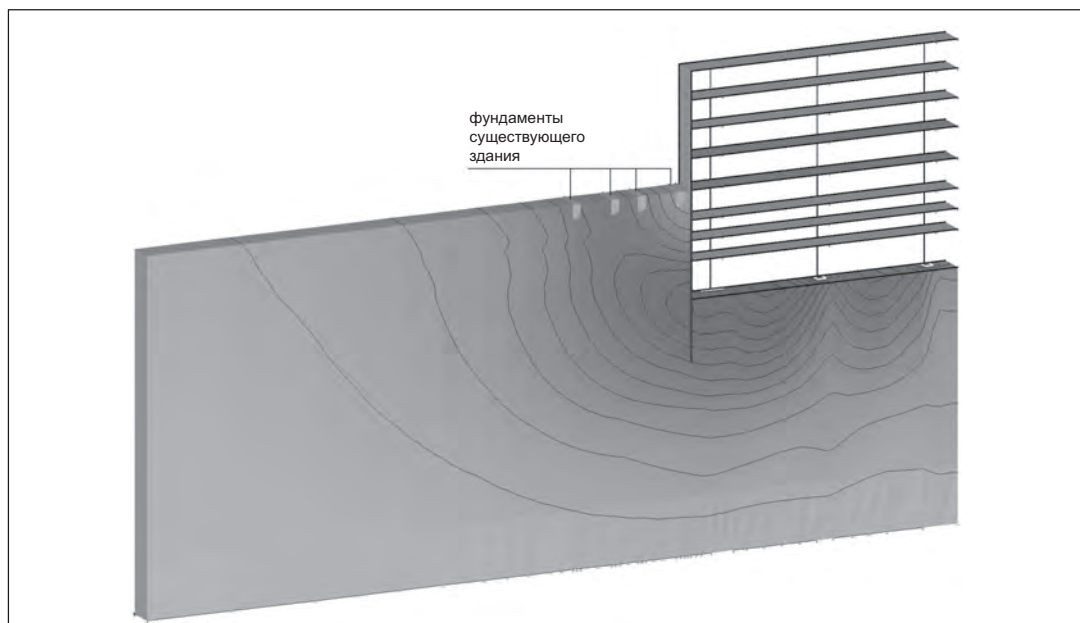


Рис. 7.29. Изолинии максимальных перемещений массива грунта (видна тенденция образования круглоцилиндрической поверхности скольжения)

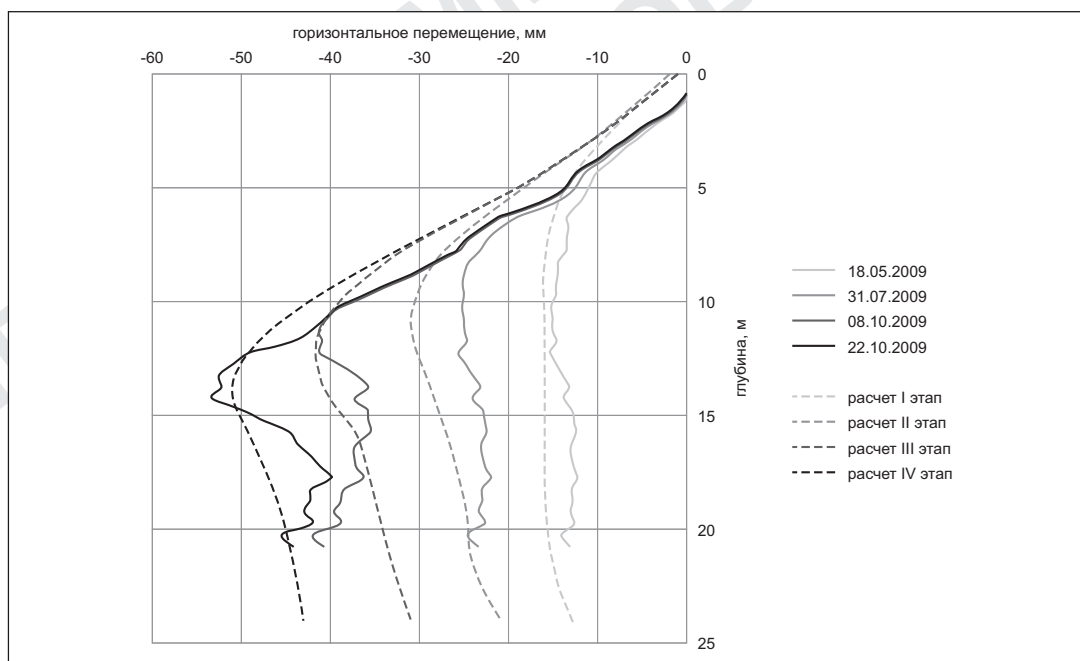


Рис. 7.30. Сравнение результатов инклинометрических измерений по скважине ба с результатами расчетов

В целом форма изгиба ограждения котлована, определенная по инклинометрическим наблюдениям, удовлетворительно совпадает с расчетным прогнозом (рис. 7.30).

Таким образом, предложенная модель оказалась вполне работоспособной. На основании расчетного прогноза развития осадки подрядчик был вынужден предельно интенсифицировать откопку котлована и устройство железобетонных дисков перекрытий и днища, что в итоге позволило избежать аварийного сценария развития событий. Для того чтобы не подвергать неоправданному риску окружающие здания, следовало изначально увеличить жесткость ограждения котлована, применив монолитную стену в грунте. По нашей оценке, дополнительная осадка соседних зданий в этом случае не превысила бы допустимые 20 мм.

7.4. Расчетный анализ поведения массива грунта при устройстве опытного котлована на площадке возле Мариинского театра

Натурный эксперимент, выполненный по площадке строительства у Мариинского театра, в связи с его достаточно полной документированностью предоставляет обширный материал, который можно использовать для верификации модели вязкопластической среды, поэтому расчетный анализ поведения массива грунта при устройстве опытного котлована на этой площадке вынесен в отдельный параграф.

7.4.1. Определение параметров поведения грунта для расчетов с использованием вязкопластической модели

При решении задач об устройстве глубоких котлованов наибольший интерес представляют параметры механических свойств грунта, характеризующие его деформации при формоизменении. Они были получены из лабораторных испытаний на приборах трехосного сжатия (см. табл. 7.4). При этом для всех образцов был характерен пластический характер

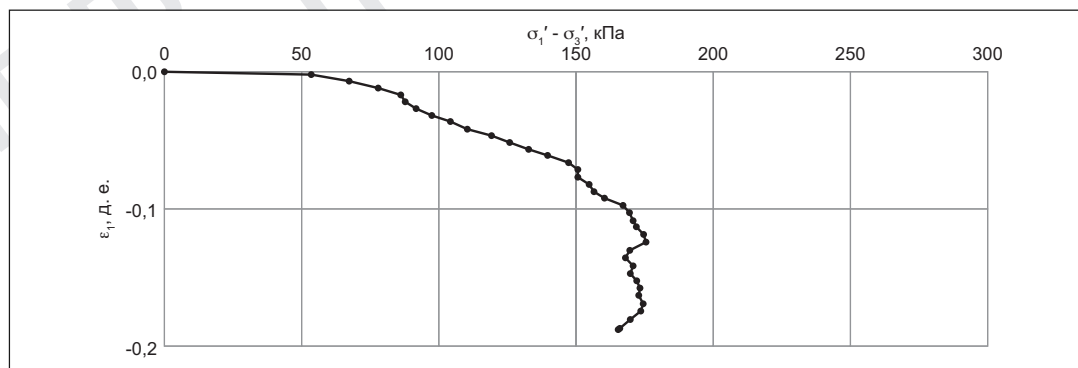


Рис. 7.31. Характерный график зависимости осевой деформации от девиатора напряжений для слоя озерно-морских текучих суглинков (ИГЭ 3) в стабилометрических испытаниях по неконсолидированно-недренированной схеме при всестороннем давлении 66 кПа

разрушения, максимальное напряжение наблюдалось при деформациях около 12...15%. Характерные зависимости девиатора напряжений от осевой деформации приведены на рис. 7.31...7.33.

Данные трехосных испытаний хорошо коррелируют с опытом определения прочностных характеристик аналогичных грунтов в Санкт-Петербурге.

Рассмотрение компрессионных кривых представляет интерес в данной геотехнической ситуации только в аспекте классификации грунтов по степени переуплотнения, как это принято в зарубежных исследованиях (в отечественных работах вместо давления предуплотнения чаще используется понятие структурной прочности, не вполне идентичное ему по физическому смыслу). Давление предуплотнения определяется по характерному перегибу компрессионной кривой. По результатам лабораторных испытаний такой перегиб не был выявлен. Примеры характерных компрессионных кривых приведены на рис. 7.34, 7.35.

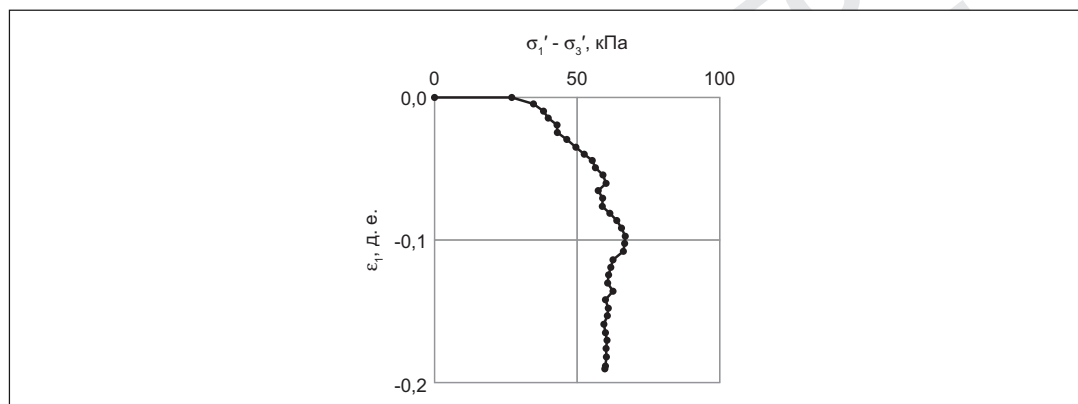


Рис. 7.32. Характерный график зависимости осевой деформации от девиатора напряжений для слоя озерно-ледниковых текучих суглинков (ИГЭ 4) в стабилометрических испытаниях по неконсолидированно-недренированной схеме при всестороннем давлении 36 кПа

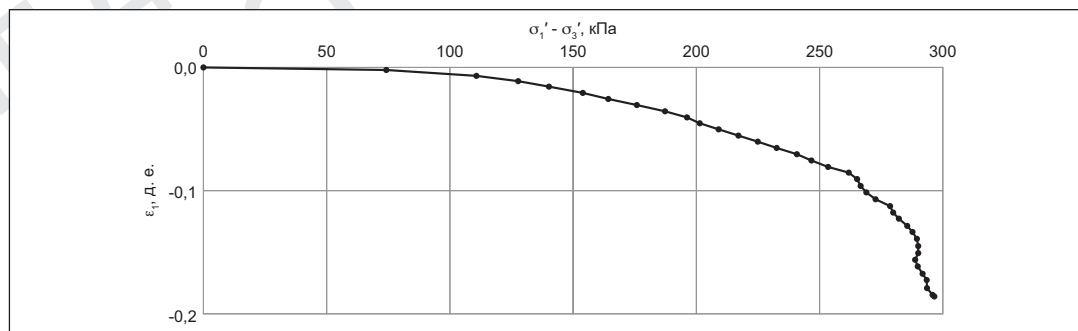


Рис. 7.33. Характерный график зависимости осевой деформации от девиатора напряжений для слоя ледниковых пластичных супесей (ИГЭ 5) в стабилометрических испытаниях по неконсолидированно-недренированной схеме при всестороннем давлении 80 кПа

Отсутствие структурной прочности, очевидно, обусловлено нарушением природного сложения грунта при отборе образцов. В связи с этим в процессе экскавации котлована был выполнен дополнительный отбор образцов ненарушенной структуры, который осуществлялся непосредственно в кольца для испытаний со дна котлована после выполнения ручной зачистки нарушенного в процессе экскавации слоя. Результаты компрессионных испытаний образцов ненарушенной структуры слоя озерно-морских текучих суглинков ИГЭ 3 и озерно-ледниковых текучих суглинков ИГЭ 4 приведены на рис. 7.36, 7.37.

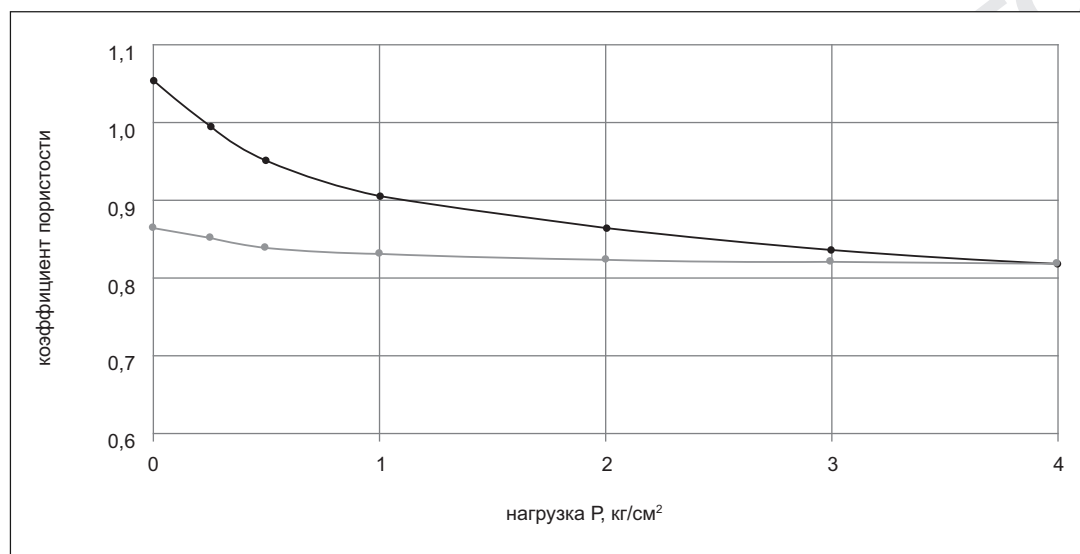


Рис. 7.34. Результаты компрессионных испытаний слоя озерно-ледниковых текучих суглинков (ИГЭ 4)

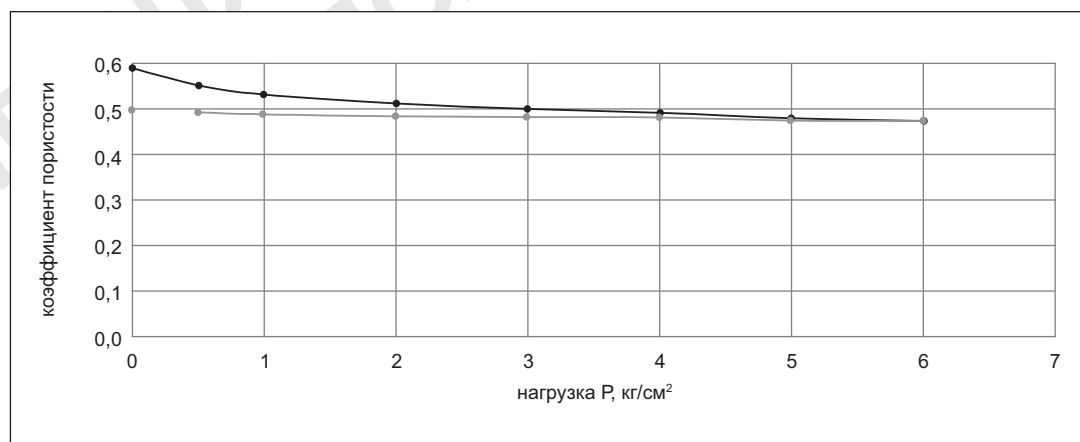


Рис. 7.35. Результаты компрессионных испытаний слоя ледниковых пластичных супесей (ИГЭ 5)

Как видно из рис. 7.36, 7.37, на этих компрессионных кривых также не проявляется характерных перегибов, свидетельствующих о наличии структурной прочности или давления предуплотнения. Таким образом, по традиционной классификации данные грунты должны быть отнесены к недоуплотненным, при этом, однако, в масштабах времени, актуальных для строительства и эксплуатации зданий и сооружений, их состояние является стабильным. Этот эффект объясняется, как уже говорилось выше, наличием градиента начала фильтрационной консолидации (Р.Э. Дашко, 1982). Таким образом, наиболее точно поведение во-

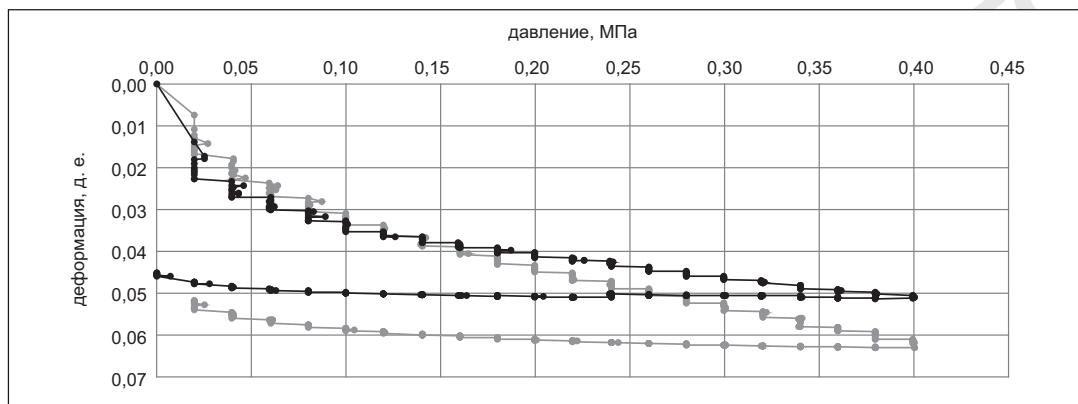


Рис. 7.36. Результаты компрессионных испытаний образцов ненарушенной структуры слоя озерно-морских текучих суглинков (ИГЭ 3), отобранных со дна котлована

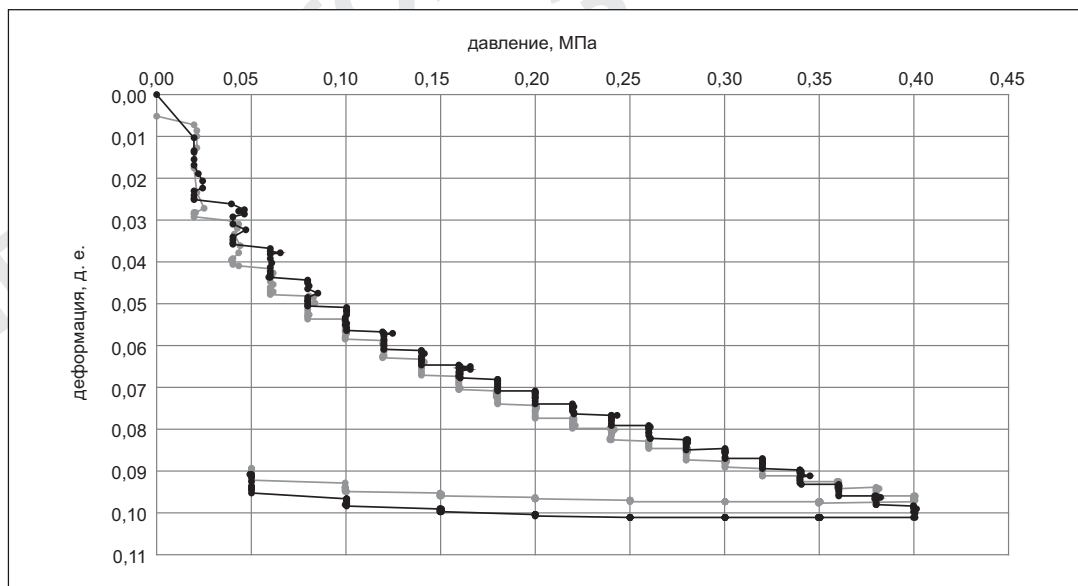


Рис. 7.37. Результаты компрессионных испытаний образцов ненарушенной структуры слоя озерно-ледниковых текучих суглинков (ИГЭ 4), отобранных со дна котлована

донасыщенных глинистых грунтов при устройстве котлована будет описываться характеристиками недренированной прочности, поскольку именно такое состояние ближе соответствует природным условиям работы грунта.

В отличие от компрессионных испытаний, не показавших качественных отличий, деформативность грунта при сдвиге для образцов ненарушенной и нарушенной структуры существенно различается. Наиболее заметным эффектом является хрупко-пластический характер разрушения образцов глинистых грунтов текучей консистенции, проявляющейся при стабилометрических и сдвиговых испытаниях. На рис. 7.38 приведены результаты испытания на срез образца ненарушенной структуры слоя озерно-морских текучих суглинков ИГЭ 3. Испытание проводилось с управляемой деформацией с постоянной скоростью деформирования 0,5 мм/мин. Из рис. 7.38 видно, что разрушение образца происходит при сравнительно небольшом перемещении (около 2 мм).

Недостатком испытания на срез является неопределенность зоны развития сдвиговой деформации, что не позволяет оценить деформативность образцов. В связи с этим были также выполнены трехосные неконсолидированно-недренированные испытания образцов ненарушенной структуры, отобранных со дна котлована. На рис. 7.39 показан пример трехосного испытания образца ненарушенной структуры слоя озерно-морских текучих суглинков ИГЭ 3. Как видно из рис. 7.39, разрушение образца происходит при незначительных деформациях (примерно 3...4%), что резко контрастирует с поведением образцов, отобранных из скважин. При разрушении образца наблюдалось образование явно выраженной плоскости скольжения, в то время как при испытании образцов грунтов, отобранных из скважин, как правило, происходит «бочкование» образца.

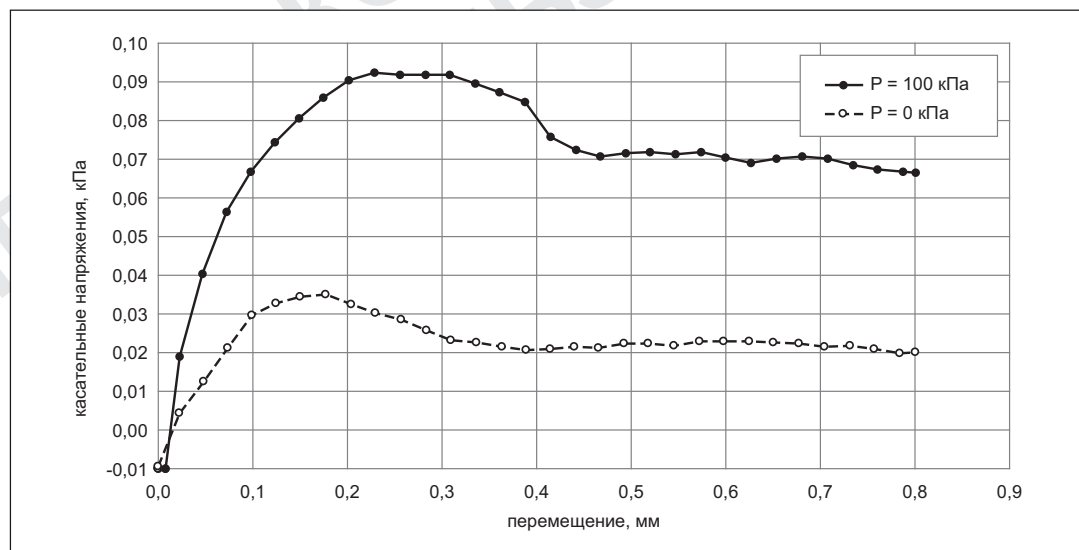


Рис. 7.38. Испытание на срез с управляемой деформацией образца ненарушенной структуры слоя озерно-морских текучих суглинков (ИГЭ 3)

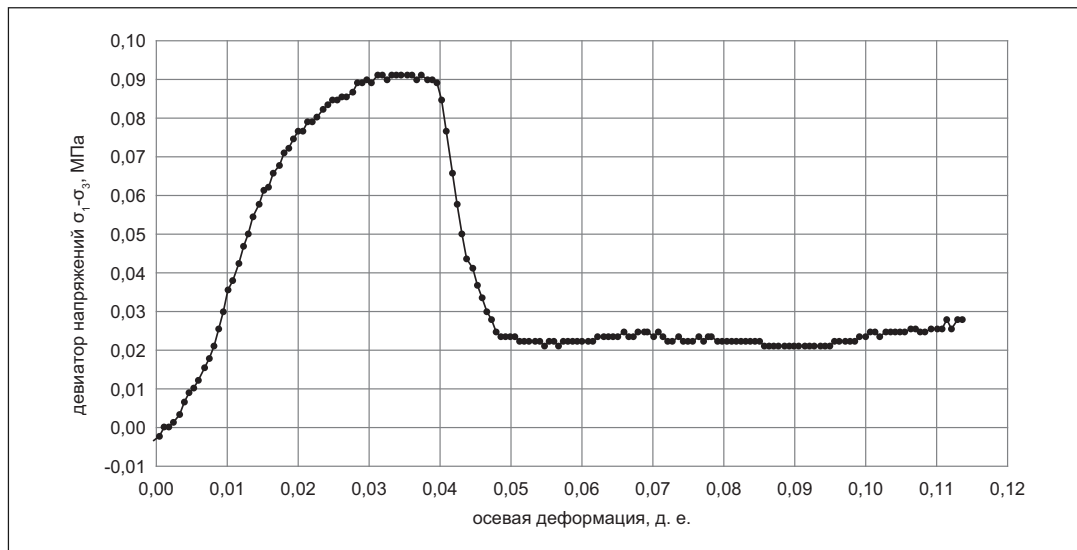


Рис. 7.39. Трехосные неконсолидированно-недренированные испытания образца ненарушенной структуры слоя озерно-морских текучих суглинков (ИГЭ 3) при всестороннем давлении 50 кПа

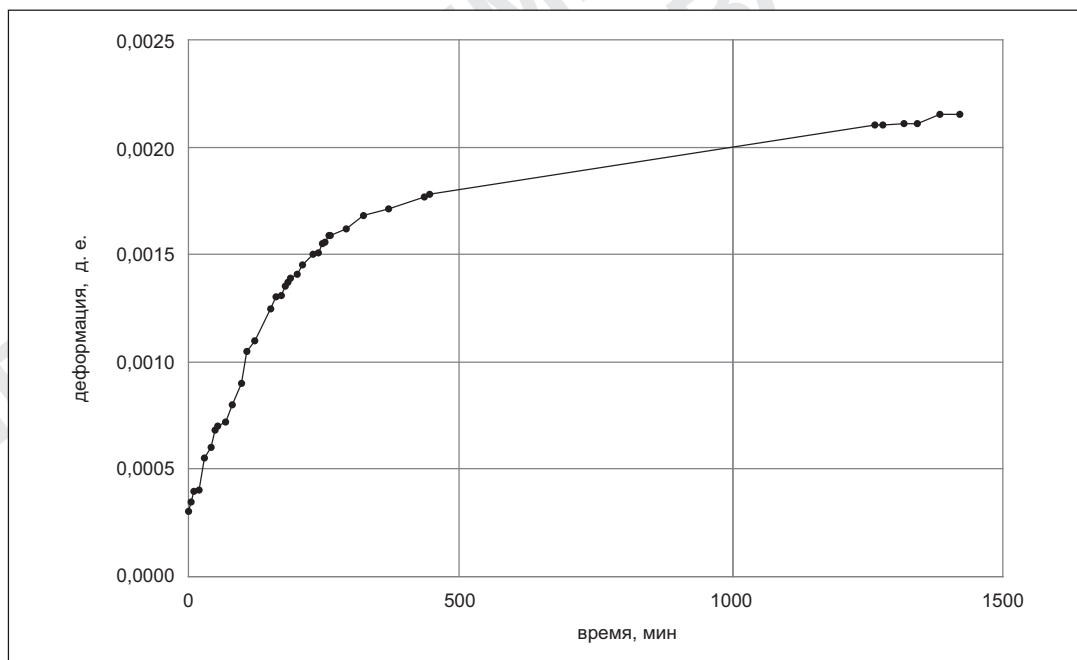


Рис. 7.40. Одноосное испытание на ползучесть образца ненарушенной структуры слоя озерно-морских текучих суглинков (ИГЭ 3) при постоянном вертикальном нормальном напряжении 5,4 кПа

Характерной особенностью образцов ненарушенной структуры является сравнительно более длительное развитие деформаций формоизменения во времени. В то время как при испытании образцов нарушенной структуры значительные деформации (около 15%) происходят в течение опыта (15...30 минут), образцы ненарушенной структуры либо хрупко разрушаются при меньшей величине деформации (см. рис. 7.39), либо при выдерживании нагрузки проявляют вязкопластическое поведение. На рис. 7.40 приведен пример испытания образца на ползучесть при одноосном сжатии при незначительном напряжении (около 5% от разрушающего). Как видно из рис. 7.40, время стабилизации деформации превышает сутки.

Таким образом, наибольшая разница наблюдается в характере развития деформации образцов во времени: в образцах ненарушенной структуры проявляется долгое вязкопластическое развитие деформаций, в то время как образцы, отобранные из скважин, деформируются существенно быстрее. Значит, при моделировании развития деформации грунта во времени модель должна учитывать наблюдаемое в реальности длительное развитие деформаций, что в вязкопластической модели достигнуто путем введения функции вязкости (6.15).

Таблица 7.4

Расчетные параметры вязкопластической модели для опытного котлована у Марининского театра							
№ ИГЭ	Геолог. индекс	γ , кН/м ³	E , кПа	σ_{z1} , кПа	σ_{z2} , кПа	p_0 , кПа	E_0 , кПа
2	ml IV	19,4	10 000	100	200	10	50 000
3		19,3	2400	100	200	10	12 000
4	lg III	18,2	3100	100	200	10	15 500
5	g III	21,3	7500	100	200	10	37 500
6		20,8	9000	100	200	10	45 000
7		21,5	12 400	100	200	10	62 000
8	V_2kt_2	21,1	12 700	100	200	10	63 500
9		21,8	40 400	100	200	10	202 000
№ ИГЭ	μ	c_{μ} , кПа	φ°	φ^{*o}	γ_c	n	η_0 , кПа×сут
2	0,3	1	28	28	0,05	10	0
3	0,3	30	0	0	0,225	2	10 950
4	0,3	25	0	0	0,225	2	9 125
5	0,3	53	21	0	0,225	2	1 934 500
6	0,3	79	25	0	0,225	2	2 883 500
7	0,3	96	17	0	0,225	2	3 504 000
8	0,3	250	19	0	0,15	2	9 125 000
9	0,3	300	4,5	0	0,15	2	10 950 000

В результате обратного анализа результатов наблюдений и сопоставления с расчетами по вязкопластической модели были подобраны реологические характеристики грунта, позволившие с достаточной точностью описать развитие во времени перемещений различных точек массива грунта (рис. 7.47, 7.49). Расчетные параметры вязкопластической модели приведены в табл. 7.4.

7.4.2. Применение численно-аналитического метода расчета

Расчет численно-аналитическим методом был выполнен в программе FEM models с использованием специальных элементов, обеспечивающих нелинейное поведение грунта в соответствии с диаграммой на рис. 6.13. Коэффициенты постели грунта назначались по формуле (6.6). Поверхность грунта на опытной площадке (с учетом пионерного котлована) примерно соответствовала отн. отм. $-1,2$ м. Соответственно дальнейшая экскавация грунта вычислялась от этой отметки.

Рассматривалось пять этапов расчета:

- 1) устройство шпунтового ограждения; откопка на глубину $2,3$ м от поверхности пионерного котлована;
- 2) установка первого уровня распорок на глубине $1,3$ м и откопка котлована до глубины $5,3$ м;
- 3) установка второго уровня распорок на глубине $4,3$ м и откопка котлована до глубины $8,3$ м;
- 4) установка третьего уровня распорок на глубине $7,3$ м и откопка котлована до глубины $10,3$ м (отн. отм. $-11,5$ м);
- 5) устройство железобетонной плиты ростверка, играющей роль распорки по дну котлована и демонтаж распорок третьего уровня.

Результаты численно-аналитического расчета приведены в табл. 7.5. Сравнение с результатами измерений, показанное на рис. 7.41, позволяет отметить, что данный метод, несмотря на свою простоту, дает возможность достаточно точно предсказать перемещения ограждения котлована на всех этапах ведения работ.

В то же время, как видно из табл. 7.5, численно-аналитический метод расчета приводит к существенной недооценке усилий в распорных системах. По результатам расчета погонное

Таблица 7.5

Погонные нагрузки на уровни распорных креплений по численно-аналитическому расчету			
Этап расчета	Нагрузки на уровни распорных креплений, кН/пм		
	1-й уровень	2-й уровень	3-й уровень
1	0	0	0
2	216,4	0	0
3	10,4	631,4	0
4	53,2	348,2	474,6
5	26,8	706,6	0

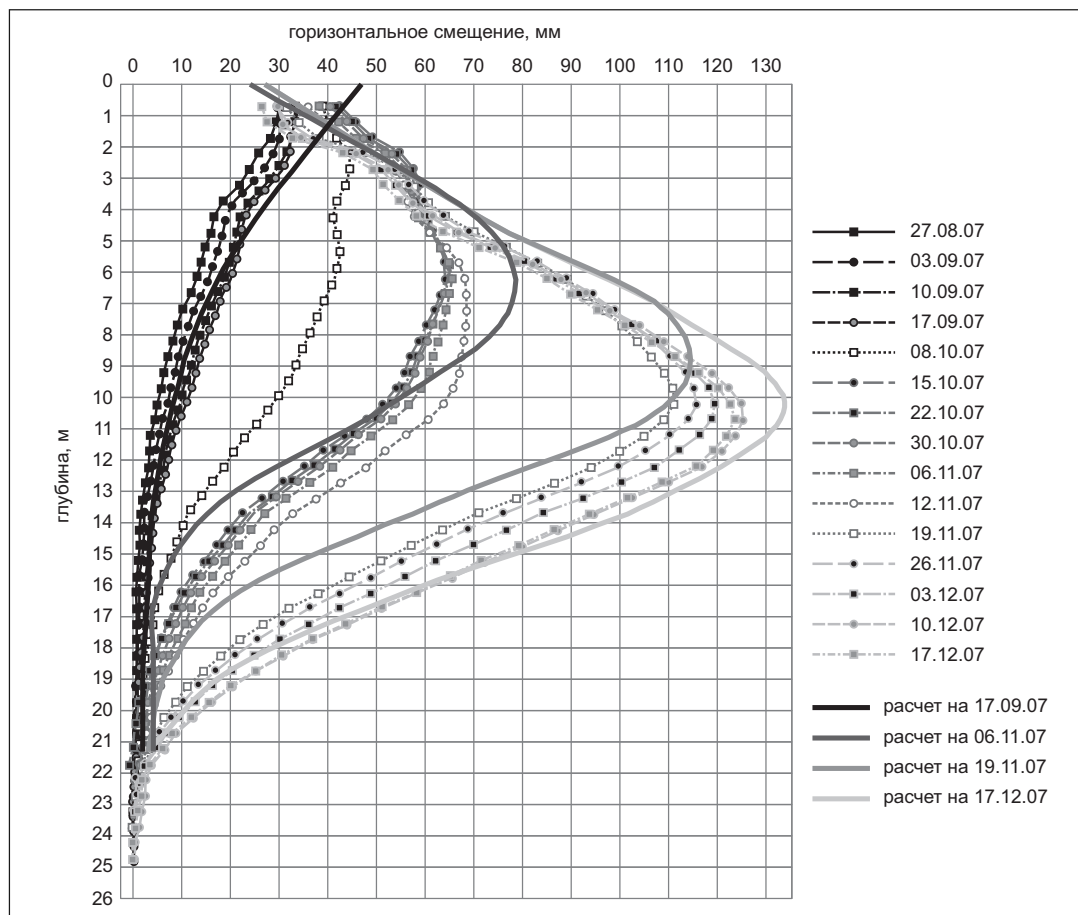


Рис. 7.41. Сопоставление расчета по численно-аналитическому методу с результатами наблюдений за перемещениями ограждения (инклинометр 9)

усилие на распорки второго уровня не превышают 631 кН/пм (63 т/пм) до 5-го этапа расчета. В действительности усилия в распорках второго уровня после 4-го этапа откопки достигли 850 кН/пм (см. рис. 4.34), что на 30% превышает расчетные величины.

7.4.3. Расчет с использованием вязкопластической модели грунта

Существенным недостатком численно-аналитического метода расчета является отсутствие возможности моделирования поведения грунта за пределами котлована. В связи с этим для построения более полной картины деформирования массива грунта было рассмотрено численное решение задачи с применением вязкопластической модели. При моделировании было учтено время работ на каждом этапе в соответствии с табл. 4.5, 4.6.

Результаты расчета с использованием вязкопластической модели для различных этапов откопки изображены на рис. 7.42, 7.43.

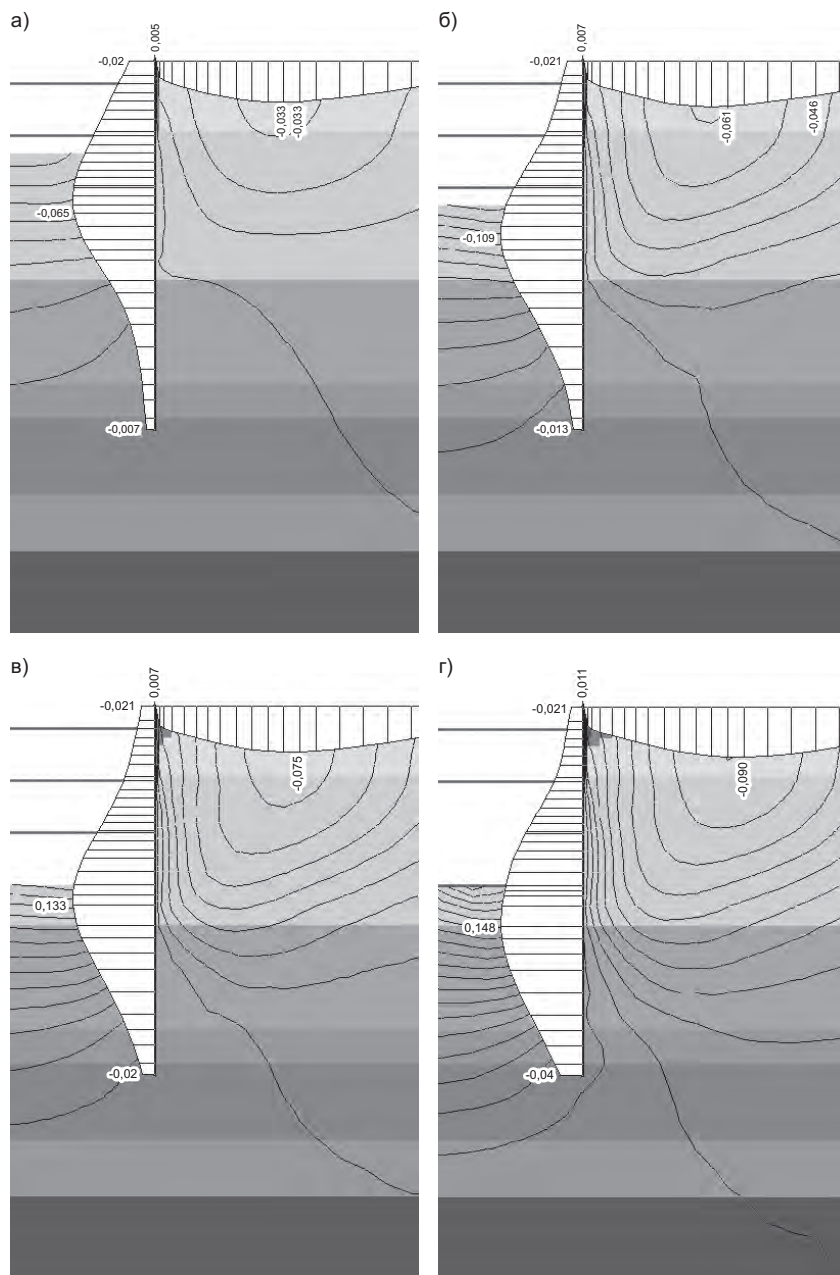


Рис. 7.42. Эпюры и изолинии осадки и эпюра горизонтального смещения (м) шпунтового ограждения соответственно на 2, 3, 4-м этапах откопки и через год после начала откопки после устройства плиты ростверка и снятия 3-го уровня распорок (расчет по вязкопластической модели)

На рис. 7.44...7.49 приведено сравнение результатов расчета по вязкопластической модели с результатами наблюдений. Как видно из рисунков, данная модель позволяет с достаточной точностью предсказать как конечные величины смещений, так и развитие деформаций во времени. При этом следует отметить, что отклик массива грунта на квазистатическую разгрузку (устройство котлована) происходил со значением начальной вязкости, характерным для грунта нарушенной структуры: $\eta_0 \approx 1,0c_u$ [кПа·год].

Наибольшие расхождения с измерениями наблюдаются в прогнозе осадок в непосредственной близости от шпунта (рис. 7.48). Возможно несколько объяснений данного расхождения (например, уменьшенное трение металла шпунта по грунту, наличие свайного поля за пределами котлована, что может привести к изменению локализации эпюры осадок и т.п.).

Усилия в распорных уровнях по расчету также достаточно близко совпадают с результатами измерений (рис. 7.50). По результатам расчета максимальное погонное усилие в распорках 1-го уровня составляет около 200 кН/пм (по результатам измерений — 200 кН/пм), в распорках 2-го уровня на 4-м этапе откопки — 808 кН/пм (по результатам измерений —

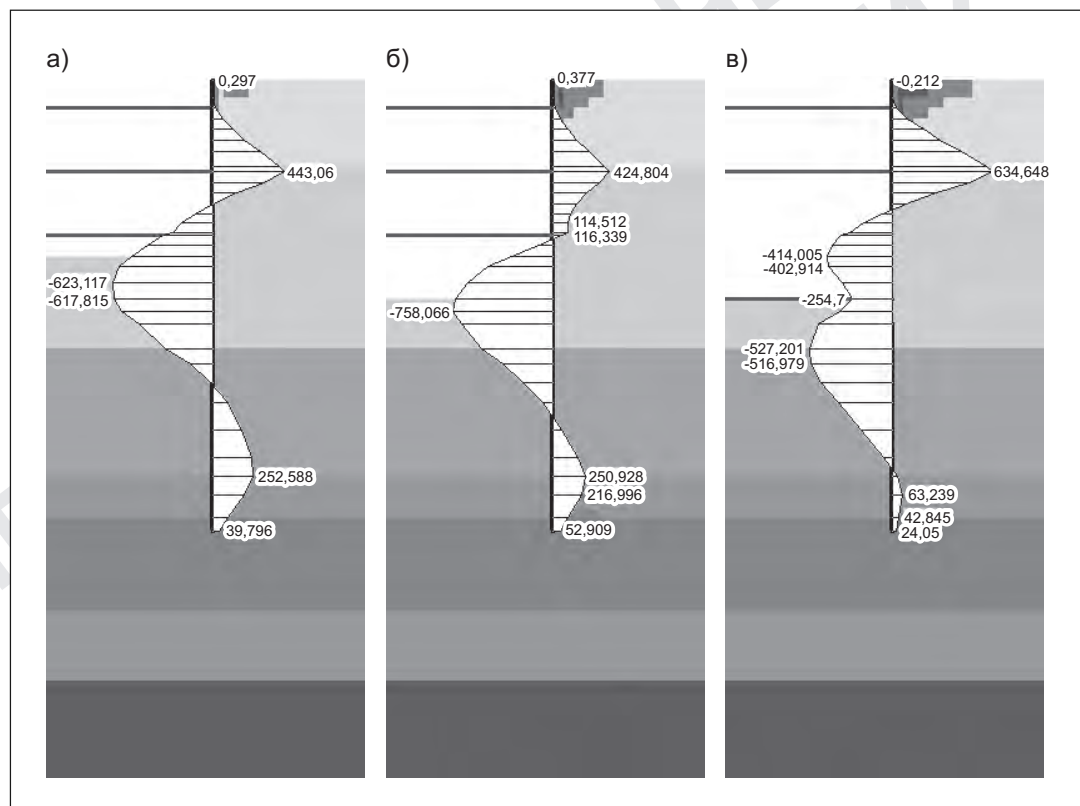


Рис. 7.43. Эпюра моментов (кНм/пм) в шпунтовом ограждении по расчету соответственно на 3-м, 4-м этапах откопки и через год после начала откопки после устройства плиты ростверка и снятия 3-го уровня распорок (расчет по вязкопластической модели)

850 кН/пм), в распорках 3-го уровня на 4-м этапе откопки — 630 кН/пм (по результатам измерений — 580 кН/пм). После устройства плиты ростверка и демонтажа распорок 3-го уровня по расчету происходит увеличение усилий в распорках 2-го уровня до 919 кН/пм, что также вполне соответствует наблюдаемым значениям.

На рис. 7.48 и 7.51 приведено сравнение результатов расчета по различным моделям с результатами наблюдений. По величине горизонтальных смещений результаты расчета по модели идеально-упругопластической среды с критерием прочности Кулона — Мора оказались близки к результатам расчета по вязкопластической модели. Это в значительной мере объясняется искусственным приведением компрессионных модулей деформации

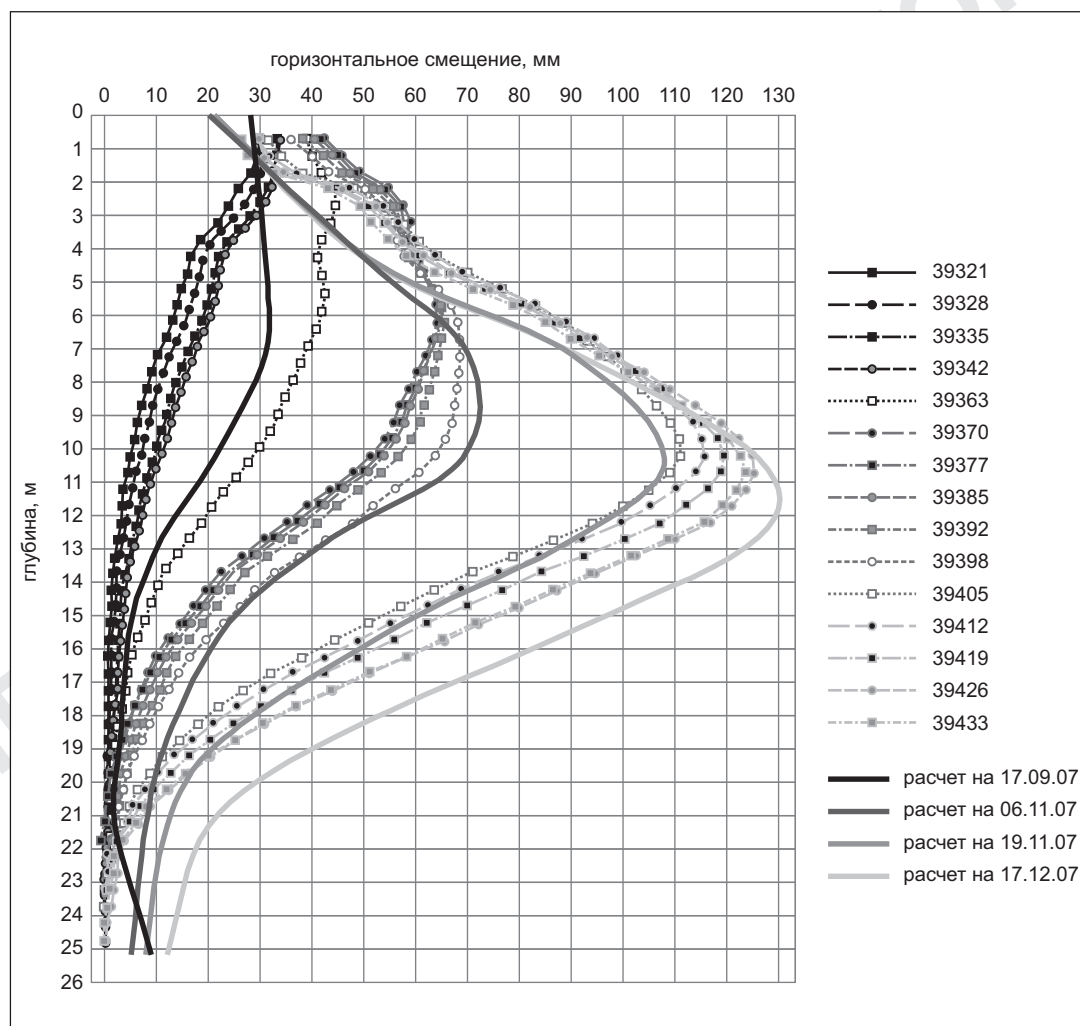


Рис. 7.44. Сравнение расчетных (по вязкопластической модели) и измеренных смещений по инклинометру 9

ции грунтов к характеристикам их поведения при формоизменении, о чем уже упоминалось выше. Однако, как видно из рис. 7.48, модель идеально-упругопластической среды с критерием прочности Кулона — Мора не позволяет при этом удовлетворительно предсказать осадку массива грунта, а именно она представляет наибольший интерес в условиях плотной городской застройки. Характер деформирования массива грунта при расчете по вязкопластической модели оказывается значительно ближе к результатам наблюдений.

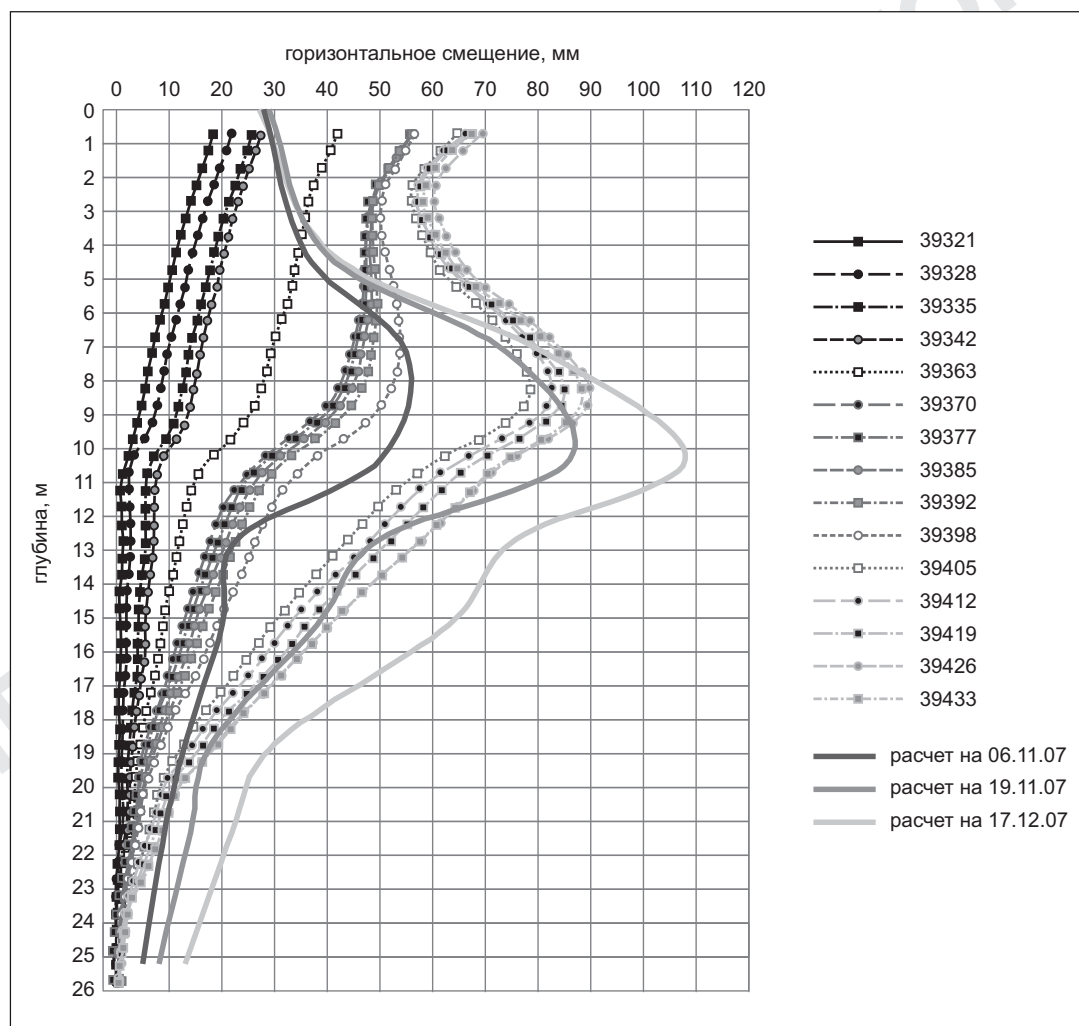


Рис. 7.45. Сравнение расчетных (по вязкопластической модели) и измеренных смещений по инклинометру 8

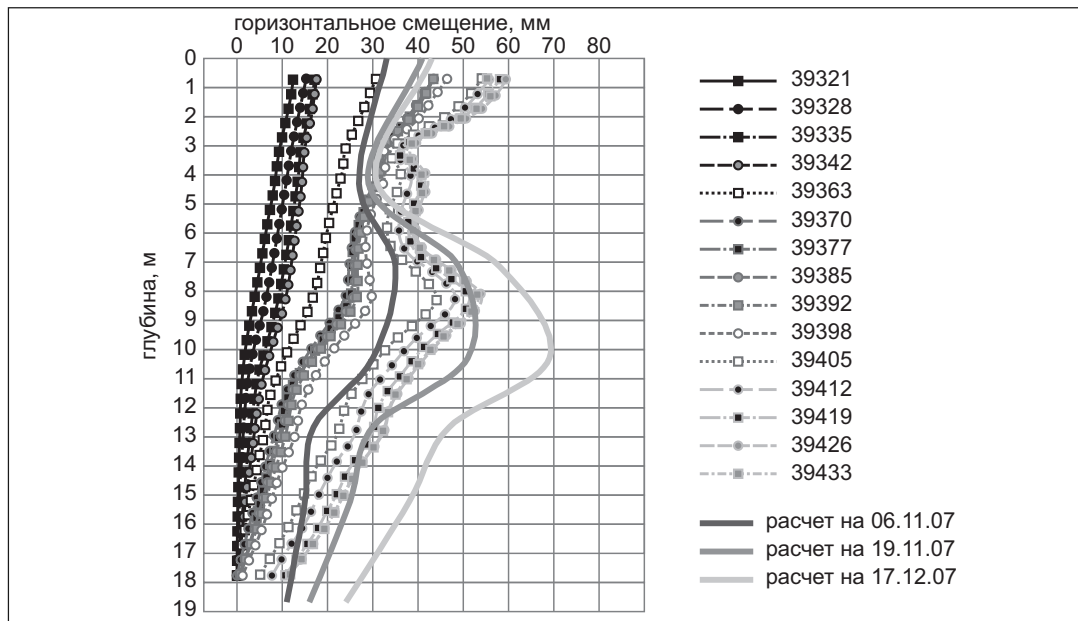


Рис. 7.46. Сравнение расчетных (по вязкопластической модели) и измеренных смещений по инклинометру 2

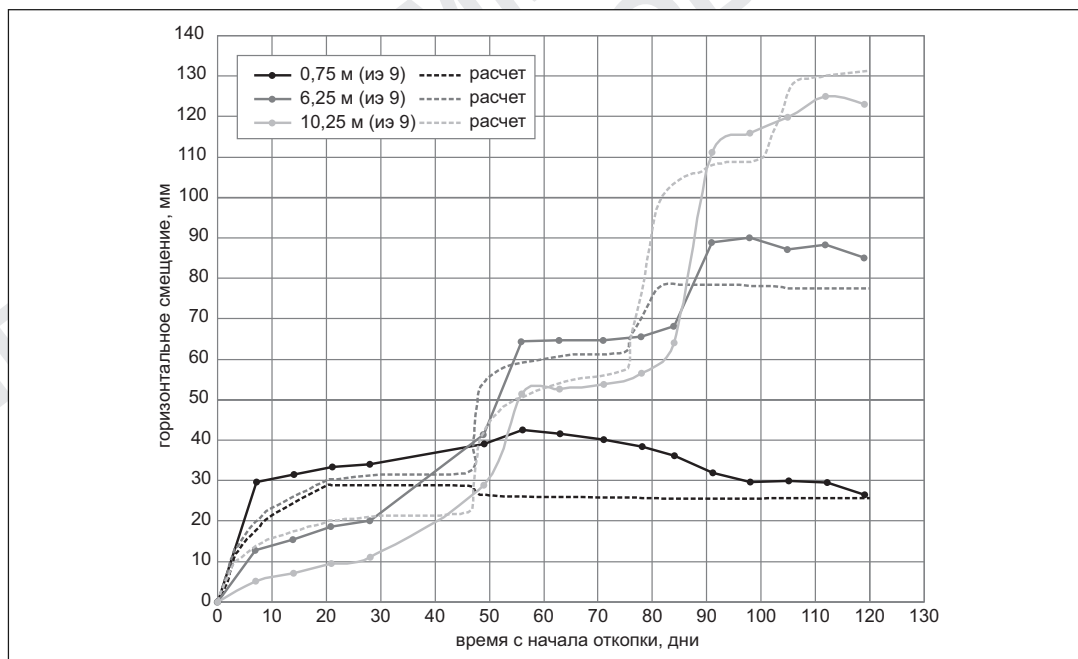


Рис. 7.47. Сравнение расчетных (по вязкопластической модели) и измеренных кривых развития горизонтальных смещений по инклинометру 9

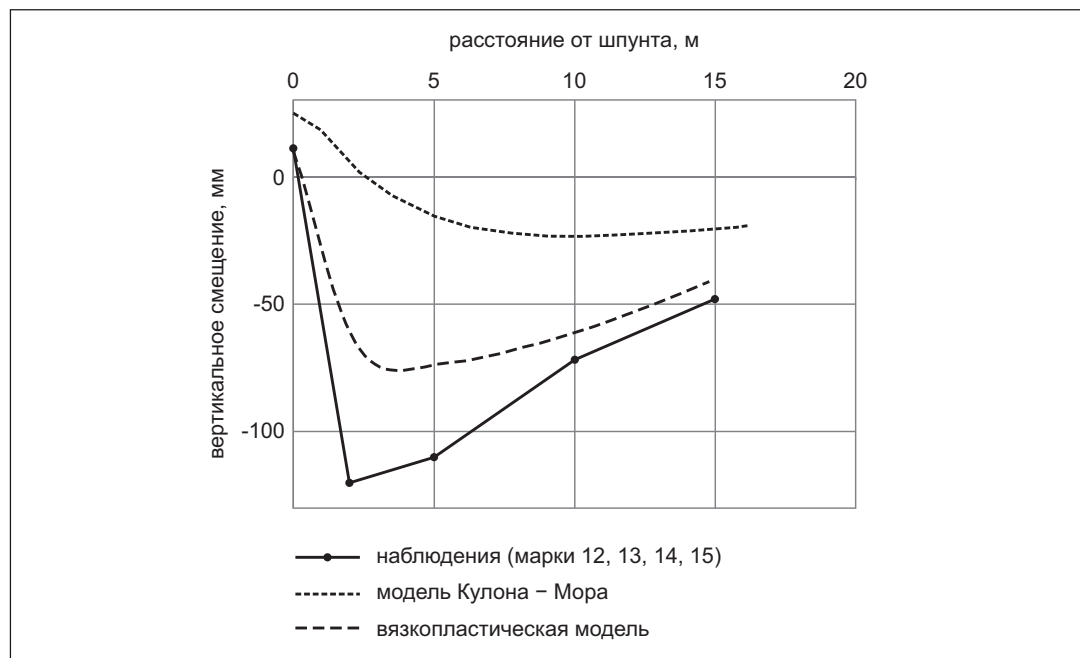


Рис. 7.48. Сравнение вертикальных смещений поверхности грунта за пределами котлована по результатам наблюдений с расчетами по различным моделям

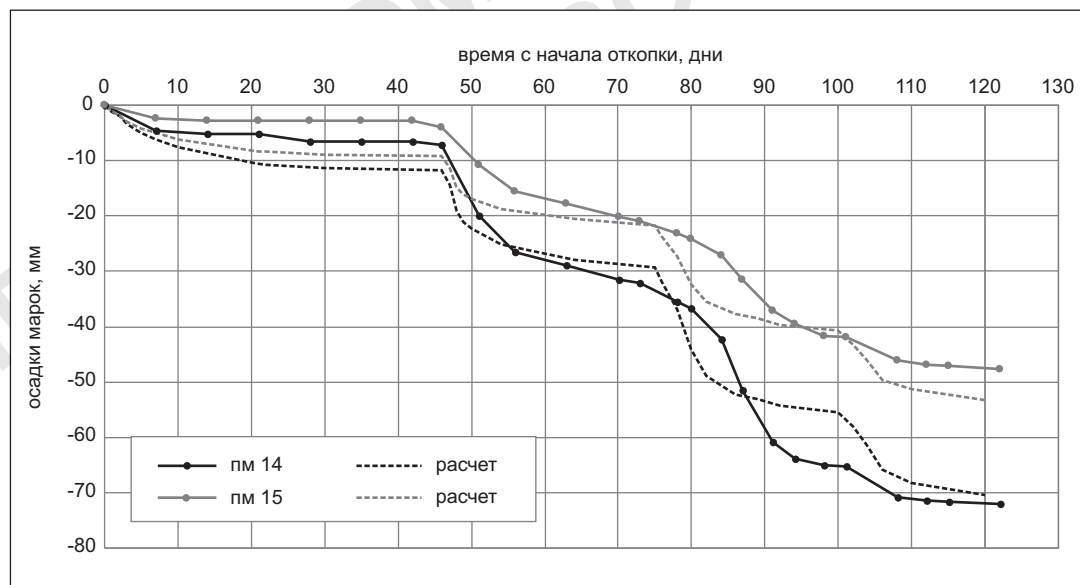


Рис. 7.49. Сравнение развития во времени вертикальных перемещений поверхности грунта на расстоянии 10 м (марка 14) и 15 м (марка 15) от шпунтового ограждения по расчету с использованием вязкопластической модели и по результатам натурных наблюдений

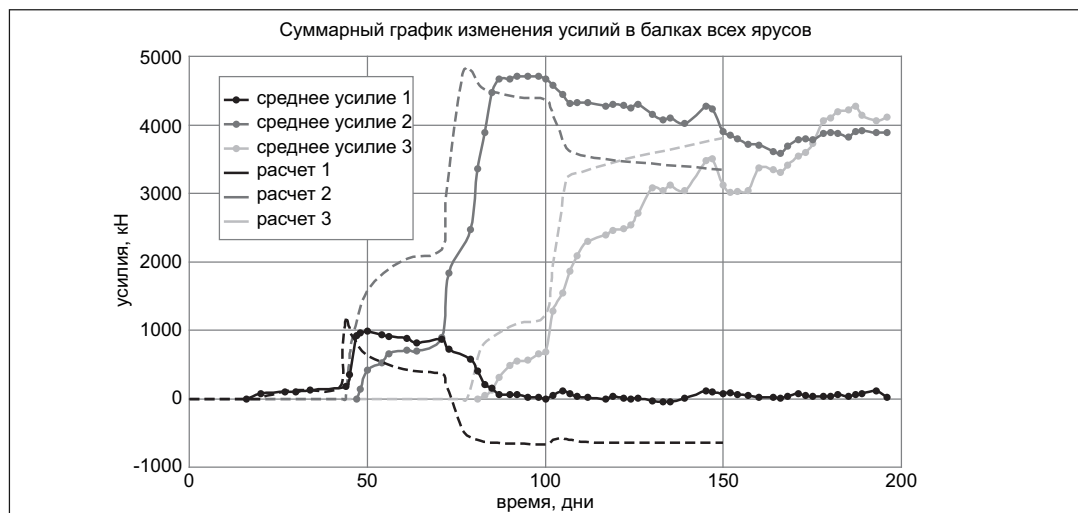


Рис. 7.50. Сравнение результатов расчета усилий в распорных конструкциях (по вязкопластической модели) с натурными измерениями (в экспликациях 1, 2, 3 соответствуют уровням распорных креплений на глубинах 2,5, 5,5 и 8,5 м; среднее усилие — измеренное усилие в распорке)

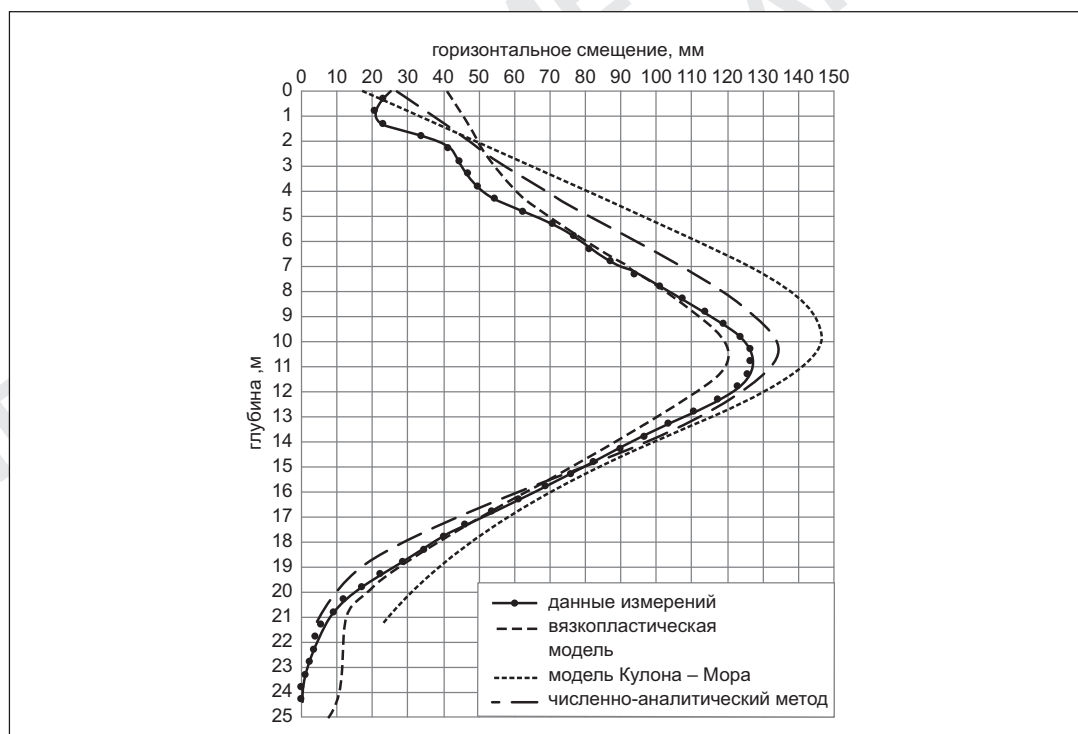


Рис. 7.51. Сравнение горизонтальных смещений ограждения по результатам наблюдений с расчетами по различным моделям

7.5. Обобщение результатов оценки параметров реологических свойств грунта по данным натурных наблюдений

Первая оценка величины вязкости водонасыщенных глинистых грунтов малой и средней степени литификации путем обратного анализа данных натурных наблюдений была выполнена нами по результатам наблюдений за опытными полигонами на площадке строительства сооружений защиты Ленинграда от наводнений (см. рис. 7.3, 7.5). На основе этих расчетов была получена эмпирическая зависимость величины начальной вязкости от величины недренированной прочности грунта на сдвиг (7.1):

$$\eta_0 \approx 100c_u \text{ [кПа}\cdot\text{год]}.$$

Данная зависимость, безусловно, является весьма приближенной, однако, как показывает практика, на результаты расчетов наибольшее влияние оказывает именно порядок величины вязкости, а различие в десятки процентов не имеет существенного значения.

Соотношение (7.1) было затем подвергнуто проверке при расчете деформаций во времени для 14 зданий, построенных в Санкт-Петербурге, за осадкой которых велись длительные геодезические наблюдения. Было установлено, что развитие осадки зданий во времени происходит с начальной вязкостью, определяемой зависимостью: $\eta_0 \approx 100c_u \text{ [кПа}\cdot\text{год]}$.

При испытании образцов, отобранных из котлованов, были предприняты попытки прямого получения реологических характеристик вязкопластической модели. Значения вязкости оказались на несколько порядков выше величин ($\eta_0 \approx 100c_u \text{ [кПа}\cdot\text{год]}$), которые можно получить по результатам испытаний обычных образцов из скважин ($\eta_0 \approx 100c_u \text{ [кПа}\cdot\text{год]}$) (см. рис. 6.19 и п. 6.2.5). В то же время они во всех случаях были существенно ниже значений, получаемых путем обратного анализа данных натурных наблюдений. В результате приходится признать, что даже образцы, отобранные вручную из котлованов, характеризуются частично нарушенной структурой, что приводит к существенному увеличению скорости развития деформаций сдвига, поэтому на настоящем этапе исследований реологические характеристики определялись на основе обратного анализа данных натурных наблюдений.

Дальнейшим этапом тестирования вязкопластической модели стали расчеты ограждения котлованов на описанных выше объектах (см. главу 4 и п. 7.3, 7.4). При этом методологически важно подчеркнуть, что расчеты выполнялись в рамках одной и той же модели с одинаковыми правилами назначения параметров. В этом случае аккумулируется сумма представлений о поведении глинистого грунта, а отклонения прогноза от результатов наблюдений служат сигналом для внесения коррективов.

Первым примером глубокого котлована в условиях водонасыщенных глинистых грунтов малой и средней степени литификации было устройство круглого подземного сооружения на Комендантской площади (описание его приведено в п. 4.2, 7.3.2). На рис. 7.52 сопоставлены результаты расчетов с данными натурных наблюдений на каждом этапе откопки.

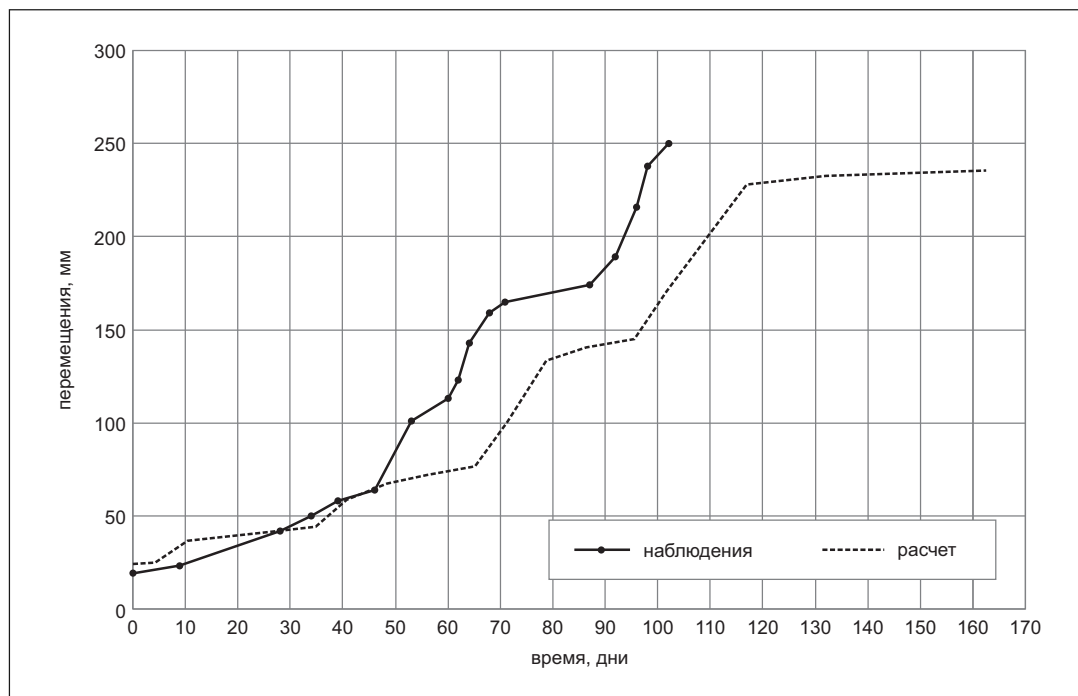


Рис. 7.52. Сравнение результатов наблюдений и расчетов за перемещением ограждения котлована на глубине 15 м для подземного сооружения на Комендантской площади

Реологические характеристики назначались по приближенной эмпирической формуле (7.1), полученной из анализа длительных наблюдений за осадками зданий и сооружений. Естественно, что применимость формулы (7.1) для моделирования работы грунта в существенно ином напряженном состоянии — при строительстве подземных сооружений — нуждалась в проверке. Как видно из рис. 7.52, первый результат получен: выражение (7.1) в рассматриваемом случае пригодно для описания поведения грунта во времени при расчете глубокого котлована.

Проверим теперь эту же гипотезу на опытных площадках у Мариинского театра (п. 4.5, 7.4) и на Лиговском проспекте (п. 4.3, 7.3.3). Если выполнить расчет деформаций ограждения котлована площадки у Мариинского театра с использованием соотношения (7.1), наибольшие горизонтальные смещения (около 12 см) развиваются ниже дна котлована (на глубинах 12...14 м) в течение шести месяцев. Наблюдения на опытной площадке продемонстрировали совпадение реализованных деформаций с расчетными, однако скорость их развития оказалась выше в десятки раз: 80% от расчетного значения деформации реализовывалось в течение двух-трех суток (см. рис. 4.32, 7.49) на каждом этапе откопки котлована.

Величина параметра вязкости, полученная на основе обратного анализа наблюдений, оказывалась на два порядка ниже оценки (7.1): $\eta_0 \approx 1,0c_u$ [кПа·год]. Учитывая схожесть инженерно-геологических условий площадок на Комендантской площади и у Мариинского те-

атра, означает ли это, что оценка (7.1) непригодна для расчета глубоких котлованов и скорость развития деформаций массива грунта в этом случае иная (большая), чем в условиях нагружения основания весом сооружения?

На первый взгляд это предположение находит свое подтверждение при рассмотрении опытной площадки на Лиговском проспекте. Скорость развития деформаций также в десятки раз превышает ожидаемую по соотношению (7.1), а реологическое поведение грунта характеризуется начальной вязкостью: $\eta_0 \approx 1,0c_u$ [кПа·год] (см. рис. 4.11, 7.27). Тем самым, казалось бы, сомнения по поводу возможности описания осадок зданий и сооружений и деформаций ограждения котлованов одной и той же реологической моделью подтверждаются.

Однако характер развития деформаций массива грунта во времени на расположенной по соседству с Лиговским проспектом площадке у площади Восстания свидетельствует о несостоятельности таких предположений. При очевидной близости инженерно-геологических условий обеих площадок следовало ожидать и идентичного отклика массива грунта на аналогичные воздействия, связанные с устройством котлованов.

Из наблюдений на данной площадке в интересующем нас аспекте исследований можно сделать вывод о том, что скорости деформирования массива грунта здесь вполне подчиняются расчетам, базирующимся на зависимости (7.1). Характер развития деформаций (см. рис. 7.28) весьма показательно иллюстрирует нелинейность зависимости скорости деформаций от действующих напряжений. При устройстве первых двух подземных уровней деформации ограждения котлована развивались довольно медленно. Откопка последних двух уровней, сопровождающаяся увеличением девиатора напряжений в массиве грунта, привела к нелинейному возрастанию скорости деформации, что вполне соответствует прогнозу по вязкопластической модели.

Как уже упоминалось в п. 4.6, разница в поведении одних и тех же грунтов на перечисленных площадках заключается в чувствительности водонасыщенных глинистых грунтов малой и средней степени литификации к техногенным воздействиям, которую мы отметили при анализе различия поведения грунтов в натурных условиях и в лаборатории.

Напомним, что вокруг опытных котлованов у Мариинского театра и на Лиговском проспекте активно велись строительные работы по устройству свай, вибропогружению шпунта, откопке пионерных котлованов и пр., а на Комендантской площади и площади Восстания в период откопки котлована окружающий массив грунта не подвергался сколько-нибудь существенным техногенным воздействиям.

Явление нарушения структурных связей в водонасыщенных глинистых грунтах хорошо известно и описано в многочисленных публикациях. В рамках рассматриваемой вязкопластической модели оно вполне адекватно описывается снижением параметра начальной вязкости. Например, при нарушении структурных связей, которое было спровоцировано техногенным воздействием на опытных площадках, для озерно-морских и озерно-ледниковых глинистых отложений вместо зависимости (7.1): $\eta_0 \approx 100c_u$ [кПа·год] порядок величины вязкости приближается к $\eta_0 \approx 1,0c_u$ [кПа·год].

7.6. Некоторые итоги применения вязкопластической модели

Сопоставление результатов расчета и многолетних наблюдений за осадками зданий и сооружений показывает, что вязкопластическая модель позволяет корректно описать процесс развития во времени как деформаций, связанных с уплотнением грунта, так и деформаций формоизменения, превалирующих в недренированных основаниях. Ошибка в определении осадок по данному методу составляет около 10%.

Как показывает сравнение результатов наблюдения и расчетов, применение вязкопластической модели дает возможность с удовлетворительной точностью прогнозировать развитие деформаций водонасыщенных глинистых грунтов малой и средней степени литификации с учетом фактора времени при квазистатической разгрузке, что позволяет рекомендовать эту модель для расчета подземных сооружений, в том числе в условиях плотной городской застройки.

Учет нелинейной зависимости скорости деформаций от напряжений приближает поведение вязкопластической модели к наблюдаемому в натуре: при напряжениях, достаточно далеких от предела прочности (такая ситуация в большинстве случаев характерна для оснований сооружений), деформации будут происходить достаточно медленно (в течение десятилетий), что соответствует наблюдаемым на практике малым значениям мгновенных деформаций; при приближении к пределу прочности скорости деформации будут резко возрастать — это позволяет описать в рамках той же модели такие относительно быстрые процессы, как осадки при испытании грунтов сваями и штампами, технологические процессы при изготовлении свай и т.п.

Реологические свойства водонасыщенных глинистых грунтов (озерно-морских и озерно-ледниковых), встречающихся на территории Санкт-Петербурга, как показывает обратный анализ данных натурных исследований, характеризуются начальной вязкостью, изменяющейся от значения, определяемого эмпирической зависимостью $\eta_0 \approx 100c_u$ [кПа·год] при сохранении природных структурных связей, до значения, равного $\eta_0 \approx 1,0c_u$ [кПа·год] при нарушении структурных связей.

Использование модулей деформации грунта, приведенных к штамповым, в традиционной практике расчетов означает, что тем самым неявным образом учитывается развитие деформаций формоизменения, которые играют существенную роль не только в осадке штампа, но и в осадке зданий и сооружений. Представляется целесообразным при расчете осадки устранить данное противоречие и учитывать не только деформации уплотнения, но и формоизменения в явном виде, что позволяет выполнить вязкопластическая модель грунта.

РАЗДЕЛ IV. МЕТОДОЛОГИЧЕСКИЕ ОСНОВЫ РАСЧЕТА ОСНОВАНИЙ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ ДЛЯ ПОВЫШЕНИЯ БЕЗОПАСНОСТИ ИХ СТРОИТЕЛЬСТВА И ЭКСПЛУАТАЦИИ

Глава 8. Методология проектирования оснований зданий и сооружений в условиях плотной городской застройки

8.1. Концепция геотехнического сопровождения строительства

8.1.1. Составляющие геотехнического сопровождения

Удовлетворение условию (2.4) является гарантией безопасного строительства и реконструкции, поскольку этот критерий распространяется на весь спектр возможных неблагоприятных воздействий на здание и грунты в его основании. Он в «свернутом» виде содержит всю структуру геотехнического сопровождения строительства, основными составляющими которого являются:

- *ретроспективный анализ геотехнической ситуации.* В основе этого анализа лежит информация о деформациях, накопленных зданием от предыдущих техногенных воздействий, получаемая в ходе инженерно-геодезических изысканий и обследований, а также оценка завершенности осадки, выполняемая по результатам длительных наблюдений за осадкой территории по геодезическим реперам, с учетом данных начального этапа мониторинга и оценочных расчетов;
- *геотехническое обоснование проекта.* Прогнозируемое значение дополнительной осадки определяется на основании данных инженерно-геологических, гидрогеологических изысканий и обследований суммой шести слагаемых (2.3), оценка которых в большинстве случаев возможна только с привлечением современных нелинейных моделей и их численных реализаций, в том числе с помощью предложенной вязкопластической модели;
- *технологический регламент реализации проектного решения.* Основы регламента закладываются в проектное решение исходя из минимизации суммарного воздействия временных факторов, при необходимости проверяются в ходе технологических испытаний. Последние предназначены для выявления факторов риска, обусловленных применением той или иной технологии, определения зоны риска, поиска щадящих технологических режимов, способных снизить ее размеры. В результате испытаний определяется составляющая дополнительной осадки соседней застройки, обусловленная влиянием технологии;
- *мониторинг,* направленный на соблюдение критерия (2.4). Цель мониторинга — оперативное предупреждение возникновения негативных воздействий на окружающую застройку

ку и оперативное вмешательство (корректировка проектных или технологических решений). Мониторинг непрерывно отслеживает текущее состояние системы «новое здание (сооружение) — массив грунта — окружающая застройка», с тем чтобы уловить отклонения поведения системы от расчетного прогноза еще на стадии негативной тенденции, выявить причины этого отклонения и принять адекватные меры по выправлению ситуации (посредством корректировки проектных или технологических решений).

При проектировании зданий и подземных сооружений в условиях плотной городской застройки следует учитывать, что кроме деформаций основания, обусловленных возведением здания или откопкой котлована (то есть изменением статической схемы работы основания), на практике проявляются также деформации, обусловленные технологией производства работ по устройству свайных фундаментов, ограждения котлована. Причем последние с трудом поддаются расчетному прогнозированию, поскольку зависят от многочисленных деталей технологии устройства свай или ограждающих конструкций. При выборе технологии, не учитывающей конкретной строительной ситуации при устройстве ограждения подземного сооружения или свайного поля, одни только технологические осадки могут привести к недопустимым деформациям окружающей застройки.

Субъективной причиной многих аварийных ситуаций часто является перенос на строительство в условиях плотной городской застройки опыта устройства котлованов и свайных полей при отсутствии примыкающих зданий и сооружений. При устройстве глубоких котлованов вне зоны существующих строений критичной является только прочность и устойчивость ограждения, а при устройстве свайного поля — только несущая способность свай по грунту и материалу. При этом деформации даже в десятки сантиметров в отсутствие инструментальных наблюдений остаются незаметными. При наличии в непосредственной близости существующего здания допустимые деформации исторической застройки в виде осадки фундаментов по действующим в Санкт-Петербурге территориальным нормам ТСН 50-302–2004 ограничиваются, как правило, величиной 2...3 см. При этом следует также учитывать, что устройство котлованов вблизи существующей застройки связано со значительным увеличением нагрузки на ограждение.

Для того чтобы оценить и минимизировать риск от этих факторов, *технологическим регламентом* должны быть предусмотрены работы по реализации принятой в проекте технологии на опытном участке (*технологические испытания*). Здесь технология должна пройти апробацию в конкретных инженерно-геологических условиях, которая позволит выявить те режимы и операции, которые являются факторами риска для обеспечения безопасности существующей застройки. Апробация осуществляется в виде инструментального *мониторинга*, в ходе которого определяются зоны риска от каждого технологического фактора. По результатам апробации при необходимости проводится адаптация технологии к данным инженерно-геологическим условиям, заключающаяся в поиске коррективов, которые можно внести в технологические режимы и операции, с тем чтобы снизить размер связанной с ними зоны риска.

Таким образом, *ретроспективная оценка геотехнической ситуации* позволяет определить, имеются ли на рассматриваемой площадке нестабилизировавшиеся процессы накоп-

ления осадки и что следует ожидать от их развития в дальнейшем. *Геотехническое обоснование* предоставляет исчерпывающую информацию о составляющих осадки объекта строительства или реконструкции, обусловленных изменением статических условий работы основания (дополнительное нагружение весом здания или разгрузка при устройстве глубокого котлована). Вопрос развития дополнительной осадки соседней застройки вследствие изменения гидрогеологических условий территории при проектировании должен решаться радикальным способом: строительство здания или сооружения не должно приводить к изменению природных гидрогеологических условий территории. В условиях Санкт-Петербурга это требование вполне достижимо. Наконец, *технологический регламент* и предусмотренные им *технологические испытания* предназначены для выявления факторов риска, обусловленных применением той или иной технологии, определения зоны риска, поиска щадящих технологических режимов, способных снизить размеры этой зоны риска. В результате испытаний определяется составляющая дополнительной осадки соседней застройки, обусловленная влиянием технологии. *Мониторинг* нацелен на непрерывное отслеживание текущего состояния системы «новое здание (сооружение) — массив грунта — окружающая застройка», с тем чтобы уловить отклонения поведения системы от расчетного прогноза еще на стадии негативной тенденции, выявить причины этого отклонения и принять адекватные меры по выправлению ситуации.

Таким образом, предложенная концепция геотехнического сопровождения охватывает все составляющие дополнительной осадки соседней застройки (2.3) и поэтому позволяет на практике удовлетворить критерию (2.4) обеспечения ее безопасности.

Соотнести составляющие геотехнического сопровождения и этапы строительного процесса можно с помощью табл. 8.1, а взаимосвязь этих составляющих — с помощью схемы, представленной на рис. 8.1.

Последовательная реализация составляющих геотехнического сопровождения на всех этапах строительного процесса создает предпосылки для осуществления идеи интерактив-

Таблица 8.1

Таблица 8.1				
Схема соотнесения этапов строительного процесса и составляющих геотехнического сопровождения				
Этапы строительного процесса				
Оценка инвестиционной привлекательности объекта	Предпроектные работы	Проектирование	Производство строительных работ	Эксплуатация построенного объекта
↓	↓	↓	↓	↓
Составляющие геотехнического сопровождения				
Предварительная оценка геотехнической ситуации	Инженерные изыскания (инженерно-геологические, гидрогеологические, геоэкологические, топосъемка, обследования зданий и сооружений)	Геотехническое обоснование проекта	Мониторинг за сохранностью зданий и сооружений при производстве работ и контроль качества работ	Послепостроечный мониторинг
		Технологический регламент		

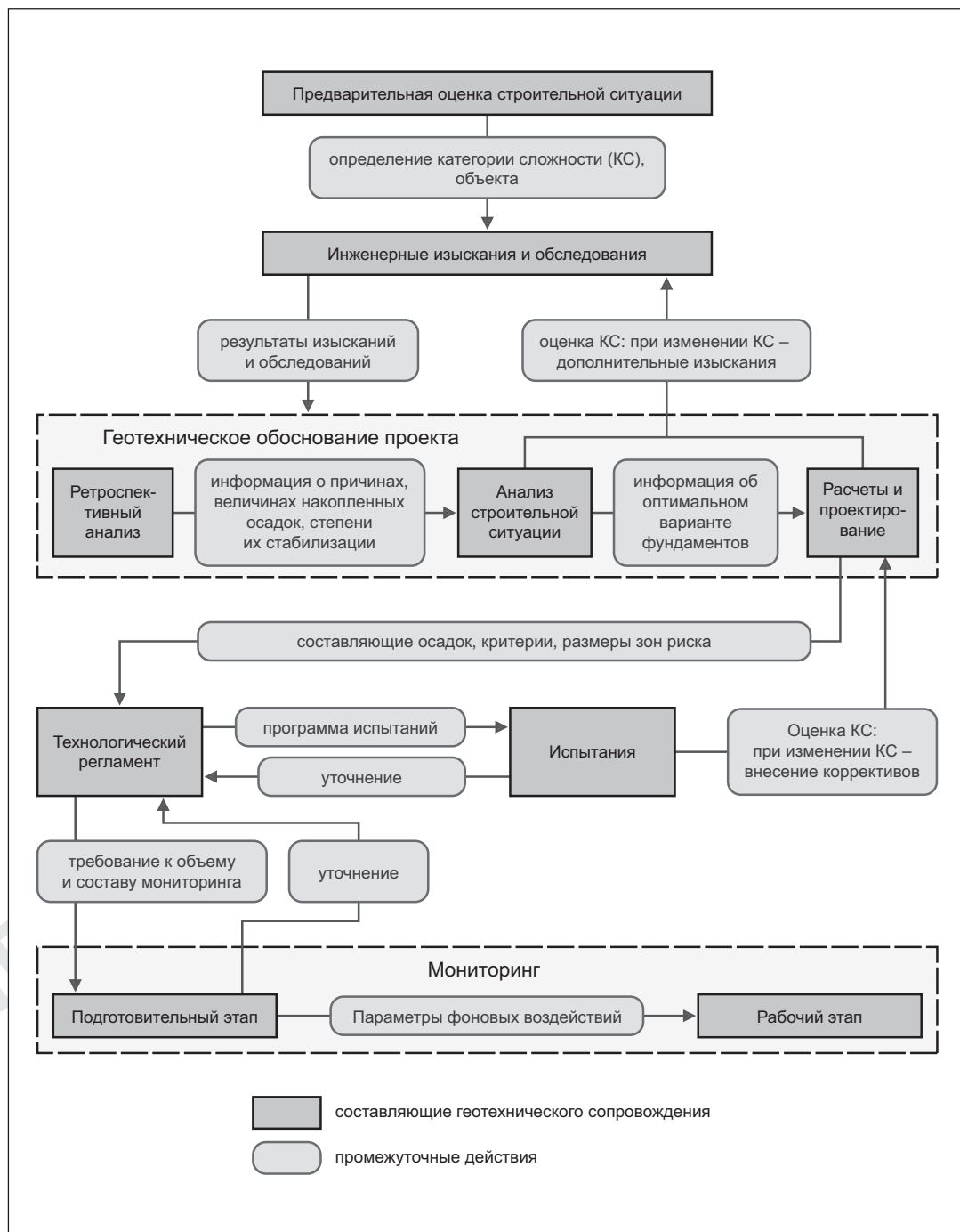


Рис. 8.1. Алгоритм геотехнического сопровождения

ного проектирования: не только прогнозировать вклад различных техногенных факторов в деформацию основания проектируемого объекта и соседней застройки, но и получить обратную связь — отслеживать реальные последствия воздействия этих факторов для учета при проектировании последующих объектов.

Из схемы, изображенной на рис. 8.1, видно, что геотехническое сопровождение является взаимосвязанным процессом, в котором на всех этапах происходит уточнение категории сложности строительства. В случае если на этапе расчетного обоснования или разработки технологического регламента и проведения технологических испытаний выявляется необходимость пересмотреть категорию в сторону ее усложнения, то проводятся дополнительные инженерные изыскания, включая инженерно-геологические изыскания и обследования, а по их результатам, в свою очередь, уточняются расчетное обоснование и технологический регламент.

Таким образом, объем и содержание геотехнического сопровождения определяются уровнем сложности решаемой строительной задачи.

8.1.2. Геотехнические категории сложности объекта реконструкции и нового строительства

В европейских нормах в зависимости от геотехнической категории здания или сооружения регламентируется объем работ на каждом этапе строительного процесса — от изысканий и проектирования до производства работ. В единых европейских нормах (Eurocode 7. Geotechnics) сложность строительства оценивается по трем категориям:

- 1-я — соответствует задаче минимальной сложности;
- 2-я — рядовой задаче;
- 3-я — наиболее сложной задаче.

Категория в общем случае определяется в зависимости от вида сооружения, действующих нагрузок и объемов сооружения, что сближает эту классификацию с принятым в российских нормах делением зданий по уровню ответственности. Следует отметить, что кроме относящейся к 3-й категории «экскавации в сложных условиях, особенно в городах» в европейских нормах отсутствует упоминание о возможном влиянии нового строительства на окружающую застройку, а о влиянии сложных инженерно-геологических условий и опасных природных и природно-техногенных процессов свидетельствует лишь упоминание о «зданиях на структурно-неустойчивых или набухающих грунтах».

В изданных в 1998 г. Московских городских строительных нормах по основаниям, фундаментам и подземным сооружениям (МГСН 2.07–97) впервые в российской практике введено понятие геотехнической категории. Категория оценивается не только в зависимости от класса ответственности здания, но и от степени сложности инженерно-геологических условий. К сожалению, при определении категории не учитывается состояние окружающей застройки.

Представляется наиболее целесообразным определять категорию сложности строительства и реконструкции по комплексу параметров, которые можно разделить на три группы.

Первая группа — категория ответственности строящегося здания (сооружения) или категория технического состояния объекта реконструкции.

Категории ответственности строящегося объекта тождественны уровням ответственности зданий и сооружений по СНиП 2.01.07–85* «Нагрузки и воздействия», но имеют обратную нумерацию.

Категория ответственности 1 соответствует пониженному уровню ответственности, относящемуся к сооружениям сезонного или вспомогательного назначения.

Категория ответственности 2 тождественна нормальному уровню ответственности, принимаемому для зданий и сооружений массового строительства.

Категория ответственности 3 отвечает повышенному уровню ответственности, который присваивается уникальным зданиям и сооружениям, а также объектам, отказы которых могут привести к тяжелым социальным и экономическим последствиям.

Для объектов реконструкции при определении категории сложности представляется целесообразным руководствоваться, прежде всего, не уровнем ответственности объекта, а степенью его сохранности, который оценивается категорией технического состояния.

Для определения уровня сложности объекта реконструкции и нового строительства в условиях городской застройки определяющим является также и состояние строений, прилегающих к территории объекта.

Следовательно, в качестве *второй группы* определяющих параметров следует рассматривать категорию технического состояния окружающей застройки.

Многолетние исследования, проведенные в СПбГАСУ под руководством С.Н. Сотникова, позволили классифицировать состояние конструкций кирпичных зданий в зависимости от степени их повреждения по трем категориям, что нашло отражение в ТСН 50-302–96. Более детальная градация для четырех типов зданий и сооружений приведена в ВСН 490–87, разработанных ВНИИГС с привлечением специалистов других организаций, где также приведено разделение на три категории технического состояния. Общим недостатком обеих классификаций является отсутствие каких-либо ограничений для *третьей категории* состояния, наихудшей, что создает некоторую неясность при рассмотрении аварийно-деформированных зданий или конструкций, угрожающих обрушением (находящихся в предаварийном состоянии). Этот недоучет устранен в московских нормах (Рекомендации по обследованию, 1998), где введена еще одна категория состояния — предаварийная или аварийная. Для объектов этой категории не допускаются какие-либо дополнительные деформации.

Поскольку безосадочное строительство в условиях плотной городской застройки на водонасыщенных глинистых грунтах малой и средней степени литификации практически невозможно, в новой редакции петербургских норм было отражено требование о превентивном усилении зданий, находящихся в аварийном или предаварийном состоянии, после чего в зависимости от эффективности проведенного усиления они могут быть переведены в более благоприятную категорию. Таким образом, в процедуре определения геотехнической категории сложности будет принимать участие одна из трех категорий состояния.

В отечественной и зарубежной нормативной литературе до введения в действие ТСН 50-302–2004 оценка строительной ситуации выполнялась исходя из представленных выше двух групп категорий. Такой подход вполне достаточен для обеспечения прочности и надежности собственно объекта реконструкции или нового строительства, но не гарантирует сохранности окружающей застройки, поскольку совершенно не учитывает влияние инженерно-геологических и гидрогеологических условий территории, а также происходящих на ней природных, природно-техногенных и техногенных процессов. Для прогнозирования последствий реализации того или иного проектного решения необходима 3-я группа параметров, с помощью которых можно выявить зону риска (то есть зону, в пределах которой возможно влияние того или иного процесса и техногенного фактора) и степень этого влияния (степень риска). Как уже отмечалось выше, в главе 1, негативные последствия проявления природных процессов на территории Санкт-Петербурга в виде деформаций городской застройки весьма незначительны. Гораздо больший ущерб застройке приносят техногенные процессы (чему могут способствовать и такие во многих случаях скрытые природно-техногенные процессы, как негативная трансформация песчано-глинистых отложений при контаминации грунтов). В связи с этим при рассмотрении геотехнической ситуации представляется целесообразным учитывать *категорию риска для существующей застройки, обусловленного новым строительством или реконструкцией* (табл. 8.2).

Категория риска определяется в рамках геотехнического обоснования проекта.

Определение геотехнической категории сложности можно выполнить по схеме (рис. 8.2) исходя из сочетания категорий: ответственности объекта строительства (или технического

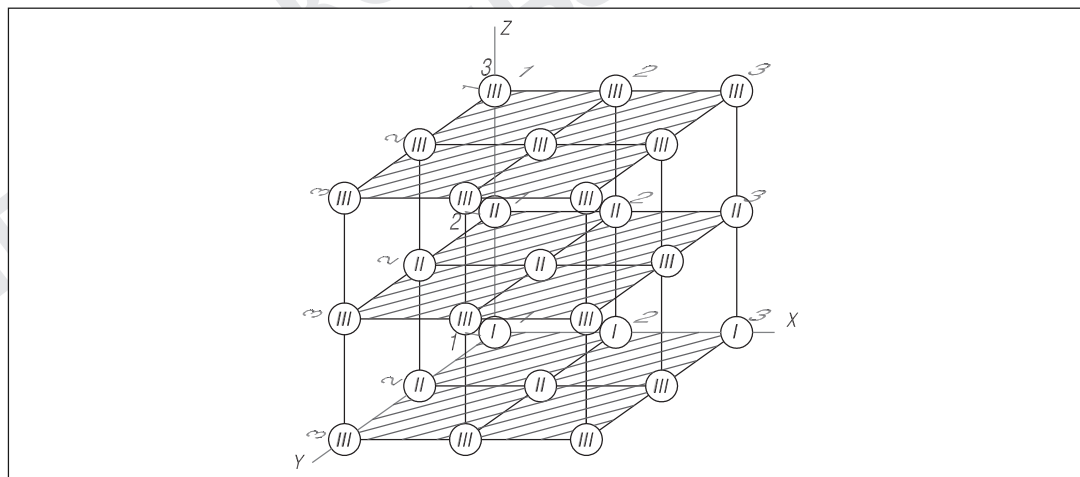


Рис. 8.2. Схема определения геотехнической категории сложности реконструкции и нового строительства в условиях городской застройки: *x* — категория технического состояния окружающей застройки; *y* — категория риска; *z* — категория ответственности объекта строительства или категория технического состояния объекта реконструкции

Таблица 8.2

Определение категории риска при реконструкции и новом строительстве в условиях городской застройки

Категория риска для существующей застройки	При реконструкции	При новом строительстве
1-я	Реконструкция здания или сооружения осуществляется без увеличения нагрузки на основание и без изменения статических условий работы основания	Окружающая застройка находится вне зоны влияния строящегося объекта (по статическим условиям работы его основания, а также по воздействию техногенных факторов, в том числе при производстве работ)
2-я	Реконструкция здания или сооружения предполагает изменение нагрузок на существующие фундаменты и (или) изменение статических условий работы основания без его перегрузки; соблюдается критерий (2.4) по допустимым дополнительным деформациям реконструируемого здания и окружающей застройки	Окружающая застройка находится вне зоны влияния строящегося объекта по статическим условиям работы основания, но попадает в зону влияния техногенных факторов, связанных в том числе с производством работ (соблюдается критерий (2.4) по допустимым дополнительным деформациям окружающей застройки без проведения мероприятий по ее усилению)
3-я	Реконструкция здания или сооружения предполагает изменение нагрузки на существующие фундаменты и (или) изменение статических условий работы основания, которое приводит к перегрузке основания; при существующих фундаментах не соблюдается критерий (2.4) по допустимым деформациям реконструируемого здания и окружающей застройки	Окружающая застройка находится в зоне влияния строящегося объекта (не соблюдается критерий (2.4) по допустимым дополнительным деформациям окружающей застройки без проведения мероприятий по ее усилению)

состояния объекта реконструкции), технического состояния окружающей застройки и риска, обусловленного реконструкцией или новым строительством.

Категория сложности нового строительства или реконструкции нуждается в уточнении на всех этапах геотехнического сопровождения. В зависимости от категории сложности в территориальных нормах определяются объем и состав всех составляющих геотехнического сопровождения строительства, которые включают:

- предварительную оценку геотехнической ситуации;
- инженерные изыскания и обследования;
- геотехническое обоснование проекта;
- технологический регламент ведения работ;
- мониторинг за сохранностью зданий и сооружений при производстве работ и контроль качества выполненных работ.

Предложенная концепция геотехнического сопровождения была одобрена Городской экспертно-консультативной комиссией по основаниям, фундаментам и подземным сооружениям при правительстве Санкт-Петербурга и положена в основу последней редакции территориальных норм ТСН 50-302–2004, утвержденной Госстроем России. Для реализации

этой концепции в проектной практике, прежде всего, необходима расчетная оценка вклада различных техногенных факторов риска при новом строительстве и реконструкции в интегральном значении дополнительной осадки соседней застройки.

8.1.3. Учет вязкопластического поведения грунта в рамках геотехнического сопровождения строительства

Предложенная вязкопластическая модель позволяет реализовать в практическом проектировании требования о совместном расчете системы «здание (сооружение) — основание — соседняя застройка», которые содержатся в петербургских нормах по проектированию фундаментов, новой редакции СП «Основания зданий и сооружений», а также в Федеральном законе «Технический регламент о безопасности зданий и сооружений».

С применением предложенной модели удастся избавиться от необходимости искусственного ограничения сжимаемой толщи. Это обстоятельство представляется принципиальным. В рамках вязкопластической модели интенсивное затухание с глубиной объ-

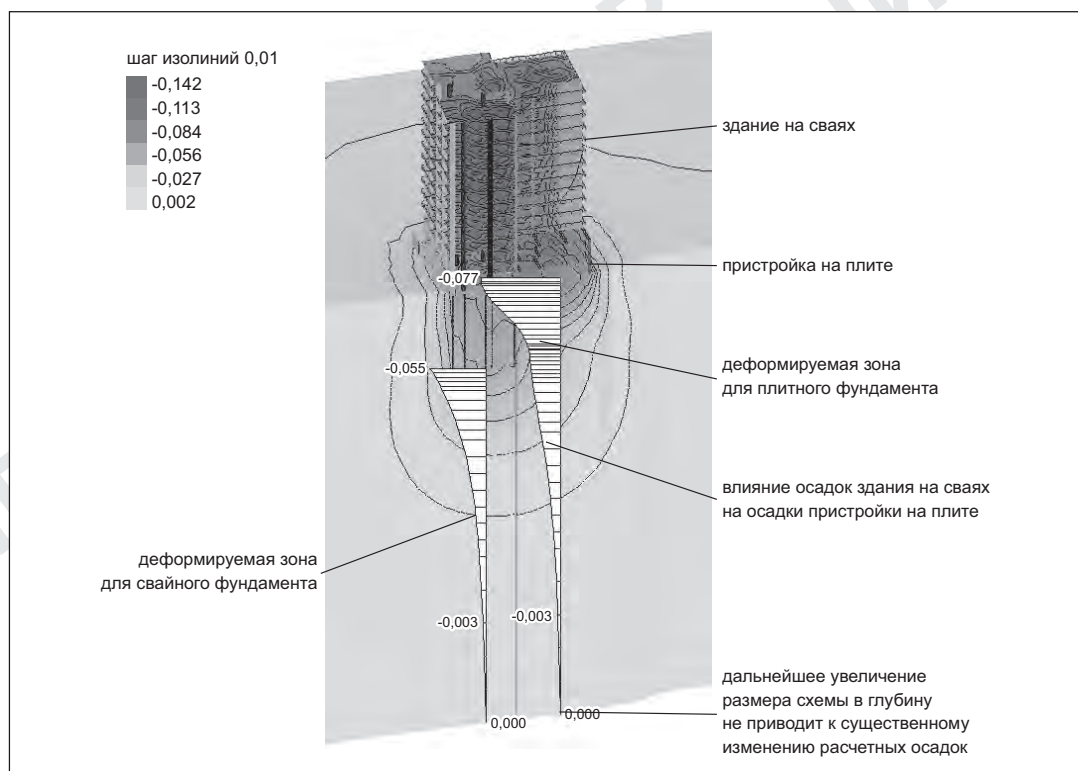


Рис. 8.3. Преимущества применения вязкопластической модели при расчете осадки: зона деформаций ограничивается автоматически, возможно корректно учесть взаимное влияние плитного и свайного фундаментов

емных деформаций в водонасыщенных глинистых грунтах объясняется не столько увеличением модуля деформации, сколько уменьшением градиента напора, следовательно, уменьшением коэффициента фильтрации. Сдвиговые деформации в значительной степени нелинейно зависят от величины сдвиговых напряжений. С глубиной девиатор напряжений достаточно интенсивно падает, с уменьшением девиатора напряжений еще интенсивнее затухают деформации сдвига. В итоге зона деформаций в основании здания естественным образом ограничивается, что в целом согласуется с данными натурных наблюдений.

Благодаря естественной локализации активной зоны в основании открывается возможность рассматривать взаимное влияние зданий на разнотипных фундаментах (рис. 8.3), например на сваях и на фундаментах мелкого заложения (чего не позволяют корректно выполнить другие существующие модели грунта и их программные реализации). Это особенно важно для рассмотрения влияния нового строительства, выполняемого, как правило, на свайных фундаментах (с целью минимизации дополнительной осадки окружающей застройки), на окружающие исторические здания, имеющие преимущественно фундаменты мелкого заложения.

Предложенная вязкопластическая модель позволяет решить еще одну важную проблему, прямо предписанную тем же Федеральным законом: выполнять расчеты основания с учетом реологических свойств грунтов. Особенно необходимы такие расчеты для проектирования подземных сооружений в условиях распространения водонасыщенных глинистых грунтов малой и средней степени литификации в среде плотной городской застройки. Как уже подчеркивалось выше, при решении такого класса задач важно знать не «конечные» деформации от каждого этапа откопки котлована, а те деформации, которые могут реализоваться на этих этапах при их конкретной продолжительности.

8.2. Методология проектирования глубоких котлованов в условиях городской застройки

Выполненный нами выше (см. главу 7) анализ развития во времени деформаций ограждения котлованов и окружающего массива грунта позволил установить, что скорость деформирования грунтов при нарушении их структурных связей возрастает на один-два порядка. В том случае, если при производстве работ нулевого цикла удастся сохранить природное сложение грунта, первые сантиметры горизонтального смещения ограждения котлована могут накапливаться на протяжении нескольких недель и даже месяцев, а при нарушении структурных связей они происходят в течение нескольких часов или суток. В рамках предложенной вязкопластической модели это выражается в уменьшении начальной вязкости с $\eta_0 \approx 100c_u$ [кПа·год] до $\eta_0 \approx 1,0c_u$ [кПа·год].

Здесь возникает весьма существенный, на наш взгляд, вопрос: каким путем следует идти при проектировании подземного сооружения? Первый путь заключается в максимальной «эксплуатации» свойств грунтов природного сложения. В этом случае затраты

на распорные и ограждающие конструкции оказываются минимальными. При этом высок риск утраты природных структурных связей вследствие нарушения технологии, проявления техногенных воздействий на площадке и вокруг нее. Могут быть нарушены и установленные проектом сроки производства работ. Все эти риски вполне реальны и могут привести к негативным последствиям вплоть до разрушения соседней застройки.

Второй путь заключается в том, что изначально предполагается неизбежность нарушения структурных связей в грунте либо возможность неопределенной задержки сроков производства работ по устройству котлована. В этом случае грунт работает как «тяжелая жидкость», и мероприятия, обеспечивающие допустимые деформации соседней застройки, оказываются за гранью экономической целесообразности.

Очевидно, что и первый, и второй путь сами по себе ведут в тупик: первый не обеспечивает надежность соседней застройки, второй закрывает всякие перспективы подземного строительства. Возможен ли выход из этого тупика?

На наш взгляд, поиска третьего пути здесь не требуется, достаточно увязать между собой первый и второй путь решения проблемы.

Очевидной причиной противоречия является то, что к «оптимистическим» расчетам (в предположении сохранения природного сложения) и к «пессимистическим» расчетам (в предположении полного нарушения структурных связей) методологически некорректно применять один и тот же критерий допустимых деформаций соседней застройки.

Как мы уже отмечали, устройство подземных сооружений в условиях городской застройки на водонасыщенных глинистых грунтах малой и средней степени литификации относится к повышенному уровню риска. Следовательно, к конструированию ограждений глубоких котлованов надо подходить как к устройству сооружений повышенного уровня ответственности, поскольку аварии котлованов могут привести к человеческим жертвам. Для сооружений повышенного уровня ответственности требуется выполнять расчеты на противодействие так называемому прогрессирующему обрушению. Для случая глубокого котлована это означает не только рассмотрение отказа элемента конструкции, но главным образом изучение возможных нештатных технологических ситуаций. Самой очевидной и реалистичной является задержка во времени процесса устройства подземного сооружения, в том числе установки очередного яруса распорных креплений. Также вполне реальной является угроза нарушения структурных связей глинистых грунтов.

Представляется целесообразным ввести следующее требование к проектированию глубоких котлованов: *расчеты подземных сооружений в условиях городской застройки необходимо проводить по двум группам предельных состояний как для самого проектируемого сооружения, так и для соседней застройки.*

Расчет по второй группе предельных состояний (по деформациям) должен выполняться исходя из требований (2.4) по допустимым дополнительным деформациям соседней застройки от всей суммы воздействий, связанной со строительством объекта. На основании этого расчета выбираются конструкция ограждения котлована и система его крепления, обеспечивающая допустимые деформации соседней застройки при принятой

последовательности и скорости производства работ с соблюдением штатных технологических режимов. В этом случае очень важно точно прогнозировать скорость развития деформаций основания во времени, принимая адекватные реологические модели. Здесь возникает необходимость четкой увязки решений, полученных расчетчиком, с графиком подрячика по предельно допустимым срокам производства каждого этапа работ, значимого для безопасности соседней застройки. Эти сроки должны быть согласованы еще на стадии формирования проектной концепции. Очевидно, что наиболее экономичное решение ограждающих и распорных конструкций можно получить, если обеспечить сохранность природного сложения грунта. В этом случае в расчетах развитие деформаций во времени можно описывать вязкопластической моделью, а параметр начальной вязкости может определяться по соотношению $\eta_0 \approx 100c_u$ [кПа·год]. Для реализации проектных решений, в основу которых положен принцип сохранения природного сложения грунта, необходимо:

- 1) ограничить техногенные воздействия в период устройства котлована (не допускать динамических воздействий как внутри котлована, так и вокруг него, исключить работы по устройству свай, погружению шпунта и т.п., ограничить движение транспорта вокруг котлована);

- 2) не допускать нарушений последовательности ведения работ и щадящих технологических режимов;

- 3) строго соблюдать проектные сроки каждого этапа работ по устройству котлована.

Очевидно, существуют высокие риски нарушения этих условий по объективным и субъективным причинам (задержка финансирования объекта, ошибки строителей и пр.). Проект, основанный исключительно на предположении о сохранности структурных связей в грунте и не имеющий инструментов по противодействию аварийному сценарию развития событий, по нашему глубокому убеждению, не имеет права на существование. Здесь вполне уместна аналогия с общепринятым сегодня подходом по противодействию прогрессирующему обрушению: ошибка в производстве работ или задержка сроков их выполнения не должны приводить к катастрофическому разрушению соседней застройки. Представляется целесообразным ввести в практику понятие *расчета соседней застройки по первой группе предельных состояний*. Соседняя застройка должна быть рассчитана по прочности и устойчивости при воздействиях со стороны строительства подземного сооружения, связанных с неопределенными задержками во времени строительства и нарушением структурных связей в грунте. Другими словами, нарушение щадящих технологических режимов и сроков производства работ не должно приводить к разрушению соседней застройки. Расчеты по первой группе предельных состояний для соседней застройки следует выполнять из условий обеспечения прочности и устойчивости основных несущих конструкций на основе их совместного расчета с основанием. Усилия в конструкциях порождаются деформациями основания, обусловленными податливостью ограждения котлована. Деформации основания и ограждения котлована определяются расчетом для каждого предусмотренного проектом этапа работ по устройству котлована

с учетом предельного нарушения структурных связей в грунте и максимальной задержки сроков производства работ. В рамках вязкопластической модели полная потеря структурных связей в грунте или максимальная задержка сроков выполнения работ описывается минимальным значением начальной вязкости. Иными словами, каждый этап производства работ предполагается бесконечно долгим или (что то же самое) на каждом этапе реализуется конечная деформация.

Исходя из расчетов по первой группе предельных состояний для соседней застройки, с учетом совместной работы конструкций соседних зданий и основания определяют предельную осадку зданий, соответствующую наибольшим усилиям в их конструкциях. Эти предельные деформации в большинстве практических случаев будут выше допустимых деформаций, установленных действующими нормами для расчетов по второй группе предельных состояний. В первом приближении можно полагать, что предельные дополнительные деформации (означающие опасность разрушения соседних зданий) примерно в 3...5 раз выше допустимых дополнительных деформаций, установленных нормами. Для здания 3-й категории технического состояния по петербургским нормам допускается дополнительная осадка 2 см. Очевидно, что величина осадки здания 10 см (ориентировочно предполагаемая нами как предельная) представляет реальную опасность для его существования. Это не означает, что такие деформации допустимы. Параметры ограждения должны быть выбраны таким образом, чтобы удовлетворить требованиям по двум группам предельных состояний. В техническом отношении превышение *допустимых* осадок (эта величина ограничивается, например, действующими петербургскими и московскими нормами) означает частичную или полную потерю эксплуатационной пригодности здания. Превышение *предельных* осадок по 1-й группе предельных состояний для соседней застройки означает угрозу катастрофического обрушения.

В юридическом отношении превышение допустимых осадок означает возникновение имущественной ответственности виновной стороны, а превышение предельных осадок может быть связано с уголовной ответственностью.

В практике ведущих строительных фирм мира такой подход не нов, например, фирма Soletanche-Bachy практикует при интерактивном мониторинге за ведением работ на сложных объектах «принцип светофора». Зеленый свет — отсутствие проблем, желтый включается, если деформации превышают допустимые значения, а красный загорается при превышении предельного уровня деформаций. Эти моменты возможного перехода в зону опасных режимов должны определяться расчетами, тестированными на целом ряде объектов.

Предлагаемая вязкопластическая модель, реализованная в программном комплексе *FEM models*, примечательна тем, что позволяет рассматривать в рамках единого подхода весь спектр строительных задач, независимо от масштабов времени рассматриваемых явлений. Она позволяет удовлетворительно описывать и быстрые процессы, такие как вдавливание свай или статическое зондирование грунтов (происходящие в течение минут и часов), моделировать штамповые испытания и испытания свай статическим нагруже-

нием (происходящие в течение часов и суток), процесс развития деформаций ограждения котлованов (длящийся недели или месяцы), а также длительные осадки зданий и сооружений (на протяжении десятилетий их существования). Такой широкий диапазон применимости единой модели свидетельствует об адекватности заложенных в ее основу предпосылок и о перспективности ее использования для решения практических задач. Применение вязкопластической модели в рамках изложенной методологии расчета соседней застройки по двум группам предельных состояний обеспечивает возможность безопасного подземного строительства в условиях городской застройки на водонасыщенных глинистых грунтах малой и средней степени литификации.

Ниже, в главе 9, приведены примеры практического использования изложенной методологии проектирования и применения в расчетах предложенной вязкопластической модели на реальных объектах в Санкт-Петербурге.

ГЛАВА 9. ПРИМЕРЫ РЕАЛИЗАЦИИ МЕТОДИКИ ПРОЕКТИРОВАНИЯ ГЛУБОКИХ КОТЛОВАНОВ В УСЛОВИЯХ ГОРОДСКОЙ ЗАСТРОЙКИ

9.1. Устройство подземного сооружения под Каменноостровским театром

9.1.1. Задачи, решаемые при реконструкции

Каменноостровский деревянный театр (рис. 9.1) был построен в 1828 г. по проекту архитектора С. Шустова для выступления императорской оперной и балетной труппы на период реконструкции Большого Каменного театра (который позднее был перестроен в Петербургскую консерваторию). Как отмечала критика того времени, театр вышел редкого изящества, поэтому спустя полтора десятка лет было принято решение сохранить здание, подведя под него бутовые фундаменты (до этого нижние венцы здания опирались непосредственно на деревянные сваи). Театральный архитектор Кавос, выполнивший реконструкцию, полагал, что продлил жизнь театральному зданию лет на 50. Но деревянный театр простоял 180 лет, пережив бурные годы революций и войн. До 1930-х гг. Каменноостровский театр использовался как склад, потом его отремонтировали и разместили в нем телевизионный театр, а позже школу-студию танца. В России сохранилось всего два деревянных театра. Каменноостровский театр сегодня считается объектом всемирного наследия и состоит на учете ЮНЕСКО.

Новая жизнь Каменноостровского театра началась в 2006 г., когда Президент Российской Федерации в связи с 80-летием К.Ю. Лаврова передал его БДТ им. Г.А. Товстоногова для размещения второй сцены.

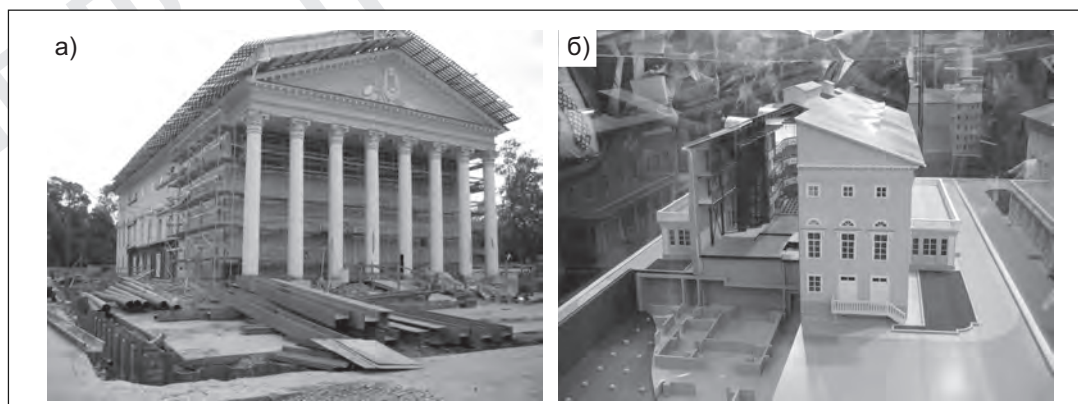


Рис. 9.1. Каменноостровский театр: а — начало реконструкции; б — макет исторического здания и вновь устраиваемой подземной части

За прошедшие два века существенным образом изменились требования к обеспечению комфорта зрителей. Действующие нормы требуют предусматривать в театре просторные фойе и кафе, удобные гардеробы, санузлы. Современный театр, как айсберг: большая часть его не видна зрителям. В ней располагается театральная технология — оборудование для нижней и верхней механизации сцены (должна быть предусмотрена возможность ступенчатого поднятия сцены, образования оркестровой ямы, размещения комплекса осветительной аппаратуры, подъемников декораций и пр.). В невидимой для зрителей части размещаются склады декораций, реквизита. Огромные объемы занимают вентиляционные камеры, поскольку воздух подается в зал с низкими скоростями, исключая возникновение шума. Имеется также множество других необходимых для театра технических помещений.

Перед группой проектировщиков, возглавляемой автором настоящей работы, встала сложная задача: превратить деревянное здание в современный театр, имеющий оснащение по последнему слову театральной техники, и при этом сохранить исторический памятник в первоизданном виде. Единственный способ удовлетворить двум этим, казалось бы, взаимоисключающим требованиям — спрятать все новое под землей, под зданием театра.

Аналогичная задача была решена португальским геотехником А. Пинто. Под историческим зданием театра *Circo* в Лиссабоне, непосредственно под зрительным залом, была устроена вторая сцена. Здание пересажено на сваи усиления, которые по мере откопки котлована объединялись железобетонными ростверками. За весь период ведения работ осадка здания не превысила 8 мм. Такой замечательный результат достигнут в сравнительно благоприятных инженерно-геологических условиях — при глубоком положении горизонта грунтовых вод, при залегании в основании песчаных отложений, при наличии скальных пород на небольших глубинах, служащих опорой свай усиления.

В Санкт-Петербурге имелся подобный успешный пример устройства подземного объема под памятником архитектуры: организация парадного вестибюля Константиновского дворца в Стрельне для входа из Нижнего парка. Исторические конструкции лоджий и гротов, образующих подпорное сооружение склона, на котором расположен дворец, были усилены буринъекционными сваями, после чего в центральной части сооружения понижены исторические отметки до 5 м для возведения парадной лестницы (В.М. Улицкий, А.Г. Шашкин, 2003).

При устройстве подземного пространства под Каменноостровским театром пришлось решить существенно более сложную техническую задачу. Прежде всего, театр расположен на берегу Невки, территория характеризуется низкими отметками поверхности и соответственно высоким положением верхнего безнапорного водоносного горизонта. Каменный остров из-за сравнительно низких абсолютных отметок поверхности чаще подвергается подтоплению при наводнениях. По соседству с театром расположен памятник архитектуры — бывшая дача барона Клейнмихеля. Для обеспечения безопасности исторической застройки были установлены следующие критерии: 1) дополнительная осадка здания театра от всех видов техногенных воздействий не должна превышать 20 мм, что соответствует реконструируемым зданиям 3-й категории технического состояния по ТСН 50-302-2004; 2) дополнительная осадка дачи Клейнмихеля и ограды не должна превышать 10 мм за весь период ведения строительных работ на соседнем

объекте, что является существенно более строгим ограничением, которое необходимо, поскольку здание имеет восстановленный декор; 3) уровень грунтовых вод на территории вокруг подземного сооружения не должен отличаться от природного более чем на 15 см; 4) уровень динамических воздействий при ведении строительных работ не должен превышать по показателю ускорения колебаний величину $0,15 \text{ м/с}^2$, что соответствует требованиям ТСН 50-302–2004 для рассматриваемой строительной ситуации и основано на исследованиях, проведенных в институте ВНИИГС. Последние два критерия можно удовлетворить, если соответственно обеспечить водонепроницаемость ограждения котлована подземного сооружения и применять щадящие технологические режимы, тщательно контролируемые посредством проведения непрерывного мониторинга. Обеспечение двух первых критериев возможно только посредством обоснованного расчетом выбора концепции устройства подземного пространства, чему может способствовать применение изложенной выше, в п. 8.2, методологии проектирования.

9.1.2. Инженерно-геологические условия площадки

Территория, на которой расположен театр, спланирована насыпными грунтами, абсолютные отметки колеблются в пределах 1,930...2,270 м БС.

Таблица 9.1

Физические характеристики грунтов площадки реконструкции Каменноостровского театра							
Стратиграфический индекс	ИГЭ	Номенклатура грунта	γ , кН/м ³	W	I_p	I_L	e
tg IV	1	Насыпной грунт					
ml IV	2а	Супеси пылеватые, с примесью органических веществ, текучие	19,6	0,28	0,06	2	0,758
	2	Пески пылеватые, с примесью органических веществ, насыщенные водой, средней плотности	19,1	0,29	–	–	0,785
	3	Пески средней крупности, насыщенные водой, средней плотности	20,0	–	–	–	0,65
	4	Суглинки легкие пылеватые, текучие	19,3	0,3	0,16	1,75	0,83
lg III	5	Суглинки тяжелые пылеватые, ленточные, текучие	18,2	0,4	0,15	1,38	1,11
	6	Суглинки легкие пылеватые, неяснослоистые, текучепластичные	19,3	0,29	0,15	0,82	0,827
g III	7	Супеси пылеватые, с гравием и галькой, пластичные	21,7	0,16	0,07	0,1	0,438
	8	Суглинки легкие пылеватые, с гравием и галькой, тугопластичные	21,0	0,19	0,16	0,33	0,536
lg II	9	Суглинки легкие пылеватые, слоистые, тугопластичные	19,8	0,26	0,14	0,45	0,73
	10	Суглинки легкие пылеватые, слоистые, текучепластичные	19,2	0,31	0,15	0,82	0,854
V_2kt_2	11	Глины легкие пылеватые, твердые, дислоцированные	21,4	0,17	0,20	–0,36	0,495
	12	Глины легкие пылеватые, с прослоями песчаника, твердые	22,2	0,13	0,20	–0,86	0,395

Мощность слоя насыпных грунтов в пределах исследуемого участка строительства составляет 0,8...4,5 м, под ними залегают озерно-морские отложения (ml IV), представленные песками пылеватыми, песками средней крупности, суглинками легкими пылеватыми и супесями пылеватыми. Их подошва отмечена на глубине 5,5...11,0 м. Ниже по разрезу до глубины 10,8...17,0 м повсеместно распространены озерно-ледниковые отложения Балтийского ледникового озера (lg III) — пылеватые суглинки текучей и текучепластичной консистенции. К их подошве приурочена кровля ледниковых отложений лужской морены (g III), состоящих из пылеватых супесей и суглинков с гравием и галькой, валунами, которые распространены до глубины 21,0...26,5 м. Ниже вскрыты озерно-ледниковые отложения (lg II) — суглинки пылеватые, слоистые, тугопластичной и текучепластичной консистенции. Распространены четвертичные отложения до глубины 24,2...30,3 м, что соответствует абсолютным отметкам –22,270...–28,270 м БС, и залегают на коренных отложениях венда (V_2kt_2), представленных

Таблица 9.2

Расчетные параметры вязкопластической модели для площадки реконструкции Каменноостровского театра

№ ИГЭ	Геолог. индекс	γ , кН/м ³	E , кПа	σ_{z1} , кПа	σ_{z2} , кПа	p_0 , кПа	E_0 , кПа
2	ml IV	19,6	7 700	100	200	10	38 500
2a		19,1	14 500	100	200	10	72 500
3		20	30 000	100	200	10	150 000
4		19,3	7 300	100	200	10	36 500
5	lg III	18,2	5 200	100	200	10	26 000
6		19,3	7 000	100	200	10	35 000
7	g III	21,7	32 400	100	200	10	117 000
8		21	15 000	100	200	10	75 000
9	lg II	19,8	16 900	100	200	10	84 500
10		19,2	8 200	100	200	10	41 000
№ ИГЭ	μ	c_u , кПа	φ°	φ^{*0}	γ_c	n	η_0 , кПа×сут
2	0,3	3	21	21	0,1	6	0
2a	0,3	3	28	28	0,1	6	0
3	0,3	1	35	35	0,1	6	0
4	0,3	30	17	0	0,225	2	1 095 000
5	0,3	35	8	0	0,225	2	1 277 500
6	0,3	50	10	0	0,225	2	1 825 000
7	0,3	370	20	0	0,225	2	13 505 000
8	0,3	210	25	0	0,225	2	7 665 000
9	0,3	95	24	0	0,225	2	3 467 500
10	0,3	95	12	0	0,225	2	3 467 500

глинами легкими пылеватыми, твердой консистенции. Физические характеристики грунтов площадки представлены в табл. 9.1, а расчетные параметры вязкопластической модели — в табл. 9.2.

Гидрогеологические условия участка характеризуются наличием водоносного горизонта, приуроченного к комплексу четвертичных отложений. На период изысканий в октябре–ноябре 2007 г. грунтовые воды в пределах рассматриваемого участка были встречены на глубине 1,3...1,8 м от поверхности земли, что соответствует абсолютным отметкам 0,750...0,300 м БС. Подземные воды первого водоносного горизонта гидравлически связаны с водами рек Средней Невы и Крестовки. Подстиляется верхний водоносный комплекс, приуроченный к насыпным и морским отложениям, относительно водоупорными морскими суглинками и ленточными суглинками озерно-ледниковых отложений (lg III), содержание в них глинистых частиц и пыли (более 80%) позволяет рассматривать их в качестве водоупора.

9.1.3. Концепция устройства подземного объема

Проект реконструкции здания театра предполагает устройство подземных помещений под всем зданием театра и за его пределами по периметру здания шириной от 6,8 до 25 м, при этом размеры подземного пространства в плане составляют 80×40 м. Относительная отметка пола подземного сооружения составляет –6 м (–2,9 м БС). Для устройства подземного сооружения необходима экскавация грунта до отн. отм. –6,7 м (абс. отм. –3,6 м БС). Абсолютная отметка планировки составляет 2,0 м БС. Таким образом, для устройства подземного сооружения необходима экскавация котлована на глубину около 5,6 м от поверхности грунта.

Вполне очевидной для целей устройства подземного объема под существующим зданием является необходимость вывешивания всех существующих конструкций на буроинъекционных сваях. Существенным требованием является безопасность технологии изготовления свай для здания театра. По имеющемуся опыту строительства требованиям по безопасности удовлетворяют сваи Titan, разработанные фирмой Ischebeck. Эти сваи изготавливаются путем забуривания оставляемой металлической трубки с буровой коронкой (рис. 9.2). Трубки имеют резьбу и соединяются специальными муфтами. В процессе бурения выполняется промывка ствола скважины цементным раствором. В результате образуется свая с центральным армированием металлической трубой. Достоинством технологии является ее простота и удобство работы в стесненных условиях.

Недостатком технологии является невозможность устройства традиционного пространственного армирования свай. Свая с центральным армированием имеет малую жесткость и прочность на изгиб, что ограничивает возможность применения технологии для изготовления наклонных свай, традиционно применяемых для усиления фундаментов старых зданий.

Обычно бутовый фундамент становится ростверком для наклонных свай усиления, головы которых заделаны в бутовую кладку. В рассматриваемых условиях фундаменты театра

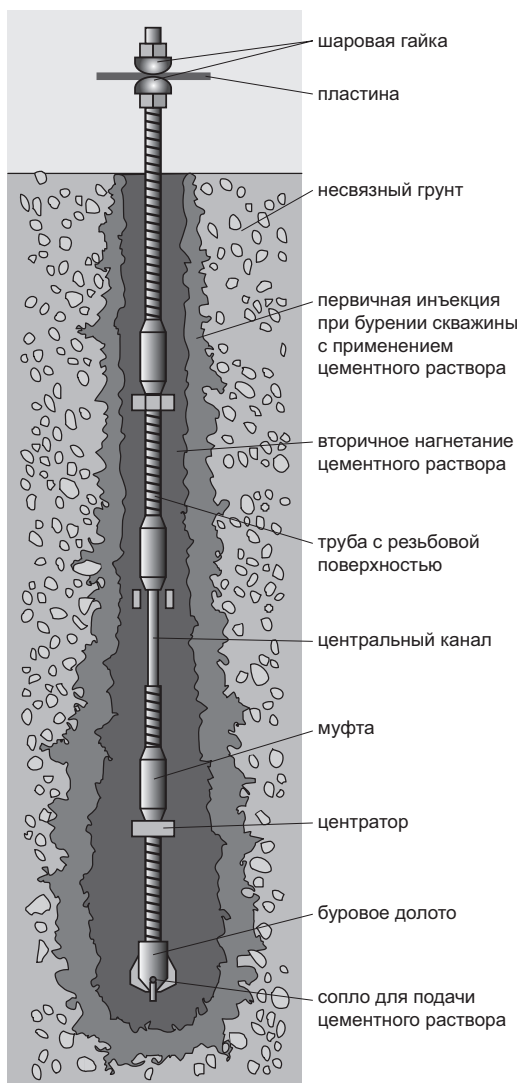


Рис. 9.2. Схема изготовления сваи Titan

представляют собой сравнительно небольшие конструкции из бутового камня и кирпича, практически не обладающие собственной жесткостью. Их использование в качестве рост-верков свай усиления невозможно без устройства дополнительных распределительных железобетонных поясов, увеличивающих жесткость фундаментов. В этом случае наиболее эффективной становится пересадка здания на вертикальные сваи. Особенного внимания заслуживает узел передачи нагрузки от конструкций здания на сваи (рис. 9.3 и 9.4). Сложность

создания данного узла обусловлена низкой прочностью и жесткостью существующих каменных и деревянных конструкций.

Описанное усиление позволяет минимизировать ожидаемые осадки здания, но не ограничивает возможные горизонтальные перемещения конструкций, которые могут быть не менее опасными, чем осадки, поэтому вторым условием безопасности сооружения при откопке является создание жесткого диска в уровне фундаментов, опирающегося на сваи и исключающего возможность горизонтальных перемещений частей здания. Устроить такой диск оказалось возможным на относительной отметке $-2,0$ м, в уровне подошвы исторических фундаментов (за исключением зоны сцены) (рис. 9.5).

В качестве ограждения котлована глубиной порядка 6 м при расстоянии более 10 м от контура котлована до ближайшего соседнего сооружения (ограды дачи Клейнмихеля) впол-

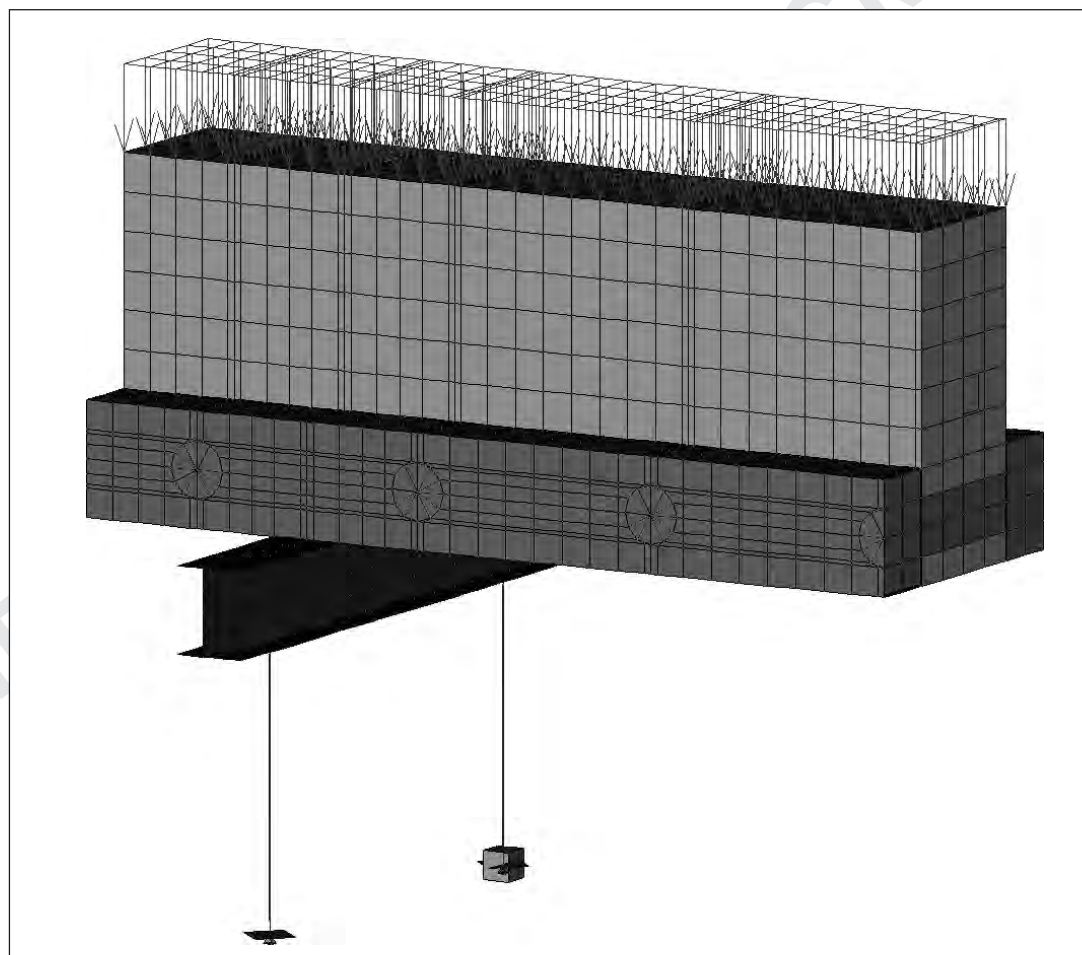


Рис. 9.3. Расчетная схема к определению усилий в кирпичной кладке при опирании на соединительные балки в круглых отверстиях

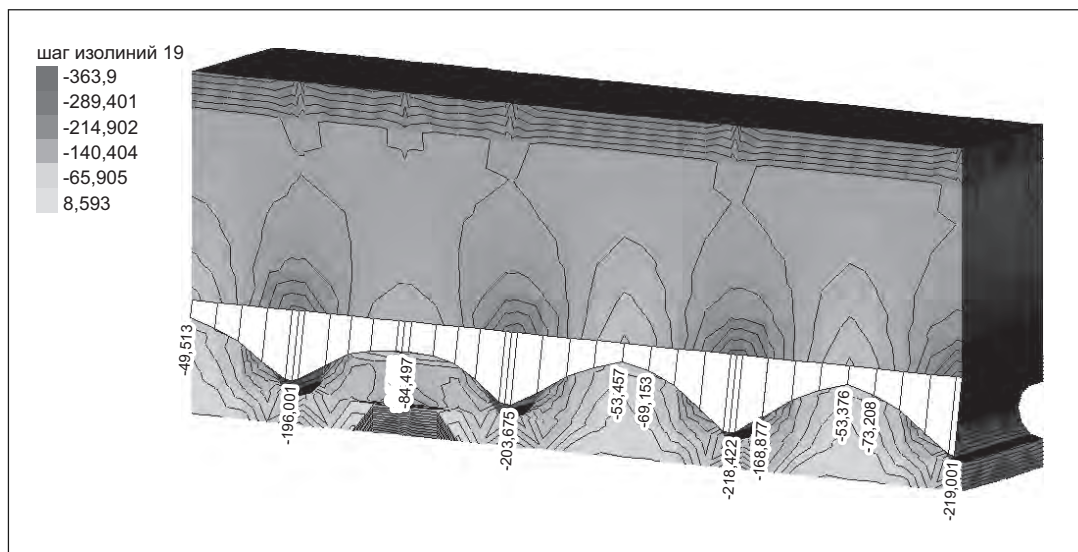


Рис. 9.4. Изолинии и эпюра вертикальных нормальных напряжений в кирпичной кладке при опирании на соединительные балки в круглых отверстиях

не естественно применить металлический шпунт. Шпунтовое ограждение, как показывает петербургский опыт, является хотя и не абсолютным, но вполне эффективным противофильтрационным экраном, способным перекрыть поступление грунтовых вод в котлован. При пересадке здания театра на сваи и организации жесткого диска в уровне фундаментов перемещение внешнего ряда шпунта не является опасным для здания театра. Для обеспече-

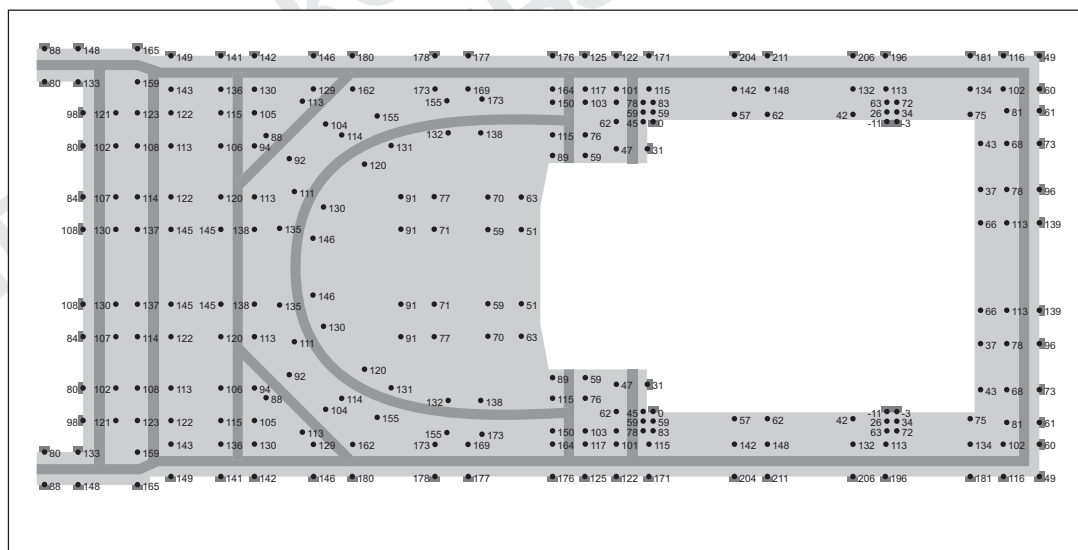


Рис. 9.5. Конфигурация жесткого диска в уровне фундаментов театра (подписаны нагрузки на сваи усиления, кН)

ния безопасности соседних зданий и сооружений жесткий диск на отметке -2 м включается в систему распорных креплений шпунтового ограждения.

В процессе откопки котлована сваи освобождаются от грунта, что может привести к опасности потери ими устойчивости. Значит, в пределах подземного сооружения необходимо повысить жесткость свай, что может быть достигнуто путем их выполнения через предварительно изготовленную скважину с обсадной трубой. После изготовления сваи обсадная труба заполняется раствором и работает совместно со свай. На период откопки подземного сооружения обсадная труба обеспечивает необходимую изгибную жесткость свай-колонн. Для восприятия вертикальных нагрузок сваи объединяются в пространственные колонны сквозного сечения путем установки раскосов по мере откопки.

Принятая в проекте последовательность выполнения работ по устройству подземного сооружения изображена на рис. 9.6...9.15. Работы можно разделить на шесть этапов.

1. Пробурируются отверстия в существующих стенах для размещения поперечных балок узла временной передачи нагрузок от стен на сваи (рис. 9.6).
2. Устраиваются буроинъекционные сваи, подводятся поперечные металлические балки, армируются и бетонируются железобетонные обвязочные пояса для передачи нагрузки от стен на сваи (рис. 9.7). Параллельно погружается шпунтовое ограждение. Буроинъек-

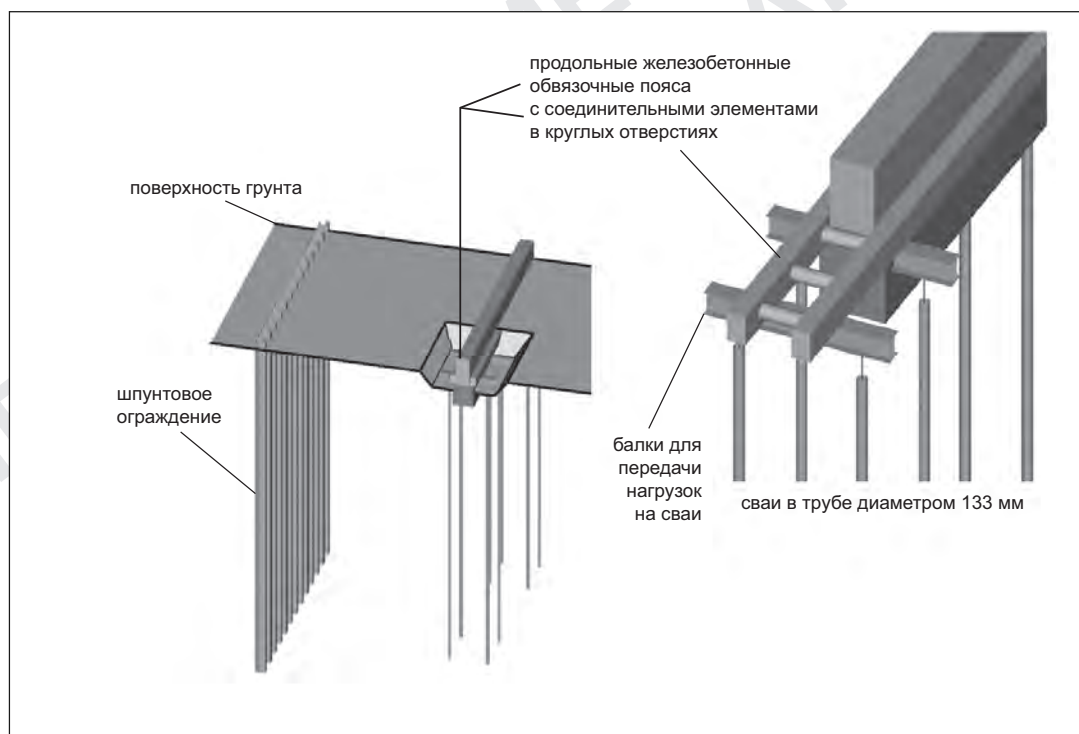


Рис. 9.6. Устройство шпунтового ограждения, буроинъекционных свай и узла передачи нагрузки от стен на сваи

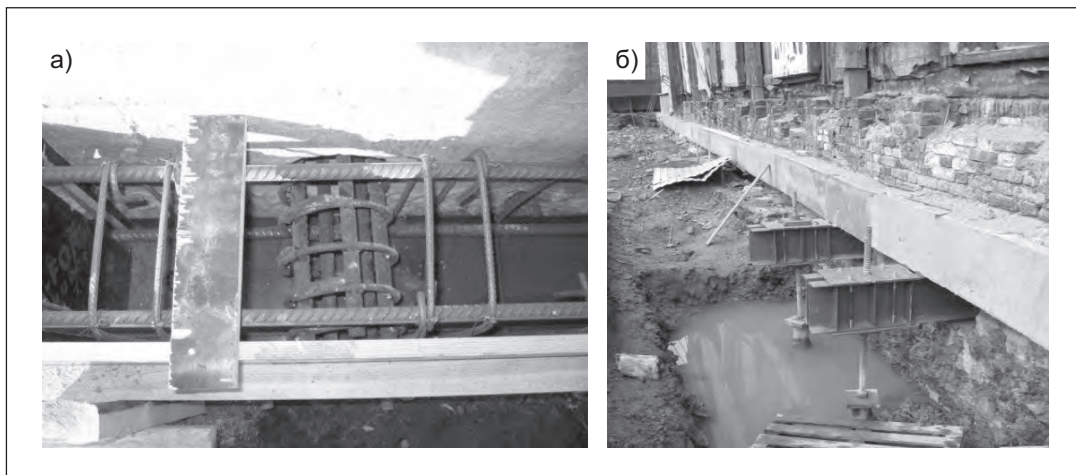


Рис. 9.7. Устройство обвязочного пояса: армирование, подведение балок под обвязочный пояс и передача нагрузки на сваю

ционные сваи изготавливаются в два этапа. Вначале на глубину подземного сооружения погружается обсадная труба, затем внутри обсадной трубы выполняется свая. Обсадная труба повышает жесткость верхней части свай на изгиб, что необходимо при откопке подземного сооружения.

3. Поперечные балки поддомкрачиваются, стопорные гайки на штангах свай усиления подтягиваются, в результате чего нагрузка передается на сваи усиления. После этого можно приступать к разборке нижних частей бутовых фундаментов (рис. 9.8). Данные работы



Рис. 9.8. Вся нагрузка передана на сваи, старые фундаменты разобраны

выполняются в максимально щадящем режиме без передачи динамических нагрузок на существующие конструкции. После удаления нижних частей бутовых фундаментов под них подводится железобетонная плита, образующая жесткий диск в уровне фундаментов (рис. 9.9, 9.10). Под фундаментами заливаются железобетонные ленты, обеспечивающие передачу нагрузки на плиту. Буроинъекционные сваи также заделываются в плиту жесткого диска. После этого исключается необходимость передачи нагрузки через узел, выполненный на этапе 2. Нагрузки от стен здания могут передаваться на сваи непосредственно через плиту жесткого диска.

4. Откапывается котлован подземного сооружения на проектную отметку. Откопка выполняется послойно, начиная с периметральных участков. При этом соблюдается симметрия откопки с разных сторон здания. Для обеспечения устойчивости шпунтового ограждения устраивается распределительный пояс и система распорок, опирающихся на плиту жесткого диска и крепящихся к специальным закладным в плите (рис. 9.11). После экскавации грунта в периметральных участках на дно котлована опускается малогабаритная техника и начинается экскавация грунта под зданием театра (рис. 9.12). Для обеспечения возможности механизированной разработки грунта под театром буроинъекционные сваи располагаются группами по четыре сваи и более, между которыми возможен проезд техники. В процессе экскавации грунта сваи раскрепляются раскосами для образования ко-

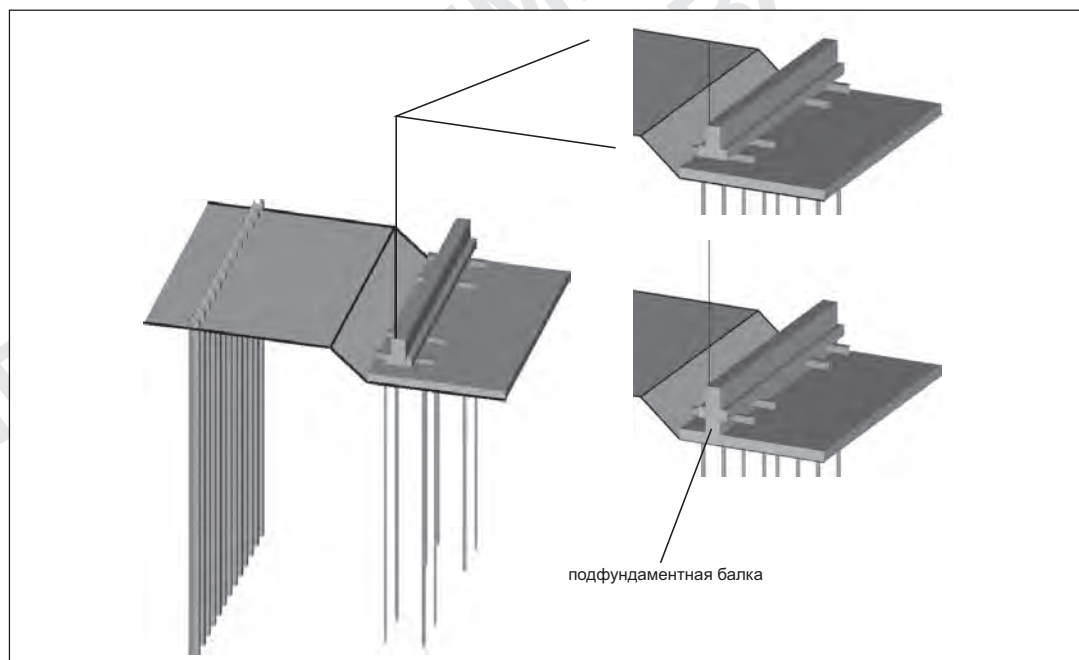


Рис. 9.9. Устройство плиты жесткого диска на относительной отметке $-2,0$ м. На момент устройства плиты жесткого диска по участкам удаляются нижние части фундаментов, а конструкции в это время удерживаются обвязочными поясами, опирающимися на сваи



Рис. 9.10. Устройство верхней плиты на отметке -2 м

лонн сквозного сечения и обеспечения устойчивости опор. При откопке котлована было зафиксировано характерное очертание прослоев грунта возле исторической деревянной сваи (рис. 9.13).

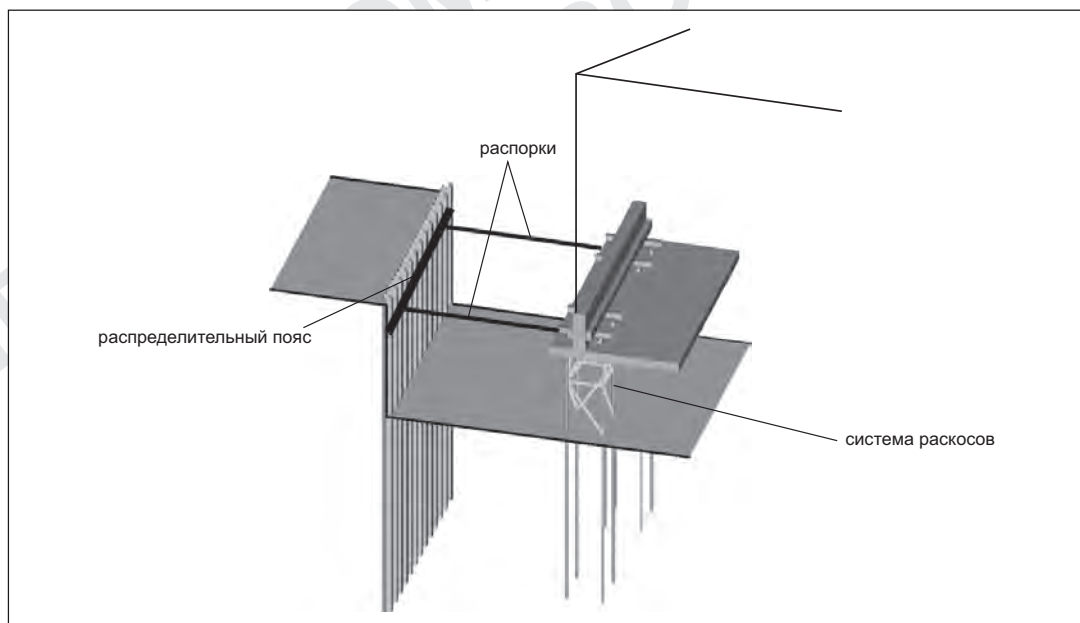


Рис. 9.11. Откопка котлована до проектной отметки с установкой системы раскосов

5. Устраивается плита ростверка на дне котлована подземного сооружения. При этом организовываются узлы заделки буроинъекционных свай в плиту ростверка.
6. Осуществляется бетонирование наружных и внутренних стен и колонн подземного сооружения (рис. 9.14). После бетонирования наружной стены подземного сооружения и устройства перекрытия на периметральных участках выполняется обратная засыпка пространства между шпунтовым ограждением и подземным сооружением. После выполнения конструкций подземного сооружения и устройства обратной засыпки распорки удаляются. После подведения опор под плиту жесткого диска временные сквозные колонны из буроинъекционных свай демонтируются, а передача нагрузок на сваи осуществляется через нижнюю плиту ростверка (рис. 9.15).

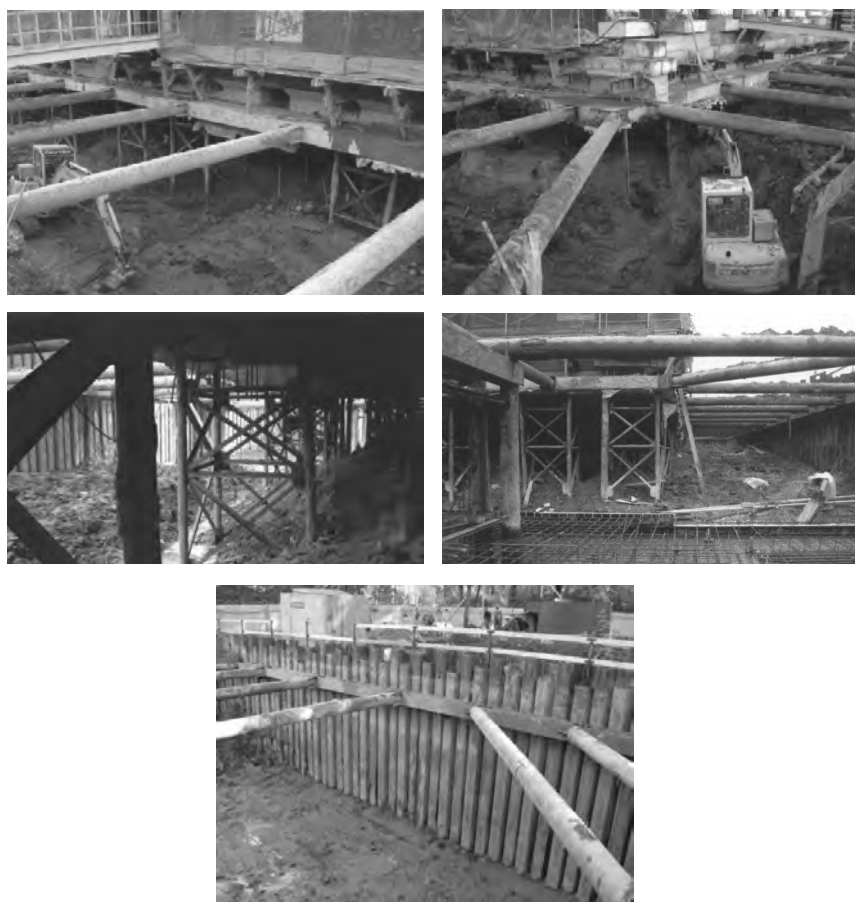


Рис. 9.12. Эскавация котлована до отметки –6,0 м. Распорные трубы установлены между верхней плитой и шпунтовым ограждением. Идет откопка подземного объема под театром и вокруг него



Рис. 9.13. Характерное очертание прослоев грунта возле исторической деревянной сваи

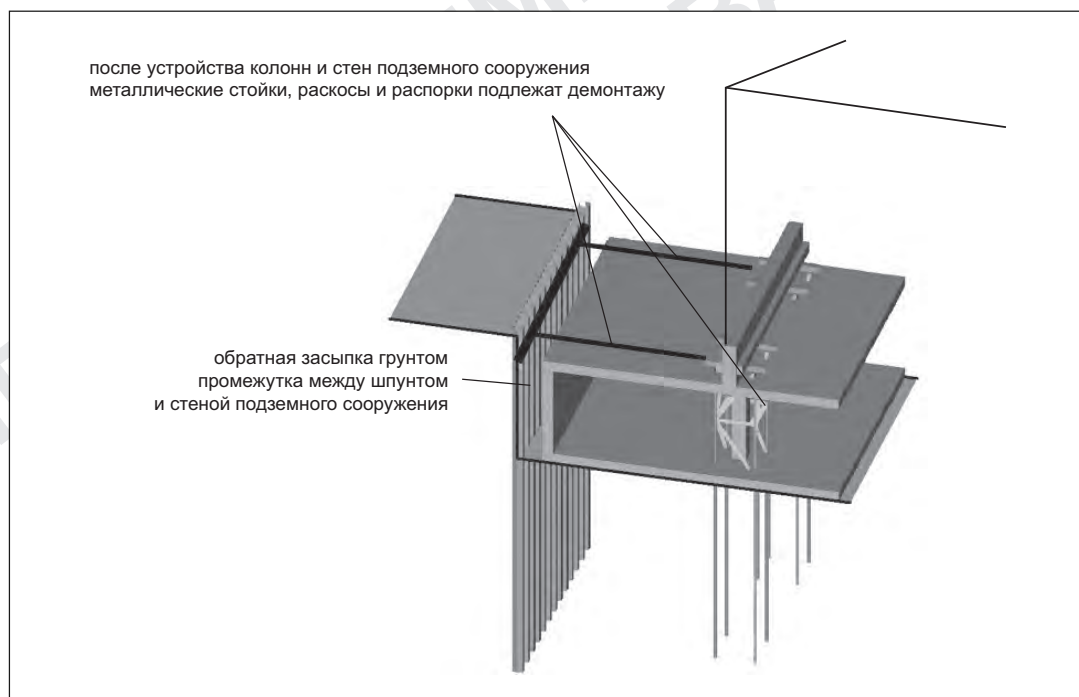


Рис. 9.14. Бетонирование стен и колонн подземного сооружения



Рис. 9.15. Устройство конструкций подземного сооружения

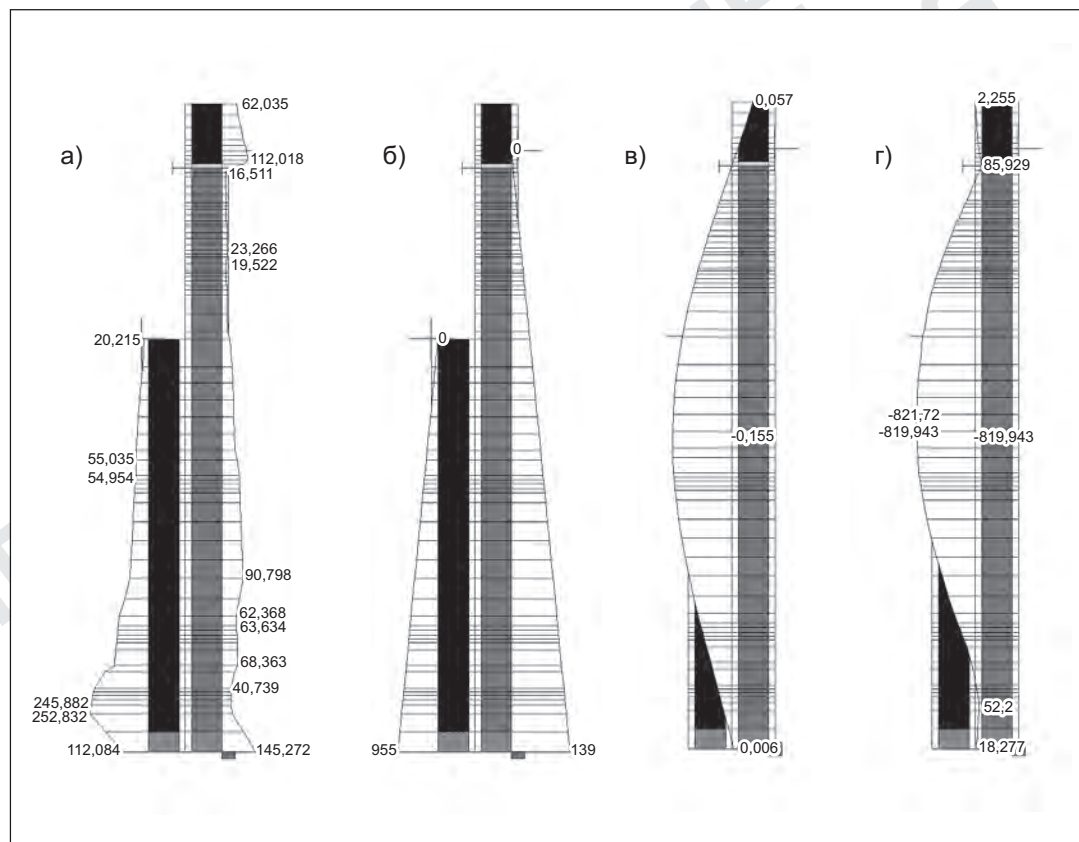


Рис. 9.16. Результаты расчета ограждения котлована численно-аналитическим методом: а — эпюры давления грунта (кПа); б — эпюры давления воды в дренированной постановке (кПа); в — перемещения ограждения (м); г — эпюры моментов в шпунте (кНм)

9.1.4. Геотехническое обоснование проектного решения

Для оценки строительной ситуации на рассматриваемом объекте реконструкции использовались расчеты в трех постановках:

- аналитический расчет с одним уровнем распорных креплений;
- численно-аналитический расчет с коэффициентами постели, вычисленными по формуле (6.6);
- вязкопластическая модель работы грунта с решением задачи методом конечных элементов в плоской постановке.

Расчеты, выполненные аналитическим методом, показали необходимость устройства ограждения котлована глубиной не менее 15 м, а с учетом локального понижения кровли моренных отложений — не менее 17 м.

Результаты расчета шпунтового ограждения численно-аналитическим методом приведены на рис. 9.16, они практически совпадают с результатами аналитического расчета.

Это объясняется общностью постановок и большой зоной реализации предельного состояния грунта, при которой значения коэффициентов постели не оказывают существенного влияния на расчет.

Расчетная схема к расчету ограждения котлована по вязкопластической модели приведена на рис. 9.17 и 9.18. Расчет выполнялся по этапам с учетом длительности откопки котлована около шести месяцев (более быстрое выполнение откопки и возведение конструкций способствует уменьшению перемещений ограждения). На первом этапе выполнялось моделирование устройства пионерного котлована до уровня ниже распорных креплений. На втором этапе моделировалось устройство распорных креплений и экскавация грунта до про-

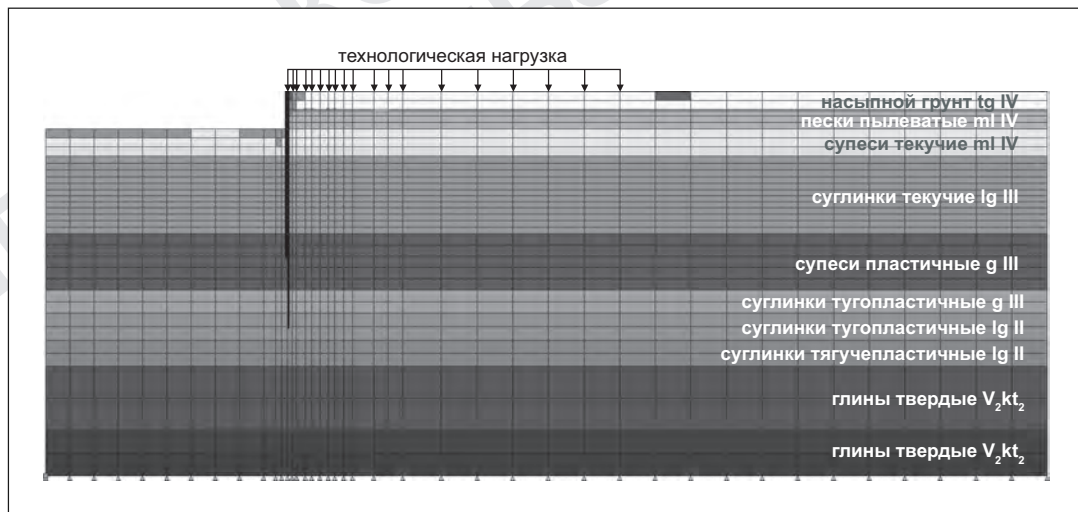


Рис. 9.17. Расчетная схема при расчете по вязкопластической модели на 1-м этапе (откопка пионерного котлована до уровня распорных креплений) с учетом нагрузки за пределами ограждения 20 кПа (2 т/м²)

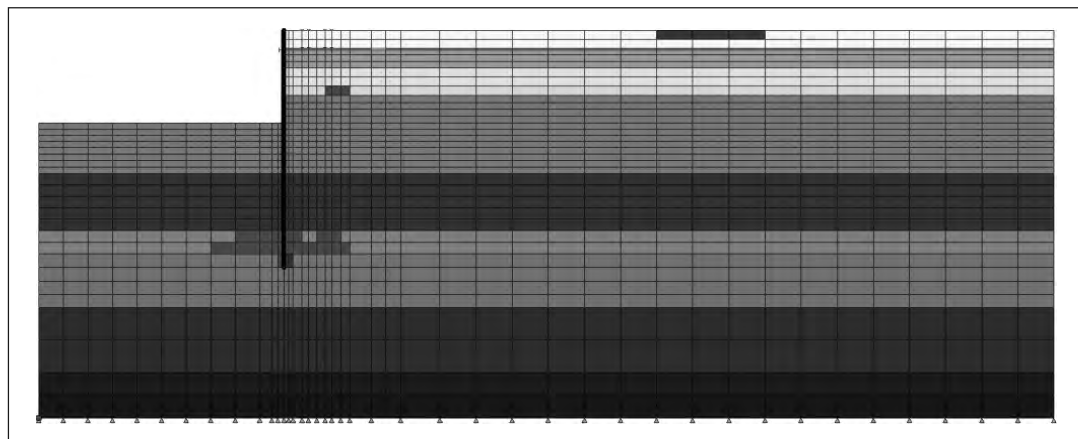


Рис. 9.18. Расчетная схема на 2-м этапе после установки распорных креплений и откопки котлована на проектную глубину

ектной отметки. В расчетах учитывалась нагрузка за пределами котлована 20 кН (2 т/м^2). Расчеты выполнялись по двум группам предельных состояний для исторической застройки: 1-я — при нарушении структурных связей в грунтах; 2-я — в предположении сохранения природного сложения грунта.

Как показали расчеты, выполненные по первой группе предельных состояний, величины перемещений ограждения котлована и изгибающих моментов в нем при расчете по вязкопластической модели при нарушении структурных связей близки к приведенным выше расчетам в аналитической и полуаналитической постановке. Максимальный момент в ограждении составит 1006 кНм/пм (101 тм/пм). Для восприятия такого момента необходим уси-

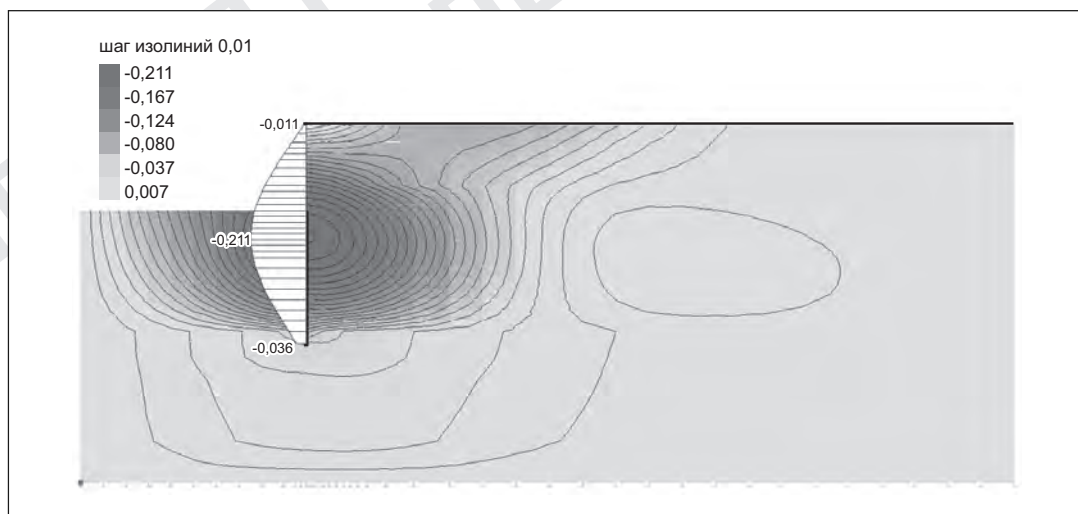


Рис. 9.19. Эпюра и изолинии горизонтальных перемещений (м) ограждения и массива грунта

ленный профиль шпунтового ограждения из спаренных шпунтовых свай Ларсен V, устанавливаемых через одну шпунтовую сваю. По результатам расчета усилие в распорном уровне составляет 446 кН/пм (45 т/м).

Как видно из рис. 9.19, ожидаемое перемещение шпунтового ограждения составляет около 20 см. Поскольку здание театра до откопки котлована пересекается на сваи и его жесткость обеспечивается устройством плиты жесткого диска, перемещения внешнего контура шпунта не являются опасными для конструкций театра.

Зона развития осадок за пределами шпунта при нарушении структурных связей в грунте по расчету составляет около 20 м (рис. 9.20). Здание дачи Клейнмихеля в этом случае может получить осадку 20 мм, что не опасно для его конструкций, но может повредить декор. Усилия в элементах ограждения котлована и в распорных конструкциях, определенные из расчета по 1-й группе предельных состояний для соседней застройки, были приняты во внимание при определении сечений этих конструктивных элементов.

Расчеты по 2-й группе предельных состояний для исторической застройки (в предположении сохранения природного сложения грунта) позволили определить, что горизонтальные смещения ограждения котлована в течение шести месяцев составят 30 мм, а дополнительная осадка здания дачи Клейнмихеля не превысит 10 мм, что удовлетворяет установленному критерию по сохранности декора.

В целях сохранения природного сложения грунтов в проекте мониторинга был предусмотрен постоянный контроль за параметрами колебаний при устройстве свай усиления, разборке бутовых фундаментов, вибропогружении шпунтового ограждения котлована. Кроме того, в состав мониторинга на площадке включался регулярный контроль за уровнем грунтовых вод на прилегающей к котловану территории, измерения осадки и крена зданий театра, дачи Клейнмихеля и ее ограды, наблюдения за горизонтальными смещениями ограждения котлована.

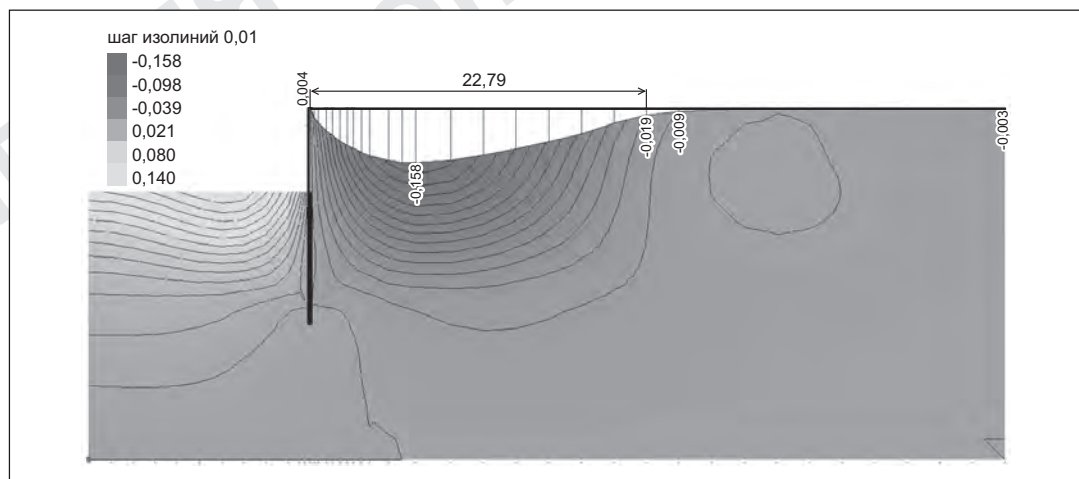


Рис. 9.20. Эпюра и изолинии вертикальных перемещений (м) массива грунта

9.1.5. Результаты мониторинга

Натурные измерения позволили оценить работоспособность предложенной методики проектирования и эффективность всей концепции геотехнического сопровождения.

Прежде всего, следует отметить, что благодаря мониторингу в течение всего периода ведения строительных работ удавалось исключать проявления динамических воздействий, превышающих допустимый уровень ускорений колебаний ($0,15 \text{ м/с}^2$). Ограждение котлована было выполнено с надлежащим качеством и обеспечило сохранение природного уровня грунтовых вод. Максимальная осадка здания театра составила 24 мм, при этом не наблюдалось сколько-нибудь опасной ее неравномерности (рис. 9.21). После передачи нагрузки от здания на сваи усиления ситуация с осадкой стала полностью управляемой: при необходимости можно было выровнять здание, регулируя стопорные гайки на штангах свай. Благодаря высокой культуре производства работ и надежному проектному решению эти меры не понадобились.

Горизонтальные смещения шпунтового ограждения котлована составили 25...30 мм, а осадки дачи Клейнмихеля не превысили 9 мм (рис. 9.22). Интересно отметить, что наибольшую опасность для этого здания представлял не котлован соседнего театра, а сезонные явления, связанные с действием касательных сил морозного пучения в зимний период и с последующим оттаиванием.

Таким образом, проектирование подземного сооружения по двум группам предельных состояний для соседних зданий обеспечило не только безопасность конструкций исторических

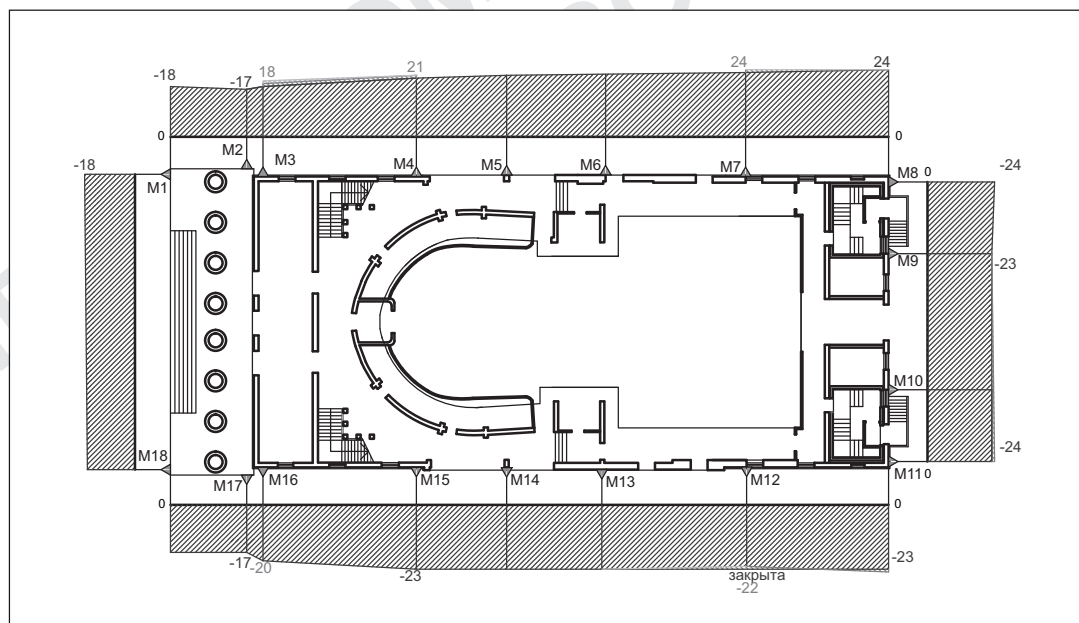


Рис. 9.21. Эпюры осадки здания Каменоостровского театра

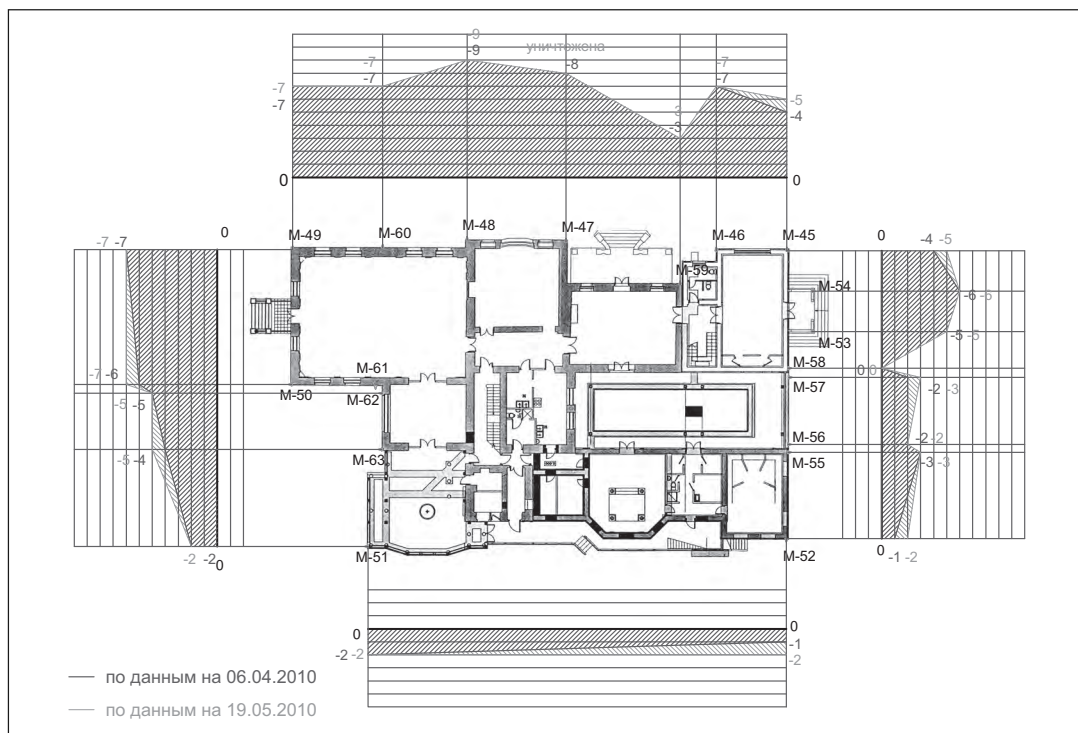


Рис. 9.22. Эпюры осадки здания дачи Клейнмихеля

зданий, но и сохранность их интерьеров, а мониторинг способствовал предотвращению нарушения структурных связей в грунте при ведении всех видов строительных работ на площадке.

9.2. Подземный паркинг на Почтамтской улице

9.2.1. Задачи, решаемые при реконструкции

При глубокой реконструкция комплекса зданий в историческом центре Санкт-Петербурга (реконструкцию проводило ООО «Галакси») предполагалось сохранить исторические строения, расположенные по красной линии Почтамтской улицы и возвести на месте малоценной дворовой застройки деловой центр Quattro Corti. Современное здание такого назначения требует обязательного устройства паркинга. Особенностью условий строительства и реконструкции в центре города является не только стесненность участка в плане, но и жесткое ограничение высоты здания. Для данного объекта, расположенного в квартале между Исаакиевской площадью и Почтамтским переулком, было выдвинуто требование: новые строения во дворах не должны просматриваться с окружающих улиц и площадей. Следует отметить, что архитекторы итальянской студии Piuarch виртуозно справились с

этой сложной задачей. Шестиэтажное здание, с верхнего этажа которого открывается панорамный вид на Исаакиевский собор, остается «невидимкой», не искажая исторический облик уголка старого города.

В таких сложных градостроительных условиях совершенно естественно желание разместить паркинг в подземном пространстве. Для нормальной эксплуатации здания требовалось предусмотреть 120 машиномест. Для этого внутри освобожденного от малопривлекательной застройки контура двора требовалось устроить двухэтажный подземный объем в плотном примыкании к соседним историческим зданиям и сохраняемым строениям по Почтамтской улице. Реализация такого решения после проведенной серии натурных исследований, изложенных выше, в главах 4 и 7, вполне возможна, но сопряжена с высокой стоимостью ограждения котлована и системы его крепления, параметры которых диктуются требованиями по обеспечению безопасности окружающей застройки.

Окружающая площадку застройка представляет собой разновысотные кирпичные здания постройки XIX в. на ленточных бутовых фундаментах, 2–3-й категории технического состояния (рис. 9.23), что ограничивает допустимую дополнительную осадку значениями 2...3 см.

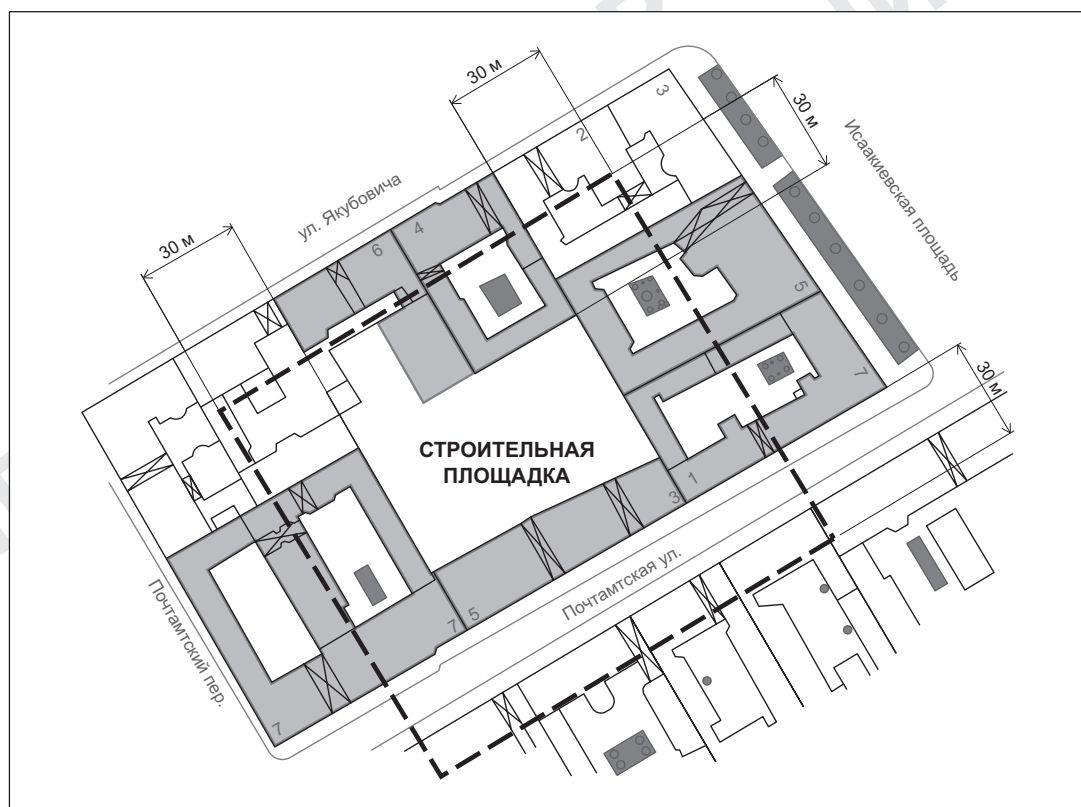


Рис. 9.23. Ситуационное положение площадки реконструкции (пунктирной линией очерчена возможная зона риска)

Более экономически эффективные и безопасные технические решения могут быть найдены, когда одновременно с архитектором в формировании концепции устройства подземной части здания принимают участие специалисты в области механики грунтов и проектирования конструкций. На данном объекте благодаря комплексному анализу архитектурно-планировочных особенностей здания рассматриваемого назначения, градостроительных и инженерно-геологических условий участка строительства, удалось найти оптимальный вариант компоновки подземного паркинга.

По всей площади освобожденного от строений двора был предусмотрен цокольный этаж (с заглублением всего на 2 м от дневной поверхности). Внутри него устраивалась встроенная механизированная подземная парковка («парк-сейф») с размерами 50,8×21 м и глубиной 7 м. В результате глубокий подземный объем отодвигался от межевых стен сохраняемых зданий на расстояние от 6 до 14 м, что существенным образом снижало материалоемкость и стоимость конструкций ограждения котлована и системы крепления. Это позволяло оптимальным способом решить поставленную задачу — разместить 121 парковочное место в подземном пространстве, из которых 62 — в «парк-сейфе».

9.2.2. Инженерно-геологические условия площадки

В геологическом строении участка до глубины бурения 40 м принимают участие озерно-морские (ml IV), озерно-ледниковые (lg III) и ледниковые отложения (g III), перекрытые с поверхности техногенными образованиями.

Под насыпными грунтами мощностью 1,8...2,6 м залегают озерно-морские отложения, представленные песками пылеватыми и плотными, влажными и насыщенными водой, мощностью 1,4...3,4 м, супесями пылеватыми пластичными, мощностью 4,5 м и суглинками текучими, мощностью 2,9...5,7 м. Ниже распространены озерно-ледниковые суглинки ленточные слоистые, текучие, с прослоями текучепластичных, мощностью 4,6...7,0 м. Они подстилаются ледниковыми отложениями, представленными суглинками мягкопластичными, с прослоями песков крупных, насыщенных водой, с редким гравием и галькой, мощностью 3,0...8,5 м, суглинками тугопластичными, с линзами супесей пластичных, с прослоями песков крупных, с редким гравием и галькой, мощностью 2,0...13,5 м, суглинками полутвердыми, с прослоями песков, с редким гравием и галькой, залегающими в виде линз, мощностью 1,5...3,5 м.

Физические характеристики грунтов приведены в табл. 9.3.

Гидрогеологические условия участка характеризуются наличием подземных безнапорных вод, приуроченных к четвертичным отложениям — к морским пескам и к прослоям песков в супесях и суглинках озерно-ледникового и ледникового генезиса, их зеркала находятся на глубине 1,8...2,5 м (абс. отм. +0,58...+1,60).

Характеристики, полученные по аппроксимации графиков трехосных испытаний образцов грунта (рис. 9.24...9.27), которые необходимы для расчетов основания с использованием вязкопластической модели, приведены в табл. 9.4.

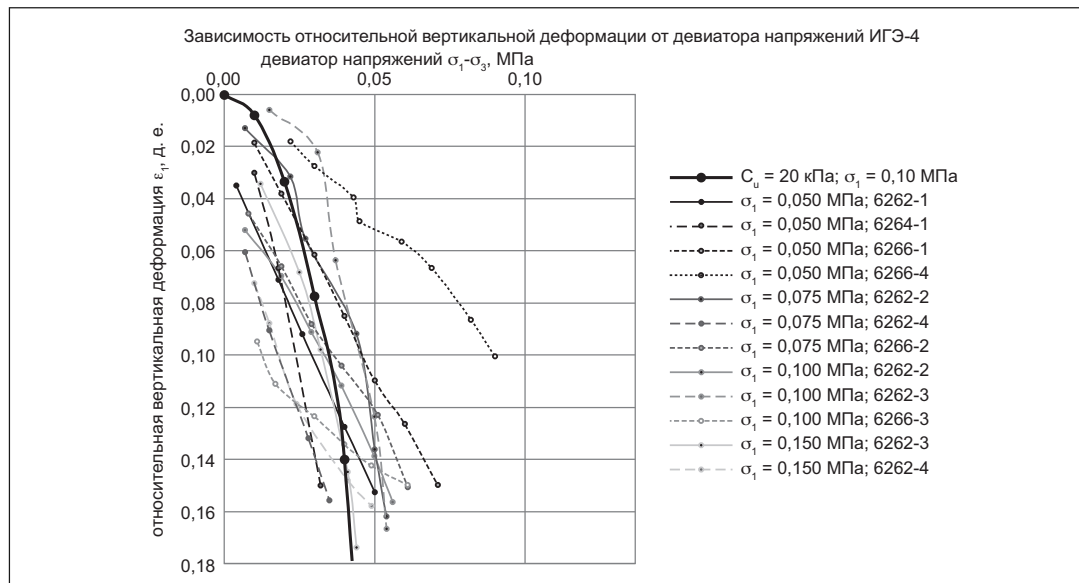


Рис. 9.24. Графики трехосных испытаний для слоя ИГЭ 4 (жирная линия — аппроксимация для расчетов по вязкопластической модели)

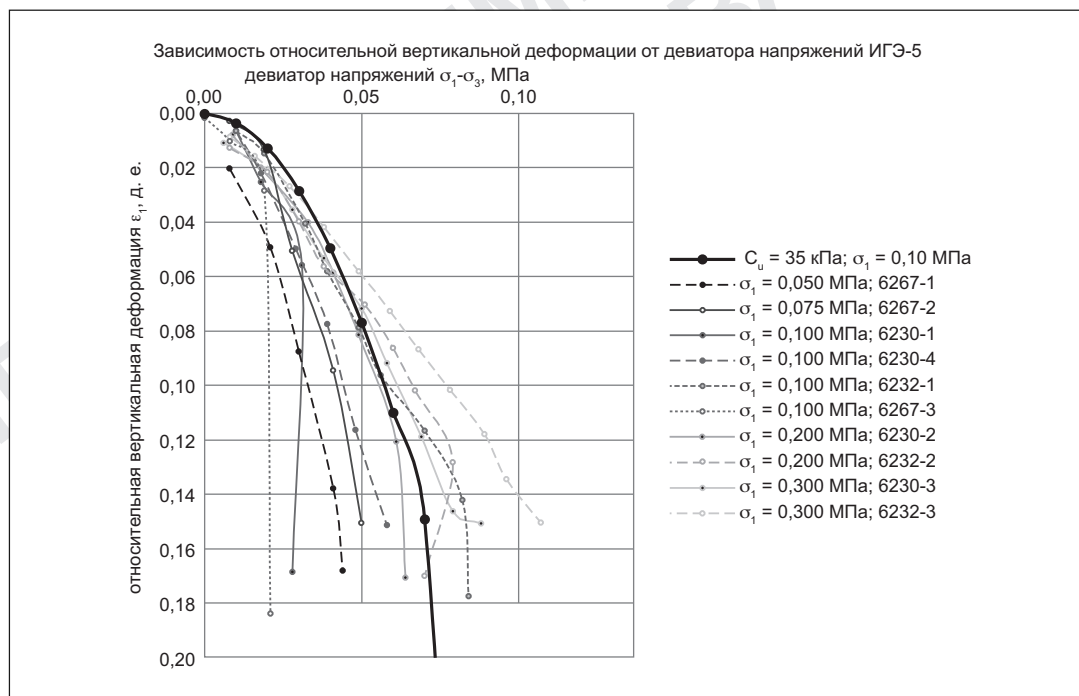


Рис. 9.25. Графики трехосных испытаний для слоя ИГЭ 5 (жирная линия — аппроксимация для расчетов по вязкопластической модели)

Таблица 9.3

Физические характеристики грунтов площадки на Почтамтской улице

№ п/п	Наименование грунта	Геол. индекс	γ , кН/м ³	W	I_p	I_L	e
1	Насыпной грунт	tg IV					
2	Пески пылеватые средней плотности	ml IV	19,3	Нас.	—	—	0,75
2a	Пески пылеватые плотные	ml IV	21,0	Нас. водой	—	—	0,55
3	Супеси пластичные	ml IV	20,9	0,2	0,06	1	0,546
4	Суглинки текучие	ml IV	19,0	0,25	0,14	1,3	0,876
5	Суглинки ленточные и слоистые текучие, с прослоями текучепластичных	lg III	18,3	0,35	0,15	1,21	1,053
6	Суглинки мягкопластичные	g III	20,0	0,27	0,14	0,6	0,679
7	Суглинки тугопластичные	g III	20,5	0,15	0,15	0,4	0,609
8	Суглинки полутвердые	g III	20,5	0,09	0,16	0,22	0,600

Таблица 9.4

Расчетные параметры вязкопластической модели для площадки реконструкции на Почтамтской улице

№ ИГЭ	Геол. индекс	γ , кН/м ³	E , кПа	σ_{z1} , кПа	σ_{z2} , кПа	p_0 , кПа	E_0 , кПа
2	ml IV	19,3	9 000	100	200	10	45 000
2a		21,0	28 000	100	200	10	140 000
3		20,9	9 000	100	200	10	45 000
4		19,0	6 000	100	200	10	30 000
5	lg III	18,3	6 000	100	200	10	30 000
6	g III	20,0	12 000	100	200	10	60 000
7		20,5	15 000	100	200	10	75 000
8		20,5	18 000	100	200	10	90 000
№ ИГЭ	μ	c_u , кПа	φ°	φ^{*o}	γ_c	n	η_0 , кПа×сут
2	0,3	2	28	28	0,1	10	0
2a	0,3	2	35	35	0,1	10	0
3	0,3	50	25	0	0,225	2	1 825 000
4	0,3	20	4	0	0,225	2	73 000
5	0,3	35	8	0	0,225	2	1 277 500
6	0,3	66	10	0	0,225	2	2 409 000
7	0,3	150	19	0	0,225	2	5 475 000
8	0,3	170	19	0	0,225	2	6 205 000

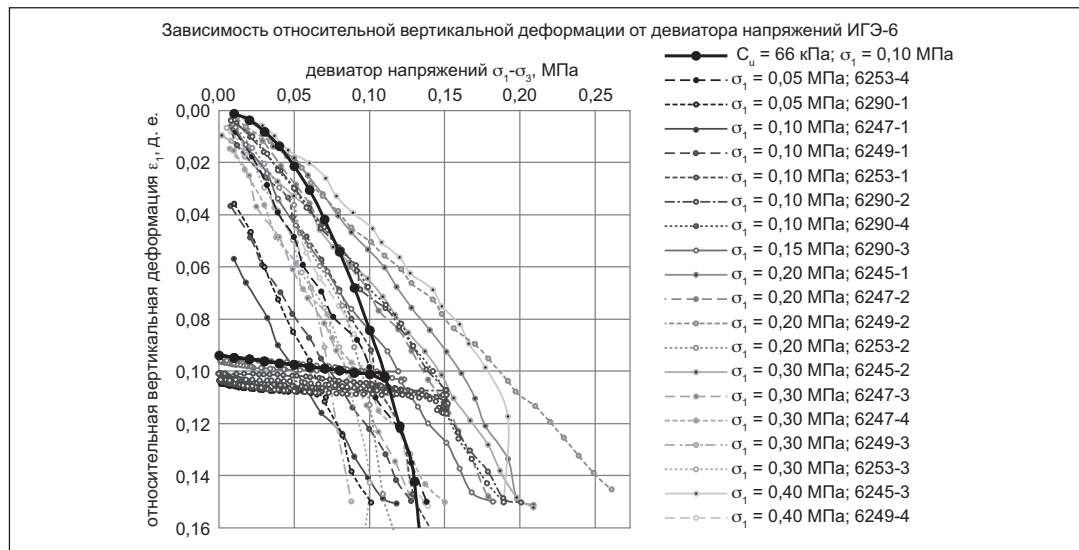


Рис. 9.26. Графики трехосных испытаний для слоя ИГЭ 6 (жирная линия — аппроксимация для расчетов по вязкопластической модели)

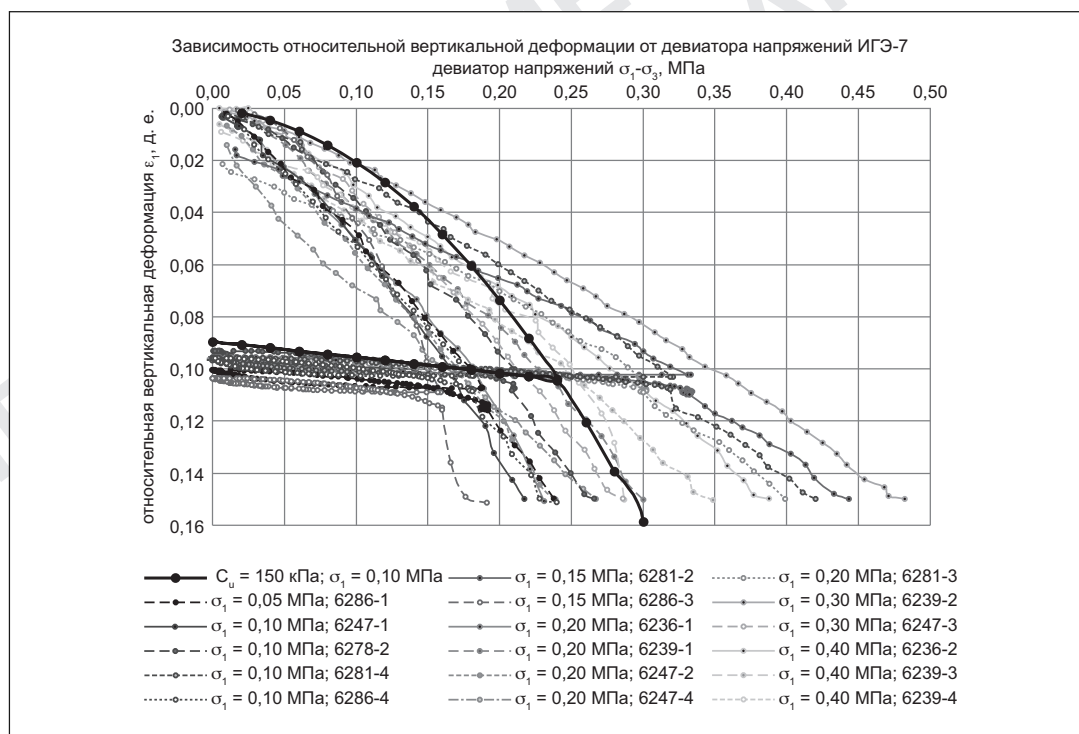


Рис. 9.27. Графики трехосных испытаний для слоя ИГЭ 7 (жирная линия — аппроксимация для расчетов по вязкопластической модели)

9.2.3. Геотехническое обоснование концепции устройства подземного объема

В связи с непосредственным примыканием к существующей застройке, осадка которой не должна превышать 2 см для 3-й категории технического состояния, встраиваемая часть здания с размерами в плане 70,5×60,5 м возводилась на свайном фундаменте из буронабивных свай.

Расчеты системы «здание — подземное сооружение — свайные фундаменты — основание», выполненные с использованием вязкопластической модели (рис. 9.28), позволили определить, что при варьировании глубины заложения свай 22, 26, 30, 34 м максимальная осадка здания изменяется соответственно от 21 до 17 мм, а дополнительная осадка окружающей застройки — от 11 до 9 мм. На рис. 9.29 приведены изолинии осадки здания и окружающей территории для принятой в проекте длины свай 26 м, опирающихся на слой тугопластичных моренных суглинков (рис. 9.30).

Итак, составляющая дополнительной осадки прилегающей исторической застройки, обусловленная постоянным статическим воздействием веса возводимого здания, не превышает 1 см. Теперь следует оценить другую составляющую осадки, связанную с устройством подземного объема. Проектом предполагалось вскрытие котлована на глубину 2,5 м для устройства цокольного этажа в непосредственной близости от сохраняемых фундаментов и на глубину до 7,8 м в центральной части для устройства «парк-сейфа».

В связи с тем, что средний уровень грунтовых вод находится на глубине 2,5 м, для откопки котлована цокольного этажа не требуется устройство водонепроницаемого экрана. Однако

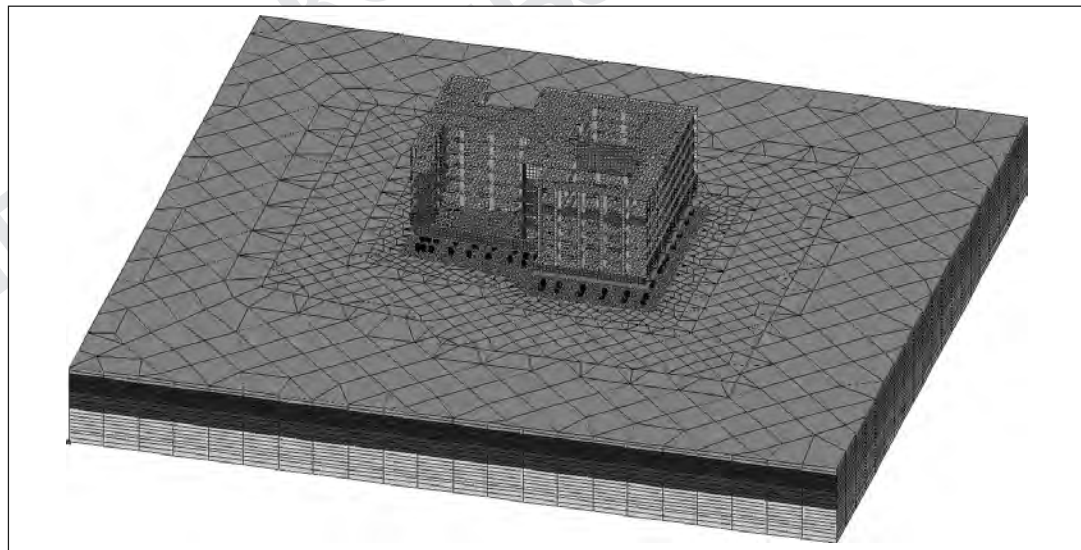


Рис. 9.28. Расчетная схема «здание — подземное сооружение — свайные фундаменты — основание»

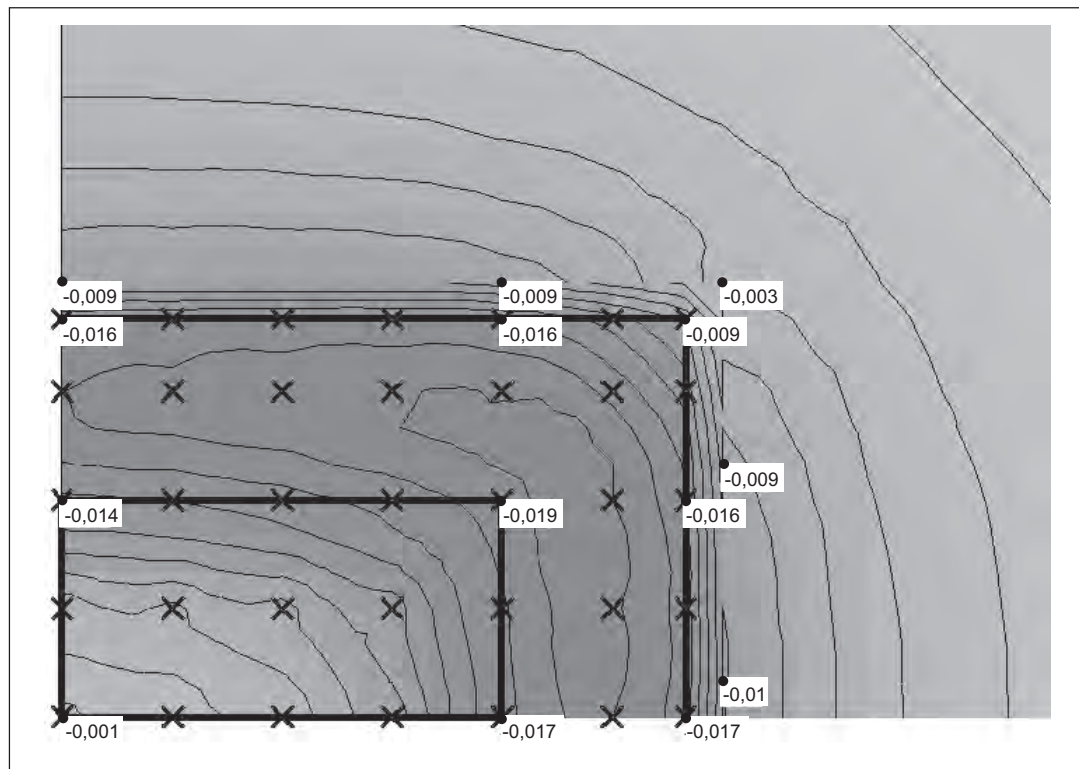


Рис. 9.29. Осадка здания и окружающей территории при длине свай 26 м

дно котлована находится на уровне заложения подошвы фундаментов окружающих зданий, поэтому необходимо их превентивное усиление. Был принят вариант закрепления массива грунта под подошвой существующих фундаментов с использованием струйной технологии (jet grouting), обеспечивающей увеличение глубины и ширины фундамента (рис. 9.31). Величина зоны закрепления грунта назначалась из условия ограничения давления по подошве усиленного фундамента величиной расчетного сопротивления грунта и выполнения условия по прочности грунта по 1-й группе предельных состояний. Суть закрепления состоит в замещении части грунта в основании цементным раствором, с созданием массива укрепленного цементогрунта, по прочности соответствующего бетону класса В10.

Ограждение котлована «парк-сейфа» глубиной 7,8 м выполнялось из стального трубчатого шпунта, погружаемого на глубину 12 м от поверхности земли. Внутри шпунтового ограждения до откопки котлована было предусмотрено устройство противофильтрационной завесы на глубинах с 9 до 11 м, изготавливаемой по технологии jet grouting, которая выполняла также роль горизонтальной распорки, воспринимающей давление грунта при откопке котлована. Создаваемый цементогрунтовый материал должен был обладать прочностью не менее 4,5 МПа. Раскрепление шпунта от горизонтальных смещений поверху осуществлялось с помощью железобетонной плиты ростверка цокольного этажа на отметке +1,650 (рис. 9.32).

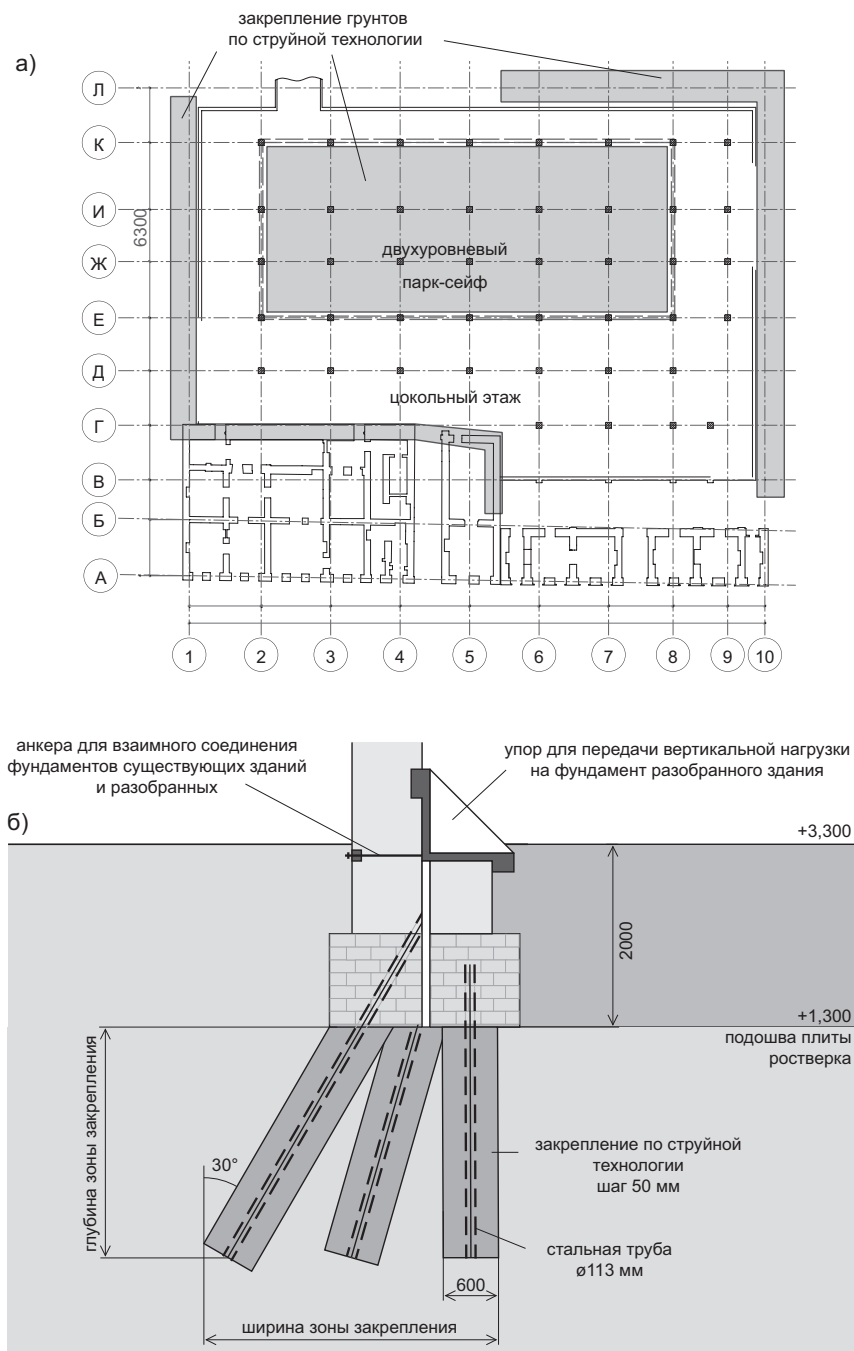


Рис. 9.31. Схема усиления грунта под подошвой фундаментов окружающих зданий с помощью технологии jet grouting: а — план; б — характерный разрез

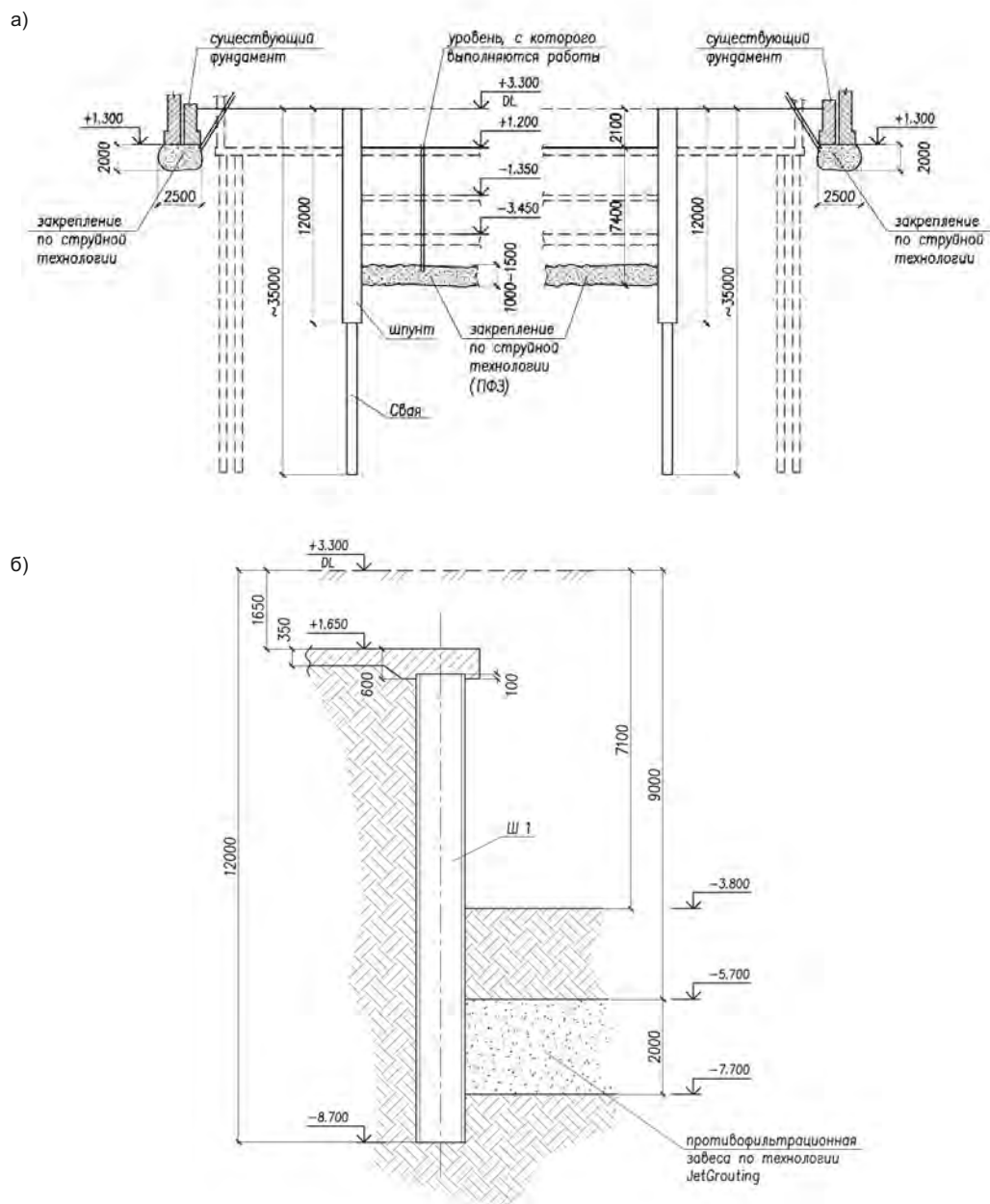


Рис. 9.32. Схема устройства котлована «парк-сейфа»: а — поперечный разрез котлована; б — деталь

Численное моделирование с помощью вязкопластической модели осуществлялось в несколько шагов:

- 1-й — моделирование объемного напряженного состояние в массиве грунта;
- 2-й — моделирование осадок зданий окружающей застройки;
- 3-й — усиление основания окружающих зданий, устройство свайного основания под всем зданием, шпунтового ограждения и закрепленного слоя грунта;

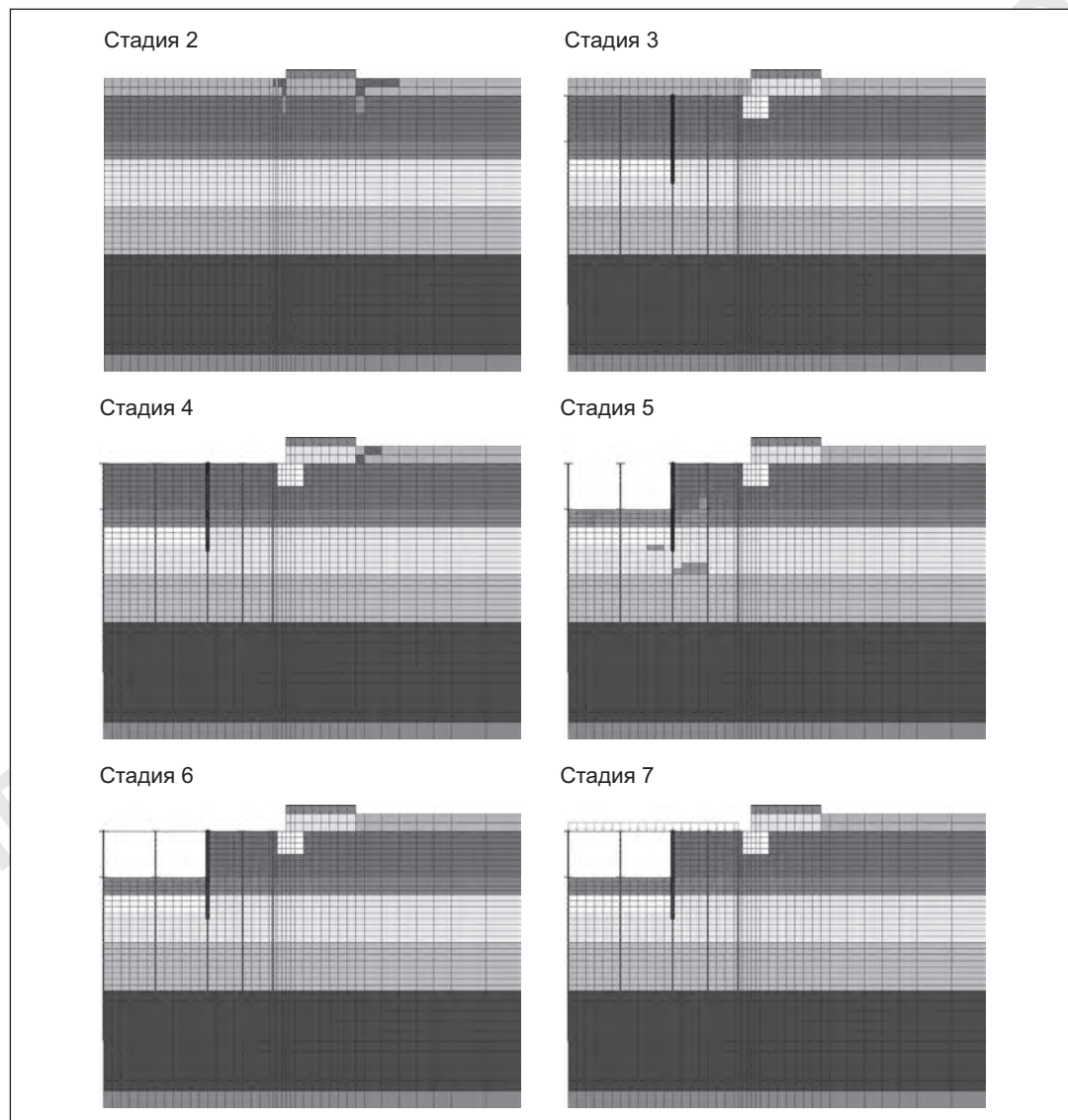


Рис. 9.33. Стадии возведения здания

- 4-й — откопка котлована по всей площади здания на глубину 2 м и устройство монолитной плиты ростверка — три месяца;
 - 5-й — откопка котлована под «парк-сейф» — три месяца;
 - 6-й — устройство монолитных конструкций нулевого цикла — три месяца;
 - 7-й — возведение надземных конструкций здания — девять месяцев;
 - 8-й — окончательная отделка здания — три месяца;
 - 9-й — стадия эксплуатации здания.
- Итого расчетный суммарный срок строительства составлял 24 месяца (два года).

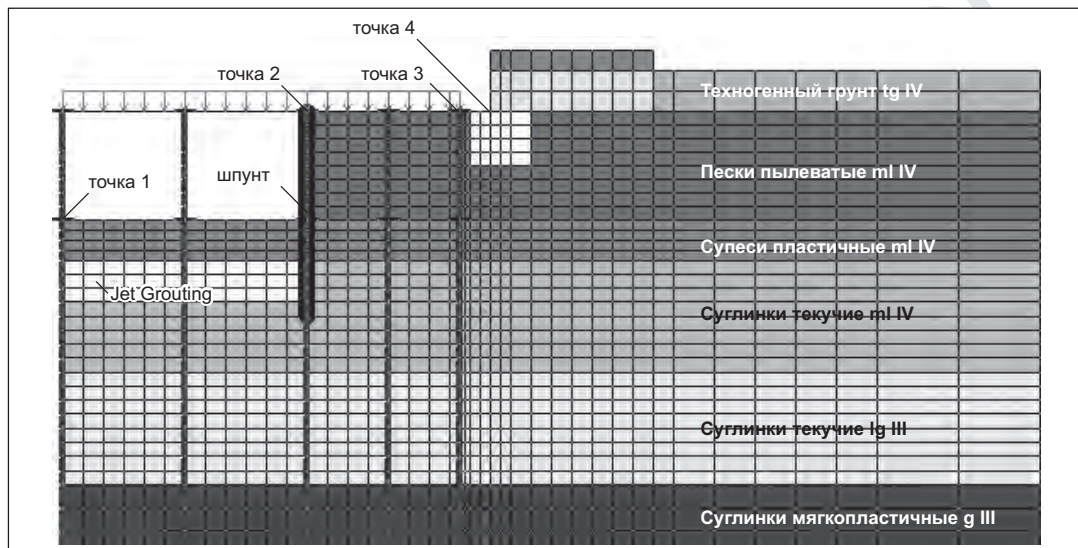


Рис. 9.34. Схема расположения характерных точек, для которых построены графики во времени

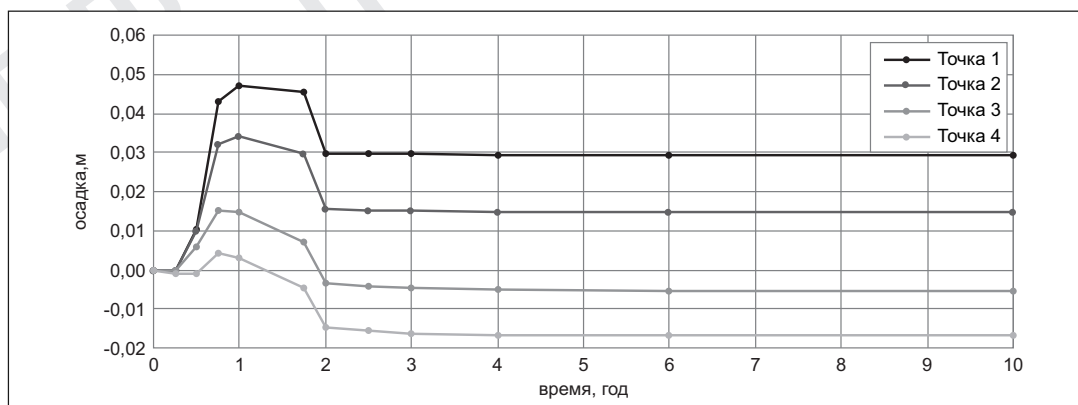


Рис. 9.35. Расчетные графики развития осадки во времени (расположение точек см. на рис. 9.34)

Расчетные схемы на различных стадиях строительства здания приведены на рис. 9.33. На рис. 9.34 представлена схема характерных точек, по которым построены графики роста осадки во времени (рис. 9.35).

Анализ графиков развития осадки во времени показывает, что основные деформации здания протекают в первые два-три года. При откопке котлована наблюдается поднятие поверхности в центральной части площадки до 5 см, сопровождающееся смещением вверх окружающих строений до 0,5 см. При последующем нагружении основания весом проектируемого здания происходит осадка основания. При этом суммарная осадка здания по краю составила до 0,5 см, а осадка окружающей застройки — 1,8 см.

9.2.4. *Выполнение работ и результаты мониторинга*

Все работы по реконструкции велись в сопровождении мониторинга за сохранностью окружающих зданий.



Рис. 9.36. Демонтаж конструкций внутридворовых флигелей

Работы начались с демонтажа внутридворовых аварийно-деформированных флигелей (рис. 9.36). После этого было выполнено закрепление грунта под подошвами фундаментов окружающих зданий (рис. 9.37).

По результатам испытаний средняя прочность на сжатие цементогрунта, созданного под подошвами фундаментов межевых стен зданий, составляла 13,3 МПа, а среднее значение модуля упругости — 854 МПа.

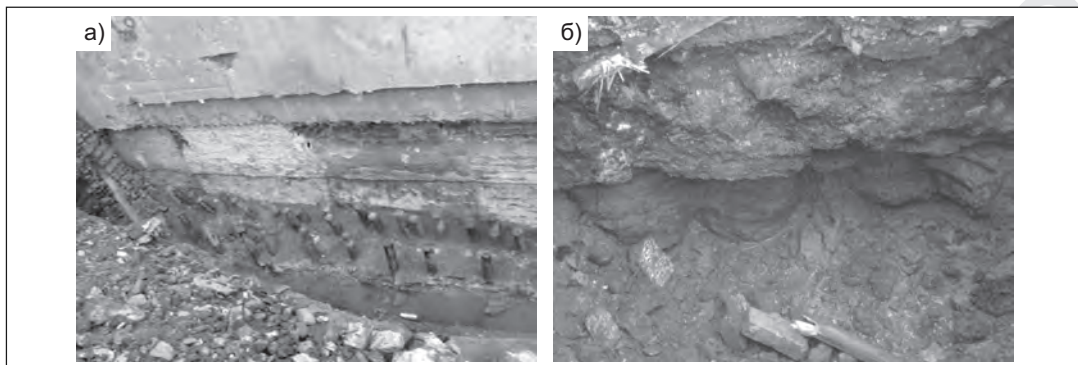


Рис. 9.37. Закрепление грунта под фундаментами окружающих зданий: а — размещение вертикальных столбов закрепленного грунта, армированных металлическими трубами (см. рис. 9.31); б — контрольное вскрытие шурфов

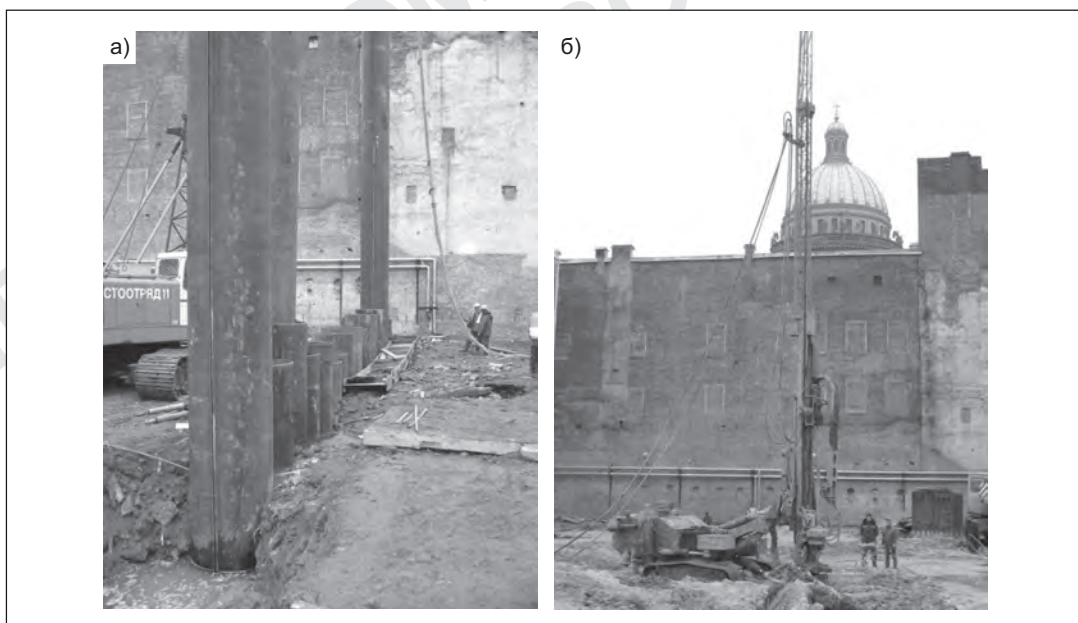


Рис. 9.40. Погружение шпунтового ограждения (а) и закрепление грунта по струйной технологии (б)

292

Далее выполнялось вибропогружение шпунта и закрепление слоя грунта внутри шпунтового ограждения ниже проектируемого днища (рис. 9.40), после чего осуществлялась откопка котлована на проектную глубину и устройство конструкций подземной части здания (рис. 9.41).

Закрепление грунтов для устройства плиты днища котлована выполнялось по двухкомпонентной технологии струйной цементации. Устройство jet-элементов на площадке реконструкции реализовывалось в шахматном порядке по сетке с ячейкой $\approx 0,9$ м. По данным лабораторных испытаний предел прочности на сжатие выбуренных кернов цементогрунта варьировался от 5,7 до 7,4 МПа.

Результаты геодезического мониторинга (рис. 9.42) показали, что осадка фундаментов примыкающих зданий не превысила 9 мм.

Таким образом, реализованное проектное решение обеспечило защиту ветхих окружающих зданий от опасных деформаций в сложных инженерно-геологических условиях стесненной площадки и позволило построить в центре города современное сооружение с подземным паркингом, не искажающее сложившийся архитектурный облик города (рис. 9.43).

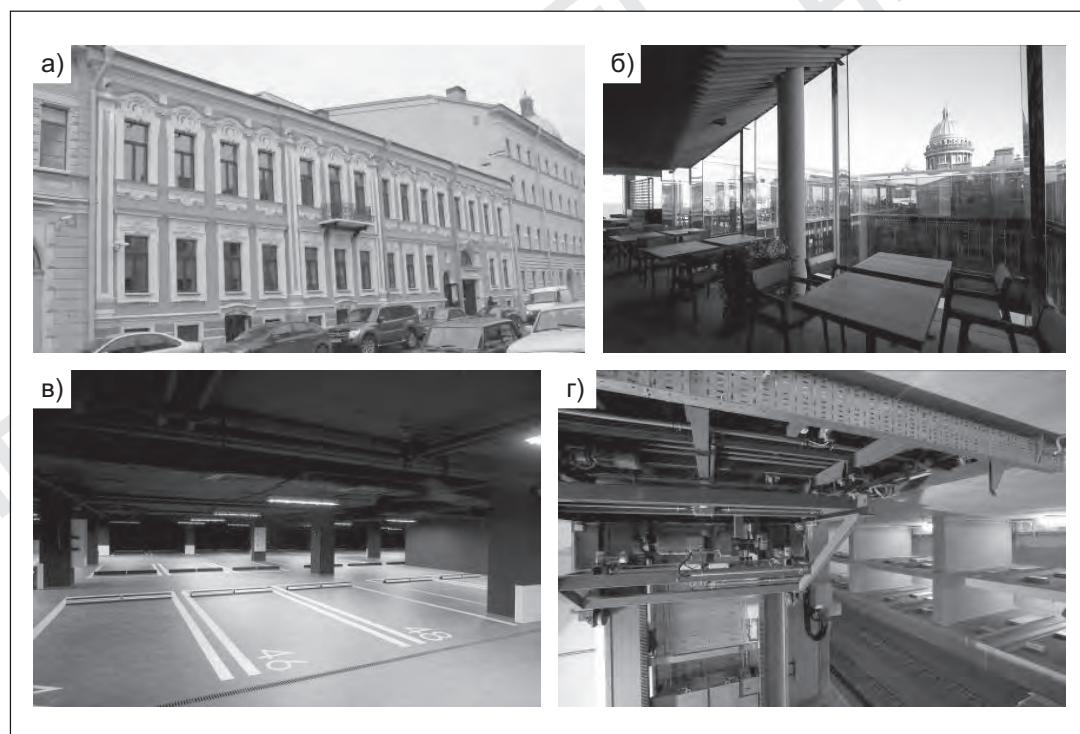


Рис. 9.43. Дом на Почтамтской улице после реконструкции:
а — отреставрированный фасад здания; б — вид с шестого этажа;
в — первый подземный уровень; г — «парк-сейф» на минус втором и третьем этажах

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Наиболее значимым фактором риска для существующей застройки на территории Санкт-Петербурга является воздействие природно-техногенных процессов, обусловленных строительной деятельностью, приводящих к нарушению природных структурных связей в водонасыщенных глинистых отложениях малой и средней степени литификации. Количественную оценку риска можно представить в виде интегрального критерия ограничения дополнительных деформаций соседней застройки (2.4), который лежит в основе предложенной концепции геотехнического сопровождения.

Деформации зданий и сооружений, возведенных на водонасыщенных глинистых грунтах, обусловлены не только процессом уплотнения, но и процессом формоизменения, который во многих практических случаях имеет определяющее значение. Для корректного прогноза изменения напряженно-деформированного состояния водонасыщенных глинистых отложений малой и средней степени литификации при техногенном нагружении необходимо применять модели с независимым описанием их поведения при уплотнении и формоизменении. В предложенной вязкопластической модели набор зависимостей объемных деформаций и деформаций формоизменения соответственно от объемного тензора и девиатора напряжений полностью определяет вектор пластической деформации при заданном приращении напряжений.

Деформациям формоизменения, как и деформациям уплотнения, свойственно развитие во времени, причем скорость деформаций сдвига тем выше, чем в большей степени нарушена структура грунта по отношению к природному сложению. Вязкопластическая модель грунта рассматривает развитие во времени не только деформаций уплотнения, но и деформаций формоизменения. Объемные деформации определяются соотношениями фильтрационной консолидации (имеющей ограниченное значение вследствие проявления градиента начала фильтрационной консолидации), а скорость развития деформаций формоизменения описывается с помощью переменного коэффициента вязкости.

Параметр вязкости определяется путем обратного анализа данных натурных наблюдений. Для водонасыщенных глинистых отложений малой и средней степени литификации, характерных для территории Санкт-Петербурга, по результатам анализа натурных наблюдений определены значения параметра начальной вязкости для грунтов природного сложения и при нарушении структурных связей в результате воздействий, обусловленных строительной деятельностью. Все остальные параметры предложенной расчетной модели определяются из стандартных лабораторных испытаний.

Статистический анализ расчетов осадки зданий, за которыми велись длительные геодезические измерения, свидетельствует о том, что при использовании предложенной модели ошибка в определении осадки зданий в Санкт-Петербурге снижается до 10%. Сравнение результатов натурных исследований глубоких котлованов и расчетов с применением предложенной модели демонстрирует удовлетворительную точность в описании развития деформаций основания с учетом фактора времени, что позволяет использовать эту модель для расчета подземных сооружений, в том числе в условиях плотной городской застройки.

Описание реологических свойств водонасыщенных глинистых отложений малой и средней степени литификации с помощью переменной вязкости, убывающей до минимума по мере возрастания сдвигающих напряжений, позволяет отобразить в рамках расчетной модели с одним и тем же набором параметров, описывающих поведение грунта, различные по продолжительности квазистатические воздействия: проявление эффектов медленного развития деформаций основания при небольших сдвигающих напряжениях (что характерно для зданий, претерпевающих осадку в течение десятилетий), более интенсивного развития деформаций при возрастании напряжений сдвига (что имеет место при устройстве глубоких котлованов) и быстрого разрушения при напряжениях на пределе прочности (что свойственно таким относительно быстрым процессам, как осадка свай или штампа при испытании, технологическим процессам при изготовлении свай и пр.).

Предложенная расчетная модель грунта автоматически, естественным образом локализует активную зону в основании зданий и сооружений, чему способствует интенсивное затухание с глубиной объемных деформаций и деформаций сдвига соответственно при уменьшении градиента напора и девиатора напряжений, в связи с чем исчезает необходимость в ее искусственном ограничении и появляется возможность моделировать в рамках одной расчетной схемы взаимное влияние зданий на разнотипных фундаментах, а также зданий и глубоких котлованов.

Геотехническое сопровождение нового строительства или реконструкции на урбанизированной территории благодаря применению вязкопластической модели становится эффективным инструментом по обеспечению безопасности соседней застройки, поскольку позволяет расчетным путем определить статические составляющие дополнительной осадки (недостающие технологические компоненты осадки могут определяться посредством технологических испытаний и контролироваться в ходе мониторинга); тем самым становится возможным на практике обеспечить соблюдение интегрального критерия по ограничению всей совокупности дополнительной осадки соседней застройки.

Обеспечение безопасности окружающей застройки при проектировании глубоких котлованов (конструкций ограждения и систем раскрепления) достигается расчетом этой застройки по двум группам предельных состояний: расчет по второй группе предельных состояний осуществляется исходя из критерия (2.4), при условии сохранения природной структуры грунта (что в рамках расчетной модели характеризуется параметром начальной вязкости), а расчет по первой группе предельных состояний — в предположении полного нарушения структурных связей (чему в рамках расчетной модели соответствует минимальное значение начальной вязкости).

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. **Абелев М.Ю.** Слабые водонасыщенные глинистые грунты как основания сооружений. М.: Стройиздат, 1973. 288 с.
2. **Абелев М.Ю.** Строительство промышленных и гражданских зданий на слабых водонасыщенных грунтах. М.: Стройиздат, 1983. 247 с.
3. **Агишев И.А.** Зависимость между пористостью и модулем деформации, установленная полевыми испытаниями грунтов // Основания и фундаменты: научно-технический бюллетень. М.: Государственное издательство по строительным материалам. 1957. № 20. С. 24–27.
4. **Антонов В.В.** Гидрогеологические критерии обоснования ограничений на освоение территории Санкт-Петербурга. Школа экологической геологии и рационального недропользования. СПб., 2004. С. 71–77.
5. **Арье А.Г.** К вопросу о существовании начального градиента фильтрации // Формирование подземных вод как основа гидрогеологических прогнозов: материалы 1-й Всесоюзной гидрогеологической конференции. М.: Наука, 1982. Т. 1. С. 131–138.
6. **Арье А.Г.** Фильтрация жидкости в горных породах с учетом фазового взаимодействия // Исследование фильтрации через глинистые породы: сборник научных трудов. М., 1983. С. 58–64.
7. **Бондаренко Н.Ф.** Физика движения подземных вод. Л.: Гидрометеиздат, 1973. 215 с.
8. **Бондаренко Н.Ф., Нерпин С.В.** Соотношение между сдвиговой прочностью жидкостей в объеме и граничных слоях. Поверхностные силы в тонких пленках и дисперсных системах. М.: Наука, 1972. С. 281–289.
9. **Бондарик Г.К.** Методика определения прочности глинистых пород. М.: Недра, 1974.
10. **Брандль Х.** Разрушение глубокого котлована в условиях городской застройки // Развитие городов и геотехническое строительство. СПб., 2008. № 12. С. 170–179.
11. **Бугров А.К.** О решении смешанной задачи теории упругости и теории пластичности грунтов // Основания, фундаменты и механика грунтов. 1974. № 6. С. 20–23.
12. **Бугров А.К.** О применении неассоциированного закона пластического течения к смешанной задаче теории упругости и теории пластичности // Труды ЛПИ. 1976. № 354. С. 43–49.
13. **Бугров А.К., Голубев А.И.** Анизотропные грунты и основания сооружений. СПб.: Недра, 1993. 245 с.
14. **Бугров А.К., Нарбут Р.М., Сипидин В.П.** Исследование грунтов в условиях трехосного сжатия. Л.: Стройиздат, 1987. 184 с.
15. **Бугров А.К., Голли А.В., Кураев С.Н. и др.** Натурные исследования напряженно-деформированного состояния и консолидации оснований сооружений комплекса защиты Санкт-Петербурга от наводнений // Основания, фундаменты и механика грунтов. 1997. № 1. С. 2–9.
16. **Ван Импе В., Верастеги Флорес Р.Д.** Проектирование, строительство и мониторинг насыпей на шельфе в условиях слабых грунтов. СПб.: Изд-во «Геореконструкция-Фундаментпроект», 2007. 166 с.

17. **Вялов С.С.** Реологические основы механики грунтов. М.: Высшая школа, 1978. 447 с.
18. **Вялов С.С., Пекарская Н.К., Максимяк Р.В.** О физической сущности процессов деформирования и разрушения глинистых грунтов // Основания, фундаменты и механика грунтов. 1970. № 1. С. 7–9.
19. **Габдрахманов Ф.Г.** Исследование напряженно-деформированного состояния при откопке котлованов: автореф. дис. ... канд. техн. наук. Л.: ЛИСИ, 1990. 24 с.
20. Геологический атлас Санкт-Петербурга / под науч. ред. М.А. Спиридонова. СПб., 2009. 58 с.
21. **Герсеванов Н.М., Польшин Д.Е.** Теоретические основы механики грунтов и их практическое приложение. М.: Стройиздат, 1948. 247 с.
22. **Голли А.В.** Исследование сжимаемой толщи в связных грунтах под центрально нагруженными штампами: дис. ... канд. техн. наук. Л.: ЛИСИ, 1972. 153 с.
23. **Голли А.В., Парамонов В.Н., Шашкин А.Г.** Филтрационная консолидация слабых пылеватых-глинистых грунтов в упругопластической постановке // Фундаментостроение и механика слабых грунтов: межвузовский тематический сборник трудов. Л.: ЛИСИ, 1988. С. 90–94.
24. **Голли А.В., Шашкин А.Г.** Мониторинг напряженно-деформированного состояния слабых глинистых грунтов (натурные исследования процесса деформирования основания сооружений защиты Санкт-Петербурга от наводнений) // Реконструкция городов и геотехническое строительство. 2000. № 1. С. 115–126.
25. **Голли О.Р.** Прогноз осадки большегабаритных фундаментов и безосадочные методы строительства // Основания и фундаменты гражданских и промышленных зданий (в условиях слабых и мерзлых грунтов): межвузовский тематический сборник трудов. Л.: ЛИСИ, 1990. С. 74–85.
26. **Гольдин А.Л.** Консолидация ядра плотины с учетом мгновенных деформаций и ползучести скелета грунта // Известия ВНИИГ. Л., 1990. С. 10–13.
27. **Гольдин А.Л., Горелик Л.В., Нуллер Б.М.** Влияние ползучести и газонасыщенности на процесс консолидации грунтов // труды VIII Международной конференции по механике грунтов и фундаментостроению. М.: Стройиздат, 1973. С. 87–95.
28. **Гольдштейн М.Н.** Механические свойства грунтов. М.: Стройиздат, 1979. 304 с.
29. **Горбунов-Посадов М.И.** Метод решения смешанных задач теории упругости и теории пластичности грунтов. М., 1971.
30. **Горшков Л.К., Тулин П.К., Кикичев Н.Г.** Геотехнологический и геоэкологический аспекты строительства и эксплуатации бесканальных теплопроводов в Санкт-Петербурге // Записки СПбГИ (ТУ). СПб., 2007. Т. 172.
31. **Горшков Л.К., Трубников Н.С.** Проблемы геоэкологической безопасности в Санкт-Петербурге и Ленинградской области // Экология и развитие общества. СПб.: МАНЭБ, 2008. Доп. вып.
32. **Горькова И.М.** Структурные и деформационные особенности осадочных пород различной степени уплотнения и литификации. М.: Наука, 1965. 128 с.
33. **Горькова И.М.** Физико-химические исследования дисперсных осадочных пород в строительных целях. М.: Стройиздат, 1975. 151 с.
34. **Гуменский Б.М.** Основы физико-химии глинистых грунтов и их использование в строительстве. М.; Л.: Стройиздат, 1965.

35. **Далматов Б.И.** Расчет оснований зданий и сооружений по предельным состояниям. Л.: Стройиздат, 1968. 142 с.
36. **Далматов Б. И., Чикишев В. М.** Определение осадок фундаментов с учетом изменения модуля деформации глинистого грунта в зависимости от напряженного состояния // Основания, фундаменты и механика грунтов. 1984. № 1.
37. **Далматов Б.И., Ягданова Л.П.** Компрессионно-декомпрессионные свойства некоторых разновидностей глинистых грунтов // Механика грунтов, основания и фундаменты: сборник научных трудов. Л.: ЛИСИ, 1973. № 78. С. 53–57.
38. **Дашко Р.Э.** Инженерно-геологический анализ процесса консолидации водонасыщенных глинистых пород // Инженерная геология. 1981. № 1.
39. **Дашко Р.Э.** Основные представления о критерии начала фильтрационной консолидации водонасыщенных глинистых пород // Проектирование и строительство автомобильных дорог: межвузовский тематический сборник трудов. Л.: ЛИСИ, 1982. С. 142–159.
40. **Дашко Р.Э.** Теория и практика инженерно-геологического анализа и оценки водонасыщенных глинистых пород как основания сооружений: дис. ... д-ра геол.-мин. наук. Л., 1985.
41. **Дашко Р.Э.** Анализ деформаций водонасыщенных глинистых грунтов в основании сооружений // Основания и фундаменты гражданских и промышленных зданий (в условиях слабых и мерзлых грунтов): межвузовский тематический сборник трудов. Л.: ЛИСИ, 1990. С. 104–113.
42. **Дашко Р.Э.** Геотехническая диагностика коренных глин Санкт-Петербургского региона (на примере нижнекембрийской глинистой толщи) // Реконструкция городов и геотехническое строительство. 2000. № 1. С. 95–100.
43. **Дашко Р.Э., Александрова О.А.** Анализ причин деформаций откоса Обводного канала между Предтеченским и Ново-Каменным мостами // Реконструкция городов и геотехническое строительство. 2000. № 1. С. 132–137.
44. **Дашко Р.Э., Александрова О.А.** Анализ причин разрушения набережных на Петровском стадионе // Реконструкция городов и геотехническое строительство. 2000. № 2. С. 88–95.
45. **Дашко Р.Э., Александрова О.А., Шидловская А.В.** Роль микробиоты в инженерной геологии и геоэкологии: история вопроса и результаты экспериментальных исследований // Сергеевские чтения. М., 2004. Вып. № 6. С. 48–52.
46. **Дашко Р.Э., Александрова О.Ю., Котюков П.В., Шидловская А.В.** Особенности инженерно-геологических условий Санкт-Петербурга // Развитие городов и геотехническое строительство. СПб., 2011. № 13. С. 25–71.
47. **Дашко Р.Э., Волкова А.В., Захарова Е.Г.** Инженерно-геологический и геоэкологический анализ и оценка условий строительства и эксплуатации зданий и сооружений в историческом центре Санкт-Петербурга // Сергеевские чтения. Молодежная секция: материалы годичной сессии РАН по проблемам геоэкологии, инженерной геологии и гидрогеологии. М.: ГЕОС, 2003. Вып. 5. С. 158–162.
48. **Дашко Р.Э., Волкова А.В., Захарова Е.Г.** Влияние геоэкологических и инженерно-геологических факторов при оценке длительной устойчивости некоторых сооружений Южной водопроводной станции в Санкт-Петербурге // Сергеевские чтения: материалы годичной сессии

- РАН по проблемам геоэкологии, инженерной геологии и гидрогеологии. М.: ГЕОС, 2004. С. 158–162.
49. **Дашко Р.Э., Еремеева А.А.** Инженерно-геологические особенности коренных глин Санкт-Петербурга как среды для размещения подземных сооружений // Инженерно-геологические проблемы урбанизированных территорий: материалы международного симпозиума. Екатеринбург: АКВА-ПРЕСС, 2001. С. 675–681.
50. **Дашко Р.Э., Норова Л.П.** Техногенная эволюция подземного пространства Санкт-Петербурга: причины и последствия // Записки СПГГИ (ТУ). 2001. Т. 147.
51. **Дашко Р.Э., Норова Л.П., Руденко Н.С.** Ретроспективный анализ экологического состояния подземного пространства Санкт-Петербурга // Наука в Санкт-Петербургском горном институте: сборник научных трудов. СПб., 1998. Вып. 3. С. 89–100.
52. **Дашко Р.Э., Шидловская А.В.** Комплексный инженерно-геологический и геоэкологический анализ подземного пространства исторического центра Санкт-Петербурга // Тенденции и перспективы развития гидрогеологии и инженерной геологии в условиях рыночной экономики России. XI Толстихинские чтения: тезисы докладов научно-методической конференции. СПб.: СПГГИ, 2004. С. 15–17.
53. **Дашко Р.Э., Шидловская А.В.** Параметрическое обеспечение расчетов длительной устойчивости сооружений при строительстве и реконструкции зданий на территории развития слабых водонасыщенных песчано-глинистых отложений // Записки горного института. СПб.: СПГГИ, 2004. № 156. С. 113–117.
54. **Дашко Р.Э., Шидловская А.В.** Анализ причин разрушения зданий и сооружений Петропавловской крепости (Санкт-Петербург) // Школа экологической геологии и недропользования: материалы IV межвузовской молодежной научной конференции. СПб., 2003. С. 280–282.
55. **Денисов Н.Я.** О природе деформаций глинистых грунтов. М.: Речиздат, 1951. 200 с.
56. **Денисов Н.Я.** Природа прочности и деформации грунтов. М.: Госстройиздат, 1972. 360 с.
57. **Денисов Н.Я., Жукова В.М.** Поровое давление и сопротивление сдвигу глинистых пород // Информационные материалы ВНИИ ВОДГЕО. М., 1957. № 3. С. 3–44.
58. **Дерягин Б.В.** Теория взаимодействия частиц в присутствии двойных электрических слоев и агрегативной устойчивости лиофобных коллоидов и дисперсных систем // Известия АН СССР. Сер. Хим. 1937. № 5.
59. **Дерягин Б.В.** К вопросу об определении понятия и величины расклинивающего давления и его роли в статике и кинетике тонких слоев жидкости // Коллоидный журнал. 1955. Т. 17. № 3. С. 17–28.
60. **Дерягин Б.В., Крылов Н.А.** Аномальные явления при течении жидкостей // Труды совещания по вязкости жидкостей. АН СССР. М., 1941. С. 48–62.
61. **Дидух Б.И.** Упругопластическое деформирование грунтов: монография. М.: Изд-во УДН, 1987. 166 с.
62. **Дистлер Г.И.** Электрическая структура реальных поверхностей твердых тел и формирование граничных слоев с особыми свойствами, обеспечивающими передачу дальнего действия

- влияния твердых тел // Поверхностные силы в тонких пленках и дисперсных системах. М.: Наука, 1972. С. 245–261.
63. **Драновский А.Н., Фадеев А.Б.** Подземные сооружения в промышленном и гражданском строительстве. Казань: Изд-во КГУ, 1993.
64. **Друккер Д., Прагер В.** Механика грунтов и пластический анализ или предельное проектирование // Новое в зарубежной механике. М., 1975. Т. 2. С. 165–177.
65. **Жиленков В.Н.** Водоупорные свойства грунтов ядер и экранов высоких плотин. Л.: Энергия, 1968. 114 с.
66. **Жиленков В.Н.** Водопроницаемость экранированных покрытий из глинистого грунта // Известия ВНИИГ. Л.: Энергия, 1976. Т. 115. С. 101–109.
67. **Зарецкий Ю.К.** Теория консолидации грунтов. М.: Наука, 1967. 268 с.
68. **Зарецкий Ю.К.** Вязкопластичность грунтов и расчеты сооружений. М.: Стройиздат, 1988. 352 с.
69. **Зиновьева Л.Г., Иванов П.Л., Бугров А.К., Голубев А.И.** Развитие осадок сооружений в процессе периодической нагрузки и разгрузки оснований // Строительство на торфах и деформации сооружений на сильносжимаемых грунтах. II Балтийская конференция по механике грунтов и фундаментостроению. 1988. Т. 2. С. 87–92.
70. **Иванов И.П.** Роль гидрогеологических условий в оползневом процессе // Современные проблемы гидрогеологии. Пятые Толстихинские чтения: материалы научно-методической конференции. СПб.: СПГИ. 1996. С. 142–145.
71. **Иванов И.П.** Инженерно-геологические исследования на территории экологической защиты гравитационных склоновых процессов и явлений // Школа экологической геологии и рационального недропользования. СПб., 2004. С. 94–97.
72. **Ильичев В.А.** Особенности геотехнических расчетов и специфика строительства для подземных сооружений и фундаментов в мегагородах // Развитие городов и геотехническое строительство: труды международной конференции по геотехнике. СПб., 2008. Т. 3. С. 67–88.
73. **Иосилевич В.А., Рассказов Л.И., Сысоев Ю.М.** Об особенностях развития поверхностей нагружения при пластическом упрочнении грунта // Иосилевич В.А. Избранные труды. М.: Изд-во МГУ, 2005.
74. **Калинин Э.В., Панасьян Л.Л., Широков В.Н. и др.** Моделирование полей напряжений в инженерно-геологических массивах. М.: Изд-во МГУ, 2003.
75. **Калинин Э.В.** Инженерно-геологические расчеты и моделирование. М.: Изд-во МГУ, 2006.
76. **Катценбах Р., Шмит А., Рамм Х.** Основные принципы проектирования и мониторинга высотных зданий Франкфурта-на-Майне. Случаи из практики // Реконструкция городов и геотехническое строительство. 2005. № 9. С. 80–99.
77. **Кац Я.Г., Полетаев А.И.** Линеаментная тектоника. М.: ВИЭМС, 1984. 48 с.
78. **Коган Я.Л., Иосилевич В.А.** Прочность и длительная прочность глинистых грунтов // Основания, фундаменты и механика грунтов. 1961. № 5. С. 19–20.
79. **Колыбин И.В.** Уроки аварийных ситуаций при строительстве котлованов в городских условиях // Развитие городов и геотехническое строительство. 2008. № 12. С. 90–124.

80. **Колыбин И.В.** Подземные сооружения и котлованы в городских условиях — опыт последнего десятилетия // Российская геотехника — шаг в XXI век: труды юбилейной конференции, посвященной 50-летию РОМГГиФ. М.: 2007. На CD-диске.
81. **Коробанова И.Г.** Закономерности формирования свойств терригенных отложений. М.: Наука, 1983.
82. **Королев М.В.** Примеры и причины аварий зданий и сооружений в г. Москве: методич. пособие. М.: МГСУ, 1998. 80 с.
83. **Коротков А.И.** Влияние городского строительства на трансформацию химического состава Полустровских минеральных вод // Реконструкция исторических городов и геотехническое строительство: материалы международной конференции. 2003. Т. 2. С. 413–416.
84. **Ксенофонов А.И.** Об учете начального градиента напора и «активной» зоны фильтрации при решении задач по консолидации глинистых грунтов // Труды Ленинградского института инженеров водного транспорта. Л., 1962. Вып. 27. С. 33–45.
85. **Леруэй С.** Метод применения изотопов в геотехнике (положение дел через 50 лет после разработки метода профессором Шукле) // Развитие городов и геотехническое строительство. 2007. № 11. С. 56–89.
86. **Лифшиц Е.М.** Теория молекулярных сил притяжения между конденсированными телами // ДАН. 1954. Т. 97. № 4.
87. **Лифшиц Е.М.** Теория молекулярных сил притяжения между твердыми телами // ЖЭТФ. 1955. Т. 29. № 1.
88. **Ломтадзе В.Д.** О формировании инженерно-геологических свойств глинистых пород // Труды совещания по инженерно-геологическим свойствам горных пород и методам их изучения. АН СССР. М., 1956. Т. 1. С. 94–112.
89. **Ломтадзе В.Д.** Инженерная геология. Инженерная геодинамика. Л.: Недра, 1977.
90. **Ломтадзе В.Д.** Инженерная геология. Специальная инженерная геология Л.: Недра, 1978.
91. **Ломтадзе В.Д.** Инженерная геология (инженерная петрология). Л.: Недра, 1984.
92. **Ломтадзе В.Д.** Физико-механические свойства горных пород, методы лабораторных исследований. Л., 1990.
93. **Лундин К.П.** Осадки торфа под насыпями. М.: Госиздат, 1953.
94. **Лучкин М.А., Улицкий В.М., Шашкин А.Г., Шашкин К.Г.** Расчет осадок зданий и сооружений на слабых глинистых грунтах с учетом деформаций сдвига во времени // Основания, фундаменты и механика грунтов. 2007. № 2. С. 13–17.
95. **Мангушев Р.А., Ошурков Н.В., Готовский В.Э.** Влияние строительства трехуровневого подземного пространства на жилые здания окружающей застройки // Жилищное строительство. 2010. № 5. С. 23.
96. **Маслов Н.Н.** Инженерная геология (основы геотехники). М.: Стройиздат, 1941. 431 с.
97. **Маслов Н.Н.** Прикладная механика грунтов. М.: Машстройиздат, 1951. 328 с.
98. **Маслов Н.Н.** Механика грунтов в практике строительства. М.: Стройиздат, 1977. 320 с.
99. **Маслов Н.Н.** Основы инженерной геологии и механики грунтов. М.: Стройиздат, 1982. 511 с.
100. **Макеев З.А.** Инженерно-геологическая характеристика майкопских глин (южная часть Волгоградской области и Центральное Предкавказье). М.: Изд-во АН СССР, 1963.

101. **Медников И.А.** Коэффициенты постели линейно-деформируемого многослойного основания // Основания, фундаменты и механика грунтов. 1967. № 4.
102. **Моррисо Г., Улицкий В.М., Ильичев В.А. и др.** «Мариинский театр-II» — крупнейший проект Санкт-Петербурга // Реконструкция городов и геотехническое строительство. 2005. № 9. С. 181–202.
103. **Месчан С.Р.** Начальная и длительная прочность глинистых грунтов. М.: Недра, 1978. 206 с.
104. **Мулюков Э.И.** Статистический анализ причин и вероятностный прогноз отказов оснований и фундаментов // Отказы в геотехнике: сб. статей. Уфа, 1995. С. 5–17.
105. **Нерпин С.В., Чудновский А.Ф.** Физика почв. М.: Наука, 1967. 583 с.
106. **Николаев А.С., Сорокина Л.Б., Блохин В.А.** Состояние подземных вод на территории города // Охрана окружающей среды, природопользование и обеспечение экологической безопасности в Санкт-Петербурге в 2002 г. СПб., 2003. С. 233–241.
107. **Норова Л.П.** Сравнительная оценка геоэкологических условий в различных зонах исторического центра Санкт-Петербурга // Школа экологической геологии и рационального недропользования. СПб., 2004. С. 156–162.
108. **Осипов В.И.** Природа прочностных и деформационных свойств глинистых пород. М.: Изд-во МГУ, 1979. 232 с.
109. **Осипов Ю.Б.** Магнетизм глинистых грунтов. М.: Недра, 1978.
110. **Павилонский В.М.** К вопросу о начальном градиенте напора в глинистых грунтах // Труды Ин-та ВОДГЕО. М.: Изд-во ВОДГЕО, 1967. Вып. 19. С. 78–85.
111. **Парамонов В.Н.** Математическое моделирование устройства свайных фундаментов в условиях плотной городской застройки // Основания, фундаменты и механика грунтов. 1998. № 4–5. С. 13–18.
112. **Парамонов В.Н.** Решение задач фильтрационной консолидации с учетом ползучести скелета грунта методом конечных элементов // Реконструкция городов и геотехническое строительство. 1999. № 1.
113. **Парамонов В.Н., Шашкин А.Г.** Моделирование технологических процессов при устройстве буровых свай в слабых глинистых грунтах // Труды I Казахской национальной геотехнической конференции. Акмола, 1997. С. 462–466.
114. **Паудэрхэм А.** Применение метода наблюдений путем последовательных модификаций // Реконструкция городов и геотехническое строительство. 2004. № 8. С. 5–29.
115. **Пашкин Е.М.** Инженерно-геологическая диагностика деформаций памятников архитектуры. М.: Высшая школа, 1998. 255 с.
116. **Петрухин В.П., Шулятьев О.А.** Геотехнические особенности строительства Московского международного делового центра (ММДЦ) «Москва-Сити» // Развитие городов и геотехническое строительство. 2008. № 12. С. 54–89.
117. **Петрухин В.П., Шулятьев О.А., Мозгачева О.А.** Опыт проектирования и мониторинга подземной части Турецкого торгового центра // Основания, фундаменты и механика грунтов. 2004. № 5. С. 2–8.

118. **Петрухин В.П., Безволев С.Г., Шулятьев О.А., Харичкин А.И.** Эффект краевой сваи и его учет при проектировании плитного ростверка // Развитие городов и геотехническое строительство. 2007. № 11. С. 90–97.
119. **Петрухин В.П.** Геотехнические проблемы строительства в Москве — крупнейшем мегаполисе России // Геотехнические проблемы мегаполисов: труды международной конференции по геотехнике. М., 2010. Т. 1. С. 259.
120. **Попов И.В.** Инженерная геология. М.: Изд-во МГУ, 1959. 510 с.
121. **Приклонский В.А.** Грунтоведение: в 2 т. М.: Госгеолтехиздат, 1952. Т. 2. 370 с.
122. **Приклонский В.А.** Грунтоведение. М.: Госгеолтехиздат, 1955. 431 с.
123. **Пузыревский Н.П.** Просачивание воды через поры грунта // Известия ВНИИГ. Л., 1931. Т. 1. С. 251–256.
124. **Разоренов В.Ф.** Пенетрационные испытания грунтов. 2-е изд. М.: Стройиздат, 1980. 248 с.
125. **Ребиндер П.А.** Избранные труды: Поверхностные явления в дисперсных системах. Коллоидная химия. М.: Наука, 1978. 246 с.
126. **Рельтов Б.Ф.** Влияние физико-химических факторов на водопроницаемость и деформируемость связных грунтов // Труды совещания по механике грунтов, основаниям и фундаментам. М., 1956. С. 65–74.
127. **Роза С.А.** Осадки гидротехнических сооружений на глинах с малой влажностью // Гидротехническое строительство. 1950. № 9. С. 54–59.
128. **Роза С.А.** Расчет осадок сооружений ГЭС. М.; Л.: Госэнергоиздат, 1959. 330 с.
129. **Рошефор Н.И.** Иллюстрированное урочное положение. Ч. II. М.: Гостехиздат, 1928. 350 с.
130. **Руденко Н.С.** К вопросу о биохимическом газообразовании в подземном пространстве Санкт-Петербурга // Реконструкция городов и геотехническое строительство. 2000. № 1. С. 101–107.
131. **Рыбаков В.И.** Осадки фундаментов сооружений (Результаты наблюдений и анализ). М.; Л.: Стройиздат, 1937. 352 с.
132. **Сангlera Г.** Исследование грунтов методом зондирования с применением пенетрометров / пер. с франц. М.: Стройиздат, 1971. 252 с.
133. **Сергеев Е.М.** К вопросу о природе механической прочности глинистых грунтов // Ученые записки МГУ. 1949. Вып. 133.
134. **Сергеев Е.М.** Инженерная геология. 2-е изд. М.: Изд-во Моск. ун-та, 1982. 248 с.
135. **Солодухин М.А.** Инженерно-геологические изыскания для промышленного и гражданского строительства. М.: Недра, 1985. 224 с.
136. **Соколов В.Н.** Исследование формирования связей в глинах при их дегидратации: автореф. дис. ... канд. геол.-минер. наук. М.: МГУ, 1973.
137. **Сорокина Г.В.** Строительные свойства слабых грунтов в основании сооружений. М.: Стройиздат, 1996.
138. **Сотников С.Н.** Строительство и реконструкция фундаментов зданий и сооружений на слабых грунтах: автореф. дис. ... д-ра техн. наук. М.: МИСИ, 1987. 50 с.

139. **Сотников С.Н., Кофф Г.Л.** Методика выбора проектного решения фундаментов зданий, возводимых около существующих домов и сооружений, и его технико-экономическое обоснование. Л.: ЛДНТП, 1990. 36 с.
140. **Сотников С.Н., Симагин В.Г., Вершинин В.П.** Проектирование и возведение фундаментов вблизи существующих сооружений (Опыт строительства в условиях Северо-Запада СССР). М.: Стройиздат, 1986. 96 с.
141. **Тер-Мартirosян З.Г.** Реологические параметры грунтов и расчеты оснований сооружений. М.: Стройиздат, 1990. 200 с.
142. **Тер-Мартirosян З.Г., Теличенко В.И., Королев М.В.** Проблемы механики грунтов, оснований и фундаментов при строительстве многофункциональных высотных зданий и комплексов. М.: Вестник МГСУ. 2006. № 1. С. 18–27.
143. **Терцаги К.** Теория механики грунтов. М.: Стройиздат, 1961. 507 с.
144. **Терцаги К., Пек Р.** Механика грунтов в инженерной практике. М.: Стройиздат, 1958. 607 с.
145. **Улицкий В.М., Лисюк М.Б.** Оценка риска и обеспечение безопасности в строительстве // Реконструкция городов и геотехническое строительство. 2003. № 5. С. 160–166.
146. **Улицкий В.М., Парамонов В.Н., Шашкин А.Г.** Определение несущей способности буровых свай // Основания, фундаменты и механика грунтов. 2000. № 2. С. 36–41.
147. **Улицкий В.М., Парамонов В.Н., Шашкин А.Г.** Оценка причин деформации откоса при реконструкции набережной Обводного канала в Санкт-Петербурге // Основания, фундаменты и механика грунтов. 2001. № 2. С. 7–10.
148. **Улицкий В.М., Шашкин А.Г.** Геотехническое обоснование сложных технологий реконструкции зданий на слабых грунтах // Основания, фундаменты и механика грунтов. 1997. № 3. С. 3–8.
149. **Улицкий В.М., Шашкин А.Г.** Геотехническое сопровождение реконструкции городов. М.: Изд-во АСВ, 1999. 327 с.
150. **Улицкий В.М., Шашкин А.Г.** Концепция геотехнического сопровождения строительства и реконструкции для новой редакции петербургских геотехнических норм // Реконструкция городов и геотехническое строительство. 2003. № 5. С. 29–43.
151. **Улицкий В.М., Шашкин А.Г.** Научное сопровождение сложной реконструкции зданий и сооружений // Основания, фундаменты и механика грунтов. 2005. № 5. С. 7–11.
152. **Улицкий В.М., Шашкин А.Г.** Подземные сооружения в условиях плотной городской застройки на слабых грунтах // Развитие городов и геотехническое строительство. 2008. № 12. С. 19–28.
153. **Улицкий В.М., Шашкин А.Г.** Подземные сооружения в условиях городской застройки на слабых грунтах // Гидротехника. 2010. № 2. С. 46–50.
154. **Улицкий В.М., Шашкин А.Г.** Натурные исследования как основа для разработки методологии расчета напряженно-деформированного состояния массива грунта при устройстве подземных сооружений // Основания, фундаменты и механика грунтов. 2011. № 4. С. 2–9.
155. **Улицкий В.М., Шашкин А.Г., Глоzman Л.М., Вяземский А. М.** Геотехнический мониторинг при сложной реконструкции на слабых грунтах // Основания, фундаменты и механика грунтов. 1999. № 5. С. 15–18.

156. Улицкий В.М., Шашкин А.Г., Лисюк М.Б. Ретроспективный анализ геотехнической ситуации с учетом взаимодействия здания и основания // Развитие городов и геотехническое строительство. 2006. № 10. С. 47–55.
157. Улицкий В.М., Шашкин А.Г., Оршанский С.Б., Шапиро А.В., Левин Г.Ф. Основные вопросы технического регламента проектирования высотных зданий в Санкт-Петербурге // Реконструкция городов и геотехническое строительство. 2005. № 9. С. 56–66.
158. Улицкий В.М., Шашкин А.Г., Шашкин К.Г. Закономерности работы слабых глинистых грунтов при устройстве глубоких котлованов. (Приглашенная лекция) // Геотехнические проблемы мегаполисов: труды международной конференции по геотехнике. М., 2010. Т. 1. С. 321–354.
159. Улицкий В.М., Шашкин А.Г., Шашкин К.Г. Взаимодействие зданий и оснований // Геотехника. 2009. № 1. С. 6–19.
160. Улицкий В.М., Шашкин А.Г., Шашкин К.Г. Геотехническое сопровождение развития городов. СПб.: «Стройиздат Северо-Запад»; «Геореконструкция», 2010. 551 с.
161. Улицкий В.М., Шашкин А.Г., Шашкин К.Г., Парамонов В.Н. Программная система для создания моделей и решения задач строительства и реконструкции с помощью МКЭ «FEM models» // Реконструкция городов и геотехническое строительство. СПб., 2000. № 2.
162. Улицкий В.М., Шашкин А.Г., Шашкин К.Г., Васенин В.А. Расчетная оценка взаимного влияния зданий и подземных сооружений // Реконструкция городов и геотехническое строительство. 2004. № 8. С. 68–82.
163. Улицкий В.М., Шашкин А.Г., Шашкин К.Г., Лучкин М.А. Расчет развития деформаций сдвига во времени // Развитие городов и геотехническое строительство. 2007. № 11. С. 11–55.
164. Улицкий В.М., Шашкин А.Г., Шашкин К.Г., Лисюк М.Б., Васенин В.А. Деформирование основания при устройстве глубоких котлованов: сравнение различных методов расчета с данными натурных наблюдений // Развитие городов и геотехническое строительство. 2008. № 12. С. 29–53.
165. Улицкий В.М., Шашкин А.Г., Шашкин К.Г., Лисюк М.Б., Васенин В.А. Деформирование основания при устройстве глубоких котлованов: сравнение различных методов расчета с данными натурных наблюдений // Развитие городов и геотехническое строительство: труды международной конференции по геотехнике. СПб., 2008. С. 3–28.
166. Ухов С.Б. Расчет сооружений и оснований методом конечных элементов. М.: МИСИ, 1988. 221 с.
167. Фадеев А.Б. Метод конечных элементов в геомеханике. М.: Недра, 1987. 220 с.
168. Федоровский В.Г. Учет геометрической нелинейности в конечно-элементных расчетах грунтовых массивов // Тр. НИИ оснований и подземных сооружений. М.: НИИ оснований и подземных сооружений, 1986. Вып. 86. С. 3–9.
169. Флорин В.А. Основы механики грунтов. М.: Госстройиздат, 1961. Т. 2. 544 с.
170. Франк Р. Еврокоды 7 — Европейские нормы геотехнического проектирования // Реконструкция городов и геотехническое строительство. 2005. № 9. С. 47–55.
171. Фурса В.М. Строительные свойства грунтов района Ленинграда. Л.: Стройиздат, 1975. 142 с.
172. Цытович Н.А. Механика грунтов. М.: Высшая школа, 1979. 272 с.

173. **Цытович Н.А., Тер-Мартirosян З.Г.** Основы прикладной геомеханики в строительстве. М.: Высшая школа, 1981. 317 с.
174. **Чикишев В.М.** Исследование характера деформаций глинистых грунтов под фундаментами: автореф. дис. ... канд. техн. наук. Л.: ЛИСИ, 1978. 19 с.
175. **Шашкин А.Г.** Изменение напряженно-деформированного состояния слабых пылевато-глинистых грунтов оснований сооружений при квазистатическом нагружении: дис. ... канд. техн. наук. СПб., 1991. 205 с.
176. **Шашкин А.Г.** Изменение строительных свойств слабых глинистых грунтов при квазистатическом нагружении: межвузовский тематический сборник трудов. Л.: ЛИСИ, 1992. С. 63–68.
177. **Шашкин А.Г.** Исследование механических характеристик грунта в натурных условиях // Строительные свойства слабых и мерзлых грунтов, используемых в качестве оснований сооружений: межвузовский тематический сборник трудов. Л.: ЛИСИ, 1992. С. 25–31.
178. **Шашкин А.Г.** Поведение слабого глинистого грунта при квазистатическом нагружении // Труды IV российской конференции по нелинейной механике грунтов. СПб., 1993. Т. 1. С. 13–18.
179. **Шашкин А.Г.** О принципе эффективных напряжений для связных грунтов // Исследования по механике строительных конструкций и материалов: межвузовский тематический сборник трудов. СПб.: СПбГАСУ, 1994. С. 107–112.
180. **Шашкин А.Г.** Слабый глинистый грунт как структурно-неустойчивая среда // Труды российской конференции по механике грунтов и фундаментостроению. СПб., 1995. С. 680–686.
181. **Шашкин А.Г.** Учет закономерностей деформирования слабого глинистого грунта при геотехническом обосновании реконструкции кварталов городской застройки // Основания, фундаменты и механика грунтов. 1998. № 4–5. С. 23–27.
182. **Шашкин А.Г.** Поведение структурно-неустойчивой среды при нагружении в условиях сдвигового деформирования // Реконструкция городов и геотехническое строительство. 2001. № 4. С. 127–134.
183. **Шашкин А.Г.** Геотехнические критерии при проектировании сложной реконструкции и нового строительства в условиях городской застройки // Реконструкция городов и геотехническое строительство. 2003. № 5. С. 48–54.
184. **Шашкин А.Г.** Модификация метода TOP-DOWN для условий реставрации и реконструкции исторического здания // Жилищное строительство. 2009. № 2. С. 12–14.
185. **Шашкин А.Г.** Критический анализ наиболее распространенных нелинейных моделей работы грунта // Инженерная геология. 2010. № 3. С. 29–37.
186. **Шашкин А.Г.** Технология устройства подземного объема под историческим зданием (на примере Каменноостровского театра) // Геотехника. 2010. № 5. С. 18–29.
187. **Шашкин А.Г.** Описание деформационного поведения глинистого грунта с помощью вязкоупругопластической модели // Инженерная геология. 2010. № 4. С. 22–32.
188. **Шашкин А.Г.** Использование данных инженерно-геодезических изысканий при определении реологических характеристик грунтов в основании зданий и сооружений // Инженерные изыскания. 2011. № 2. С. 18–30.

189. **Шашкин А.Г.** Натурные исследования развития деформаций слабых глинистых грунтов при устройстве котлованов // Инженерная геология. 2011. № 2. С. 18–24.
190. **Шашкин А.Г.** Основы расчета подземных сооружений в условиях городской застройки на слабых глинистых грунтах // Жилищное строительство. 2011. № 6. С. 39–46.
191. **Шашкин А.Г.** Вязко-упругопластическая модель поведения глинистого грунта // Развитие городов и геотехническое строительство. 2011. № 13. С. 173–205.
192. **Шашкин А.Г.** Оценка факторов инженерно-геологического риска для урбанизированной территории (на примере Санкт-Петербурга) // Геориск. 2011. № 2. С. 24–31.
193. **Шашкин А.Г.** Моделирование работы массива слабых глинистых грунтов // Основания, фундаменты и механика грунтов. 2011. № 4. С. 10–16.
194. **Шашкин А.Г.** Определение реологических характеристик по результатам мониторинга напряженно-деформированного состояния массива грунта и их учет при проектировании подземных сооружений // Инженерные изыскания. 2011. № 8. С. 8–20.
195. **Шашкин А.Г.** Учет деформаций формоизменения при расчете оснований зданий и подземных сооружений // Жилищное строительство. 2011. № 7. С. 17–21.
196. **Шашкин А.Г.** Устройство подземного сооружения в условиях слабых глинистых грунтов // Жилищное строительство. 2011. № 8. С. 16–22.
197. **Шашкин А.Г., Парамонов В.Н.** Пример геотехнического обоснования проходки микротоннелей в условиях плотной городской застройки // Труды XI российской конференции по механике горных пород. СПб., 1997. С. 573–579.
198. **Шашкин А.Г., Шашкин К.Г.** Физическая модель слабого глинистого грунта как структурно-неустойчивой среды при деформациях формоизменения // Реконструкция городов и геотехническое строительство. 2001. № 4. С. 119–226.
199. **Шашкин А.Г., Шашкин К.Г.** Упруго-вязкопластическая модель структурно-неустойчивого глинистого грунта // Развитие городов и геотехническое строительство. 2005. № 9. С. 221–228.
200. **Шашкин А.Г., Шашкин К.Г.** Основные закономерности взаимодействия основания и надземных конструкций здания // Развитие городов и геотехническое строительство. 2006. № 10. С. 63–92.
201. **Шашкин А.Г., Шашкин К.Г., Васенин В.А.** Особенности расчета фундаментов высотных зданий с учетом работы надземных конструкций в инженерно-геологических условиях Санкт-Петербурга // Развитие городов и геотехническое строительство. 2005. № 9. С. 71–79.
202. **Шашкин К.Г.** Использование структуры универсального конечного элемента при разработке моделей в рамках программы «FEM models» // Реконструкция городов и геотехническое строительство. 2000. № 2.
203. **Шашкин К.Г.** Использование эффективных алгоритмов решения больших систем линейных алгебраических уравнений в задачах геотехники // Реконструкция городов и геотехническое строительство. 2000. № 3.
204. **Шашкин К.Г.** Расчет напряженно-деформированного состояния основания, фундаментов и здания с учетом их взаимодействия // Реконструкция городов и геотехническое строительство. 2001. № 4. С. 153–163.

205. **Шашкин К.Г.** Методика построения пространственной картины залегания слоев грунта по данным геологических изысканий // Реконструкция городов и геотехническое строительство. 2003. № 5. С. 99–102.
206. **Шашкин К.Г., Кувалдина О.С., Богданов В.В.** Сравнение работы образцов ненарушенной и частично нарушенной структуры по результатам испытаний образцов слабых грунтов, отобранных из котлованов на территории Санкт-Петербурга // Труды всероссийской конференции по инженерным изысканиям. М.: ПНИИИС, 2010.
207. **Шашкин К.Г., Мамонов А.О., Кувалдина О.С.** Оценка нелинейной зависимости коэффициента фильтрации от градиента напора в лабораторных испытаниях слабофильтрующих глинистых грунтов и ее использование при расчете фильтрационной консолидации // Геотехнические проблемы мегаполисов: труды международной конференции по геотехнике. М., 2010. С. 1407–1412.
208. **Швейгер Х.Ф.** Влияние грунтовых параметров на численный анализ глубокой экскавации // Развитие городов и геотехническое строительство. 2008. № 12. С. 215–222.
209. **Швец В.Б., Тарасов Б.Л., Швец Н.С.** Надежность оснований и фундаментов. М.: Стройиздат, 1980. 158 с.
210. **Шидловская А.В.** Геоэкологический и геотехнический объектный мониторинг архитектурно-исторических комплексов Санкт-Петербурга // Реконструкция исторических городов и геотехническое строительство: труды международной конференции по геотехнике. СПб., 2003. Т. 2. С. 455–461.
211. **Шукле Л.** Реологические проблемы механики грунтов. М.: Стройиздат, 1976.
212. **Шулятьев О.А., Мозгачева О.А.** Научно-техническое сопровождение строительства высотных зданий // Современное высотное строительство. М.: ГУП ИТЦ Москомархитектуры, 2007. С. 255–261.
213. **Юдина И.М.** Разуплотнение грунтов оснований котлованов и его учет при прогнозе осадок сооружений: дис. ... д-ра техн. наук. Л.: ЛИСИ, 1990. 42 с.
214. **Якуцени В.П.** Природные газы в осадочной толще. Л., 1982.
215. **Andrianopoulos K.I., Papadimitriou A.G., Bouckovalas G.D.** Bounding Surface Models of Sands: Pitfalls of Mapping Rules for Cyclic Loading. Prediction, Analysis and Design in Geomechanical Applications / The 11th Conf. of IACMAG. Torino, 2005. Vol. 1. P. 241–248.
216. **Antikoski U.V., Raudasdasmmmaa P.J.** The Map of Building Foundations. Helsinki, 1985. 114 p.
217. **Arslan U., Katzenbach R., Quick H.** Dreidimensionale Interaktionsbeschreibung zur Gruendung der vier neuen Hochhaustuermen in Frankfurt am Main. Vortraege der Baugrundtagung. Koeln, 1994. P. 30.
218. **Asaoka A.** Compaction of Sand and Consolidation of Clay: a Super/Subloading Yield Surface Approach. Prediction, Analysis and Design in Geomechanical Applications / The 11th Conf. of IACMAG. Torino, 2005. Vol. 4. P. 121–140.
219. **Barron R.** Consolidation of Fine Grained Soils by Drain Well. Trans. Amer. Soc. Civil Eng. 1948. P. 113–117.
220. **Benz T., Schwab R., Vermeer P.A.** On the Numerical Modeling of Quasi-Static Cyclic problems. Prediction, Analysis and Design in Geomechanical Applications / The 11th Conf. of IACMAG. Torino, 2005. Vol. 1. P. 257–264.

221. **Biot M.** General Theory of Three Dimensional Consolidation. J. of Applied Physics. 1941. Vol. 12, February. P. 155–164.
222. **Bishop A.W., Henkel D.J.** Proc. III Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering. 1953. Vol. 1. № 1. P. 94–99.
223. **Bowles J.E.** Foundation Analysis and Design. Fifth Edition. 1996.
224. **Brinkgreve R.B.J., Vermeer P.A.** PLAXIS: Finite Element Code for Soil and Rock Analyses, Version 7. Balkema, 1998.
225. **Calgaro J.-A., Gulvanessian H.** Management of Reliability and Risk in the EurocodeSystem. Safety, Risk and Reliability — Trends in Engineering. International Conference. Malta, 2001. P. 155–160.
226. **Chan Y.C.E.** Long Term Consolidation Beneath the Test Fills at Vasby, Sweden. Swedish Geotechnical Institute, Report 13. Linköping, 1981. 148 p.
227. **Drucker D., Gibson E., Henkel J.** Soil Mechanics and Workhardening Theories of Plasticity. Transactions ASCE, 1957. Vol. 122.
228. **Gholli A., Dalmatov B., Lisyuk M., Paramonov V., Shashkin A.** Field Measurement in Soft Clays. 3rd Int. Symposium on Field Measurements in Geomechanics. Oslo, 1991. P. 909–916.
229. **Griczmanski M., Mayevski S.** A Study on Elasto-Plastic Raft Foundation-Soil Interaction. Proc. of the 14th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. A.A. Balkema, 1997. Vol. 2.
230. **Gustafsson I.** Modified Incomplete Cholesky (MIC) Methods. In D.Evans, editor. Preconditioning Methods. Theory and Applications. New York: Cordon and Breach, 1983. P. 265–293.
231. **Hamaker H.C.** The London — van der Waals Attraction Between Spherical Particals. Physica, 1937. Vol. 4. № 10.
232. **Hansbo S.** Consolidation of Clay, with Special Reference to Influence of Vertical Sand Drains. Swedish Geot. Institute. 1960. Proc. 18. P. 1–160.
233. **Hight D.W., Gens A. and Symes H.J.** Development of a New Hollow Cylinder Apparatus for Investigating the Effects of Principal Stress Rotation in Soils. Geotechnique. 1983. Vol. 33. № 4. P. 365–375.
234. Independent Review of Basement Design (Construction Top-Down). ARUP, October 2008.
235. **Ho K., Leroi E. and Roberds B.** Quantitative Risk Assessment: Application, Myths and Future Direction. Proc. of the International Conference on Geotechnical and Geological Engineering, Melbourne, Australia, 2000.
236. **Hoej N.P.** Risk and Safety Considerations at Different Project Phases. Safety, Risk and Reliability — Trends in Engineering. International Conference. Malta, 2001. P. 1–8.
237. **Janfou N.** Settlement Calculations Based on the Tangent Modules Concept. Trondheim (The Technical University of Norway, Bull. 2), 1985.
238. **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.
239. **Jones M.T., Plassmann P.E.** An Improved Incomplete Cholesky Factorization. ACM Trans. Math. Software, 21, 1995.
240. **Katzenbach R., Arslan U., Gutwald J., Holzhauser J.** Soil-Structure Interaction of the 300 m High Commerzbank Tower in Frankfurt am Main. Measurements and Numerical Studies. Proc. of

- the 14th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. A.A. Balkema, 1997. Vol. 2. P. 25–38.
241. **Larsson R.** Investigations and load tests in clay till. Swedish geotechnical institute, Report 59. 2001. 169 p.
242. **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.
243. **London F.** The General Theory of the Molecular Forces. Trans. Faraday Soc., 1937. Vol. 33. № 8.
244. **Mao-cai Zhao, Zhon Li, Jianfeng Wang, Chen Pan, Xiaochun He, Ning Ma.** Analysis on Deformation in Stockmann Nevsky Centre Up-down Basement Excavation. 3rd International Geotechnical Symposium on Geotechnical Engineering for Disaster Prevention and Reduction. Harbin, China, 2009.
245. **Menzies J.B., Hazards N.** Risks and Structural Safety. The Structural Engineer. Vol. 73. № 21. 1995.
246. **Munksgaard N.** Solving Sparse Symmetric Sets of Linear Equations by Preconditioned Conjugate Gradients. ACM Transactions on Mathematical Software (TOMS). Vol. 6. № 2. June 1980. P. 206–219.
247. **Oh S., Kim T.-K., Park H.-I.** An Anisotropic Hardening Constitutive Model for Dilatant Soils. Prediction, Analysis and Design in Geomechanical Applications / The 11th Conf. of IACMAG. Torino, 2005. Vol. 1. P. 441–448.
248. **Oka F., Kimoto S., Adachi T.** Calibration of Elasto-Viscoplastic Models for Cohesive Soils. Prediction, Analysis and Design in Geomechanical Applications / The 11th Conf. of IACMAG. Torino, 2005. Vol. 1. P. 449–456.
249. **Paramonov V.N., Ulitsky V.M., Shashkin A.G., Shashkin K.G.** Numerical Modeling of Soil-Structure Interaction. Prediction, Analysis and Design in Geomechanical Applications / The 11th Conf. of IACMAG. Torino, 2005. Vol. 3. P. 683–690.
250. **Peck R.B.** Advantages and Limitation of the Observational Method in Soil Mechanics. Geotechnique. 1969. Vol. 19. P. 181–187.
251. **Pietruszczak S., Mroz Z.** Numerical Analysis Accounting for Material Hardening and Softening. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. and Geomech. Abstr. 1980. Vol. 17. № 4. P. 199–207.
252. **Pinto A., Ferreira S. & Barros V.** Underpinning Solutions of Historical Constructions. III International Seminar Historical Constructions. Guimaraes. Portugal, Consolidation and Strengthening Techniques, 2001. P. 1003–1012.
253. **Sêco e Pinto P.** Some Reflections about Risk Analysis of Geotechnical Structures. Proc. of the 12th Danube-European Conference. Passau, 2002. P. 41–46.
254. **Rendulic L.** Porenziffer und Porenwasser druck in Tonen. Bauingenier, 1936. 559 p.
255. **Roscoe K.H., Burland J.B.** On the Generalized Stress-Strain Behaviour of «Wet» Clay. Cambridge Univ. Press. Heyman, Leskie, Eds., 1968.
256. **Saad Y.** Iterative Methods for Sparse Linear Systems. PWS Publishing Company, Boston, 1996.
257. **Sanchez F., Gonzales N.A.** Elastoplasticity within the Framework of Microplane Models. Part II. Applicable Models for their Use in Geotechnical Analyses. Prediction, Analysis and Design in Geomechanical Applications / The 11th Conf. of IACMAG. Torino, 2005. Vol. 1. P. 497–504.

258. **Schanz T., Vermeer P.A., Bonnier P.G.** The Hardening Soil Model: Formulation and Verification. Beyond 2000 in Computational Geotechnics — 10 Years of PLAXIS. Rotterdam, Balkema, 1999.
259. **Schultze E., Sievering W.** Statistical Evaluation of Settlement Observation. Proc. 9th ICSMFE. Tokyo, 1977.
260. **Schweiger H.F.** Results from Numerical Benchmark Exercises in Geotechnics. 5th European Conf. on Numerical Methods in Geotechnical Engineering, Paris, 4–6 Sept. 2002.
261. **Schmitt P.** Méthode empirique d'évaluation du coefficient de réaction du sol vis-à-vis des ouvrages de soutènement souples. Revue Française de Géotechnique. 1995. Vol. 71. P. 3–10.
262. **Shashkin A.G., Shashkin K.G.** Basic Regularities of Soil-Structure Interaction. Proc. of the International Geotechnical Conference Soil-Structure Interaction: Calculation Methods and Engineering Practice. Vol. 1. Saint Petersburg, 2005. P. 11–38.
263. **Stark T.D.** Undrained Shear Strength from Cone Penetration Tests. Proc. of the Twelfth International Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering (Rio de Janeiro, 1989). Vol. 2. P. 327–330.
264. **Tavenas F., Leroueil S., La Rochelle P., Roy M.** Creep Behaviour of an Undisturbed Lightly Overconsolidated Clay. Can. Geotech. J. 1978. 15 (3). P. 402–423.
265. **Ulitsky V., Shashkin A.** Geotechnical Prognosis for the Reconstruction Purposes. Proc. of the International Symposium on Geotechnical Engineerings for the Preservation of Monuments and Historic Sites (Napoli, 1996). A.A. Balkema / Rotterdam / Brookfield, 1997. P. 313–318.
266. **Ulitsky V.M., Shashkin A.G.** Underground Construction in Cities on Soft Soils. Proc. of the International Geotechnical Conference Development of Urban Areas and Geotechnical Engineering, Saint Petersburg, Russia, 2008. P. 3–12.
267. **Ulitsky V., Shashkin A., Shashkin K.** Simplified Subsoil Models in Solution in Combined Subsoil-Superstructure Calculation Problems. Geocology and Computers. A.A. Balkema, Rotterdam, 2000. P. 363–366.
268. **Ulitsky V., Shashkin A., Lisyuk M.B.** Geotechnical Problems of Reconstruction of Historical Cities. Active Geotechnical Design in Infrastructure Development. XIII Danube-European Conf. 29–31 May, 2006. Ljubljana. Vol. 1. P. 89–116.
269. **Ulitsky V., Zavarzin L., Shashkin A.** Systematization of Geological Conditions for the Reconstruction Purpose in Metropolis. Proceedings International Symposium on Engineerings Geology and the Environment (Athens, 1997). A.A. Balkema / Rotterdam / Brookfield, 1997. P. 1535–1540.
270. **Ulitsky V., Shashkin A.** Underground Construction in Cities on Soft Soils. Proceedings of the International Geotechnical Conference Development of Urban Areas and Geotechnical Engineering, Saint Petersburg, Russia, 2008. P. 3–12.
271. **Ulitsky V.M., Shashkin A.G., Shashkin K.G., Lisyuk M.B.** Design of Buildings on Soft Soil on the Basis of Soil-Structure Interaction Analysis. Proc. of Symposium on Advances in Geotechnical Engineering. 2003, Indian Institute of Technology, Kanpur, India. P. 271–279.
272. **Ulitsky V., Shashkin A., Lisyuk M.** Analysis of Historical Monuments with Respect to Soil-Structure Interaction. Proc. of the 16' International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. Osaka, Japan, 2005. Vol. 4. P. 2769–2772.

273. **Ulitsky V., Shashkin A., Lisyuk M.** Geotechnical Problems of Reconstruction of Historical Cities. Active Geotechnical Design in Infrastructure Development. XIII Danube-European Conf. 29–31 May, 2006. Ljubljana. Vol. 1. P. 89–116.
274. **Ulitsky V., Shashkin A., Lisyuk M.** Reconstruction of Historical Monuments with Account of Soil-Structure Interaction. Proc. of the 13th Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. Kolkatta, India, 2007. Vol. 1. Part 2. P. 1054–1058.
275. **Ulitsky V.M., Shashkin A.G., Shashkin K.G., Lisyuk M.B.** General Report: Foundations in Urban Areas. Codes and Standards. Proc. of the 14th European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. Madrid, Spain. 2007. Vol. 1. P. 41–54.
276. **Ulitsky V.M., Shashkin A.G., Shashkin K.G., Lisyuk M.B., Vasenin V.A.** Deformations of Soil in Deep Excavations: Comparing Calculation Results with in-situ Measurements. Proc. of the 17th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. Alexandria, Egypt. 2009. Vol. 3. P. 2107–2110.
277. **Ulitsky V., Shashkin A., Lisyuk M., Paramonov V.** Providing Safety and Reliability During Reconstruction and Preservation of Historical Cities. Keynote Lecture. Proc. of 3rd International Geotechnical Symposium on Geotechnical Engineering for Disaster Prevention and Reduction. Harbin Institute of Technology, China, 2009. P. 41–46.
278. **Ulitsky V., Shashkin C., Shashkin A., Lisyuk M.** Reconstruction of Konstantinovsky Palace in a Suburb of Saint Petersburg. International Journal of Geoengineering Case Histories, USA. 2009. Vol. 1. Issue 3. P. 189–205.
279. **Winkler E.** Die Lerne von der Elasticitat und Festigkeit. 1867.
280. **Vaarts P., Boer A.D.** Level III Reliability Methods for Complex Structures. Safety, Risk, and Reliability — Trends in Engineering. International Conference. Malta, 2001. P. 191–196.
281. **Ferway E., Overbeek T.** Theory of the Stability of Biophobic Colloids. New York; Amsterdam, 1948.
282. **Wolski W., Larsson R., Szimansky A., Hartlen J., Mirecki J., Garbulewski K., Lechowicz Z., Bergdahl U.** Two Stage-Constructed Embankments on Organic Soils. Swedish Geotechnical Institute, Report 32. 1988. 163 p.
283. МГСН 2.07–2001. Основания, фундаменты и подземные сооружения. М.: Правительство Москвы; ГУП НИИОСП им. Н.М. Герсевича.
284. Методика по обследованию и проектированию оснований и фундаментов при капитальном ремонте, реконструкции и надстройке зданий. М.: Стройиздат, 1972. 110 с.
285. Методика измерения напряжений и деформаций в основаниях фундаментов / А.В. Голли, А.Г. Шашкин, Д.В. Белов, В.Н. Парамонов // Слабые и мерзлые грунты как основания зданий и сооружений: межвузовский тематический сборник трудов. Л.: ЛИСИ, 1987. С. 58–62.
286. Методы определения прочности глинистых пород / под ред. Г.К. Бондарика. М.: Недра, 1974. 216 с.
287. Основания, фундаменты и подземные сооружения: справочник проектировщика / под ред. Е.А. Сорочан, Ю.Г. Трофименкова. М., 1985. 480 с.
288. Рекомендации по проектированию и устройству оснований и фундаментов при возведении зданий вблизи существующих в условиях плотной застройки в г. Москве. М.: Правительство Москвы; Москомархитектура, 1999. 55 с.

289. Рекомендации по обследованию и мониторингу технического состояния эксплуатируемых зданий, расположенных вблизи нового строительства или реконструкции. М.: Правительство Москвы; Москомархитектура, 1998. 89 с.
290. Руководство по составлению региональных таблиц нормативных и расчетных показателей свойств грунтов. ПНИИИС Госстроя СССР. М.: Стройиздат, 1981. 55 с.
291. СНиП 2.02.01–83. Основания зданий и сооружений. М.: Стройиздат, 1985. 40 с.
292. СНиП 2.02.03–85. Свайные фундаменты. М.: Стройиздат, 1986.
293. ТСН 50-302–96. Устройство фундаментов гражданских зданий и сооружений в Санкт-Петербурге и на территориях, административно подчиненных Санкт-Петербургу.
294. ТСН 50-302–2004. Проектирование фундаментов зданий и сооружений. Санкт-Петербург.

ПРИЛОЖЕНИЕ

Результаты расчетов осадок зданий на территории Санкт-Петербурга

Объект № 1. Адрес: СПб., угол ул. Фучика и ул. Бухарестской.

Конец строительства — 2000 г. Конструктивное решение: 17-этажное здание высотой 50,5 м, размерами в плане 27,5×31,2 м, с внутренними стенами и перекрытиями из монолитного железобетона толщиной 160 мм и наружными самонесущими кирпичными стенами толщиной от 640 до 510 мм. Фундамент здания — свайное поле (312 шт.), сваи длиной 10 м и сечением 350×350 мм. Расчетная нагрузка на сваю по результатам статических испытаний была принята 80 т. Свайное поле объединено плитой ростверка толщиной 550 мм. Среднее давление от здания по площади пятна застройки составляет около 320 кПа.

Таблица П.1

Физические характеристики грунтов							
№ ИГЭ	Геолог. индекс	Наименование грунта	Число пластичности I_p	Природная влажность W	Удельный вес грунта γ , кН/м ³	Коэффициент пористости e	Показатель текучести I_L
1	tg IV	Техногенные отложения: насыпные грунты					
2	lg III	Суглинки тяжелые пылеватые, ленточные, мягкопластичные	0,14	0,28	19,6	0,788	0,84
3	lg III	Суглинки тяжелые пылеватые, ленточные, мягкопластичные	0,13	0,35	18,6	0,992	0,71
4	lg III	Суглинки легкие пылеватые, слоистые, мягкопластичные	0,11	0,28	19,6	0,786	0,53
5	g III	Суглинки легкие пылеватые, с гравием, галькой, тугопластичные	0,08	0,20	21,0	0,543	0,36
6	lg II	Суглинки тяжелые пылеватые, слоистые, с редким гравием, мягкопластичные	0,13	0,34	18,9	0,940	0,73
7	lg II	Пески гравелистые плотные, водонасыщенные	—	—	21,1	0,500	—
8	g II	Супеси пылеватые, с гравием, галькой, отдельными валунами, твердые	0,05	0,09	23,1	0,262	—0,84

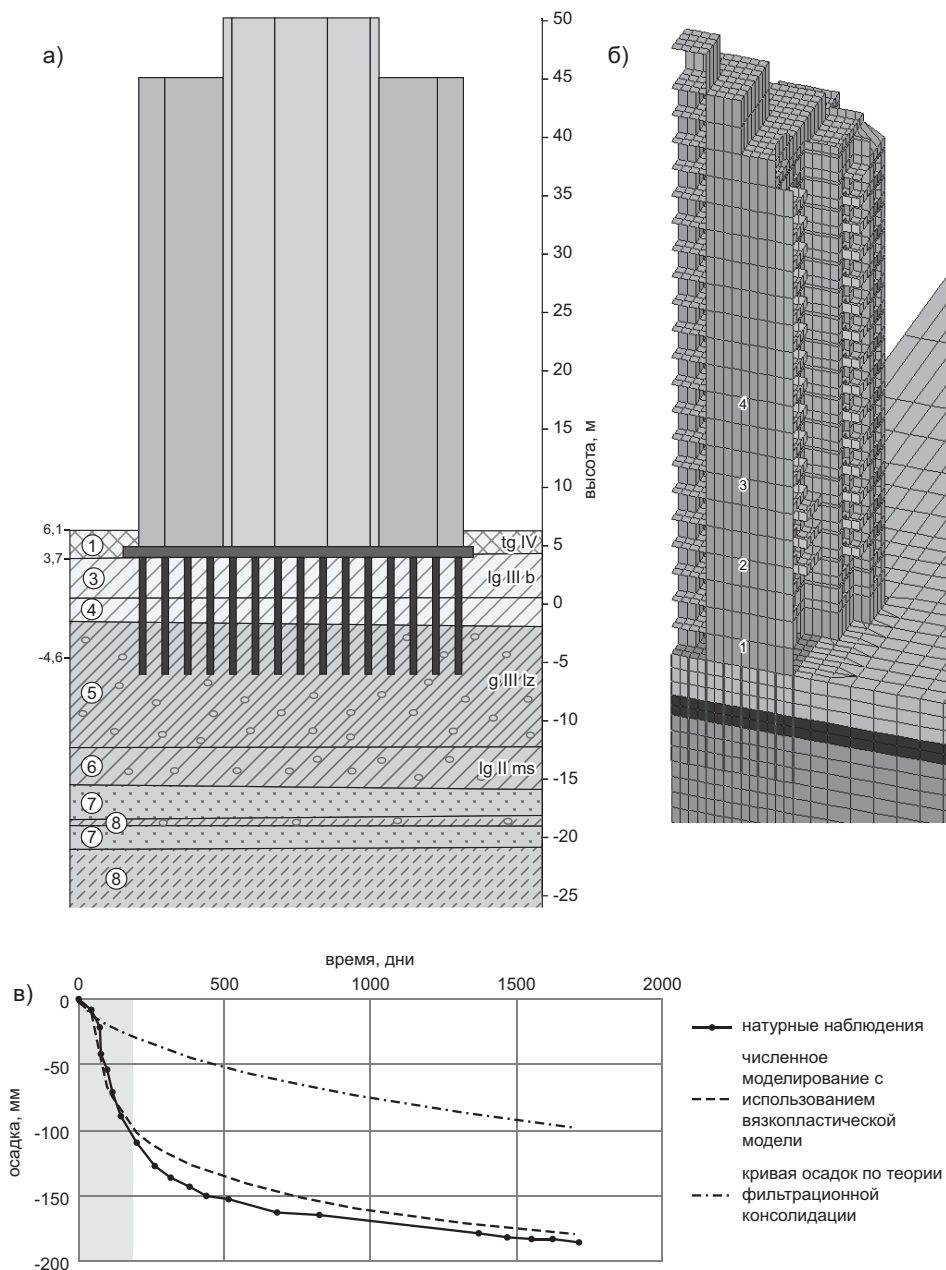


Рис. П.1. Пример сопоставления результатов расчетов и данных натурных наблюдений:
а — инженерно-геологический разрез площадки строительства; б — расчетная схема;
в — сравнение результатов

Таблица П.2							
Расчетные параметры вязкопластической модели							
№ ИГЭ	Геолог. индекс	γ , кН/м ³	E , кПа	σ_{z1} , кПа	σ_{z2} , кПа	p_0 , кПа	E_0 , кПа
3	lg III	18,6	7 000	100	200	10	35 000
4	lg III	19,6	9 000	100	200	10	45 000
5	g III	21	14 000	100	200	10	90 000
6	lg II	18,9	7 000	100	200	10	35 000
7	lg II	21,1	44 000	100	200	10	220 000
8	g II	23,1	30 000	100	200	10	150 000
№ ИГЭ	μ	c_μ , кПа	φ°	φ^{*o}	γ_c	n	η_0 , кПа×сут
3	0,3	22,7	10	0	0,225	2	2 270
4	0,3	53,8	17	0	0,225	2	5 380
5	0,3	143,9	21	0	0,225	2	14 390
6	0,3	25,7	14	0	0,225	2	2 570
7	0,3	0	41	41	0,225	2	0
8	0,3	356,9	25	0	0,225	2	35 680

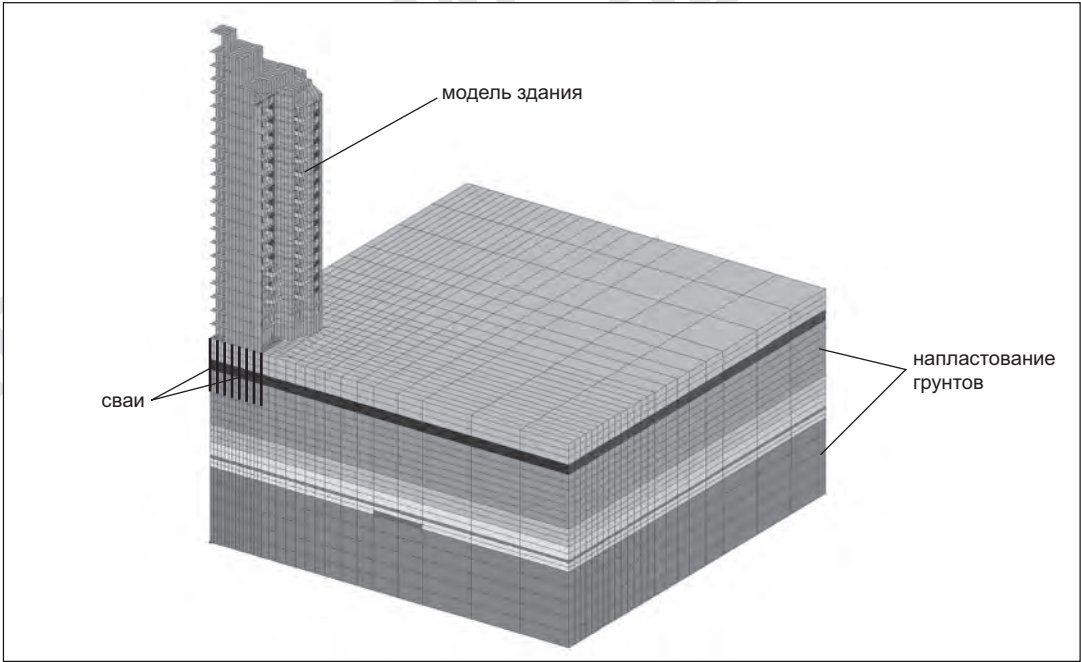


Рис. П.2. Расчетная схема здания

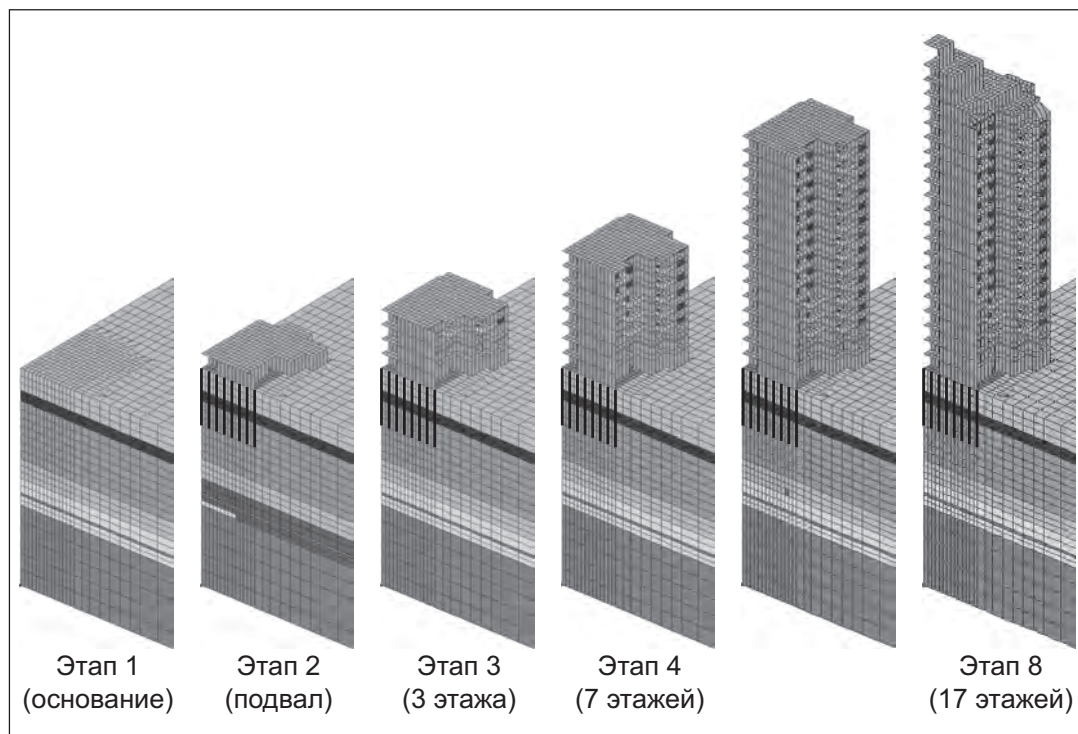


Рис. П.3. Моделирование процесса строительства здания во времени

На рис. П.1 представлены геологический разрез площадки строительства, расчетная схема и сопоставление результатов численного моделирования с данными натурных наблюдений за осадками здания. Физические характеристики грунтов основания приведены в табл. П.1.

В табл. П.2 представлены расчетные параметры вязкопластической модели для грунтов данной площадки.

На рис. П.2 показана расчетная схема с учетом симметрии в плане рассматриваемого здания.

Моделирование процесса строительства здания выполнялось в соответствии с графиком производства работ, то есть в расчетах учитывались сроки возведения этажей и соответственно этому в расчетной схеме задавались шаги приложения нагрузки и изменение количества этажей в расчетной схеме (рис. П.3). Необходимо отметить, что при расчете шкала

Таблица П.3

Результаты расчета осадки

Показатель	Наблюдение	СНиП 2.02.02–83	СП 50-101–2004	Метод Егорова	Численный расчет
Средняя осадка, мм	183	280	230	140	185

времени строилась также с учетом геодезических циклов измерения осадки на весь период наблюдения, что позволило в последующем объективно оценить расхождение расчетных величин осадки с наблюдаемыми величинами.

В табл. П.3. представлены величины осадки по результатам наблюдения, нормативным и предлагаемой методикам расчета. Наблюдаемая осадка приведена по данным последнего цикла геодезических наблюдений, результаты численного расчета — для периода времени, соответствующего последнему циклу наблюдений.

Объект № 2. Адрес: СПб., Красногвардейский район, Большеохтинский пр., 16.

Начало строительства — 2000 г. Главный фасад здания показан на рис. П.4. Конструктивное решение: 17-этажное здание высотой 54,5 м и размерами в плане 70,5×20,5 м, с внутренними стенами и перекрытиями из монолитного железобетона толщиной 160...200 мм и наружными несущими кирпичными стенами толщиной от 640 до 510 мм (рис. П.5). Среднее давление от здания по площади пятна застройки составляет около 260 кПа.



Рис. П.4. Главный фасад 17-этажного здания

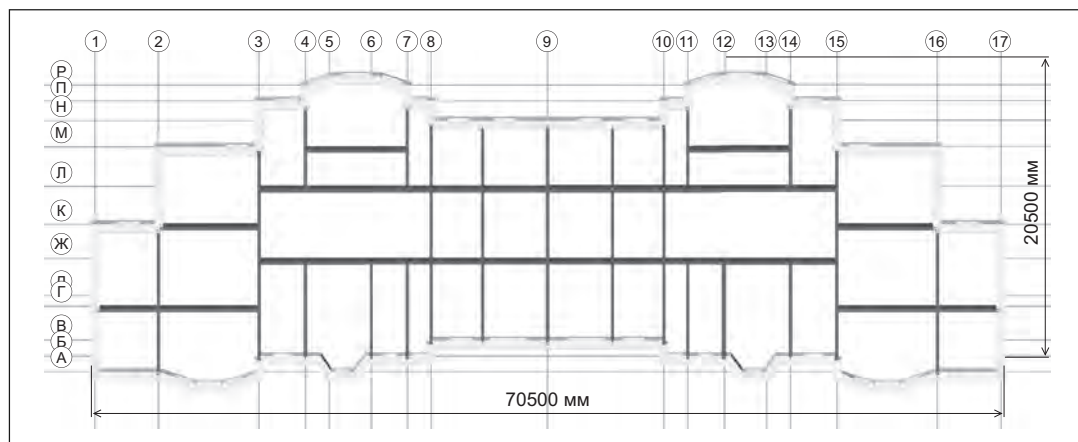


Рис. П.5. Схема типового этажа (внутренние несущие железобетонные монолитные стены толщиной 160...200 мм, несущие внешние кирпичные стены толщиной 510...640 мм)

Таблица П.4

Физические характеристики грунтов							
№ ИГЭ	Геол. индекс	Наименование грунта	Число пластичности I_p	Природная влажность W	Удельный вес грунта γ , кН/м ³	Коэффициент пористости e	Показатель текучести I_L
1	tg IV	Техногенные отложения: насыпные грунты					
2	ml IV	Суглинки легкие песчаные, с прослоями песка, мягкопластичные	0,11	0,31	18,7	0,928	0,55
3	ml IV	Глины легкие пылеватые, с примесью органических веществ, текучие	0,20	0,57	16,3	1,556	1,10
4	ml IV	Пески пылеватые средней плотности, водонасыщенные	—	—	20,4	0,600	—
5	ml IV	Супеси пылеватые слоистые, текучие	0,07	0,26	19,9	0,724	1,33
6	lg III	Суглинки легкие пылеватые, ленточные, текучие	0,11	0,36	18,7	0,976	1,32
7	lg III	Суглинки легкие пылеватые, слоистые, мягкопластичные	0,10	0,28	19,6	0,784	0,73
8	g III	Супеси пылеватые, с гравием, галькой, пластичные	0,04	0,15	21,9	0,411	0,47
9	g III	Пески пылеватые, плотные, водонасыщенные	—	—	18,7	0,550	—
10	g III	Супеси пылеватые, с гравием, галькой, пластичные	0,04	0,14	22,3	0,376	0,20
11	V _{kt}	Глины твердые	0,20	0,12	22,0	0,243	—0,80

Фундамент здания — свайный. Использованы бурунабивные сваи одинаковой длины — 23,5 м, диаметром 450 и 350 мм. Количество свай в свайном поле составляет 520 шт. По данным статических испытаний бурунабивных свай, расчетная нагрузка для сваи диаметром 450 мм принята в проекте 90 т, а для сваи диаметром 350 мм — 60 т. В проекте предусмотрены свайные ростверки под несущие внутренние и внешние стены шириной от 1200 до 2400 мм, толщиной 900 мм.

Опорным слоем для свайных фундаментов являются моренные отложения, представленные супесями пылеватыми, с гравием (слой № 8), мягкопластичными. Физические характеристики грунтов основания приведены в табл. П.4, а инженерно-геологический разрез — на рис. П.6.

В табл. П.5 представлены значения параметров, принятых при численном моделировании осадки основания во времени по вязкопластической модели.

Таблица П.5

Расчетные параметры вязкопластической модели

№ ИГЭ	Геол. индекс	γ , кН/м ³	E , кПа	σ_{z1} , кПа	σ_{z2} , кПа	p_0 , кПа	E_0 , кПа
2	ml IV	18,7	8 500	100	200	5	42 500
3	ml IV	16,3	3 000	100	200	5	15 000
4	ml IV	20,4	15 000	100	200	10	75 000
5	ml IV	19,9	6 500	100	200	10	32 500
6	lg III	18,7	6 000	100	200	10	30 000
7	lg III	19,6	8 000	100	200	10	40 000
8	g III	21,9	9 000	100	200	10	45 000
9	g III	18,7	18 000	200	300	10	90 000
11	V ₂ kt ₂	22	40 000	200	300	10	200 000
№ ИГЭ	μ	c_μ , кПа	φ°	φ^{*0}	γ_c	n	η_0 , кПа×сут
2	0,3	29,4	14	0	0,225	2	2 940
3	0,3	2,0	7	0	0,225	2	200
4	0,3	0,0	29	29	0,225	2	0
5	0,3	47,1	17	0	0,225	2	4 710
6	0,3	20,1	11	0	0,225	2	2 010
7	0,3	53,8	15	0	0,225	2	5 380
8	0,3	70,0	26	0	0,050	2	7 000
9	0,3	0,0	30	30	0,050	2	0
11	0,3	385,0	26	0	0,050	2	3 850

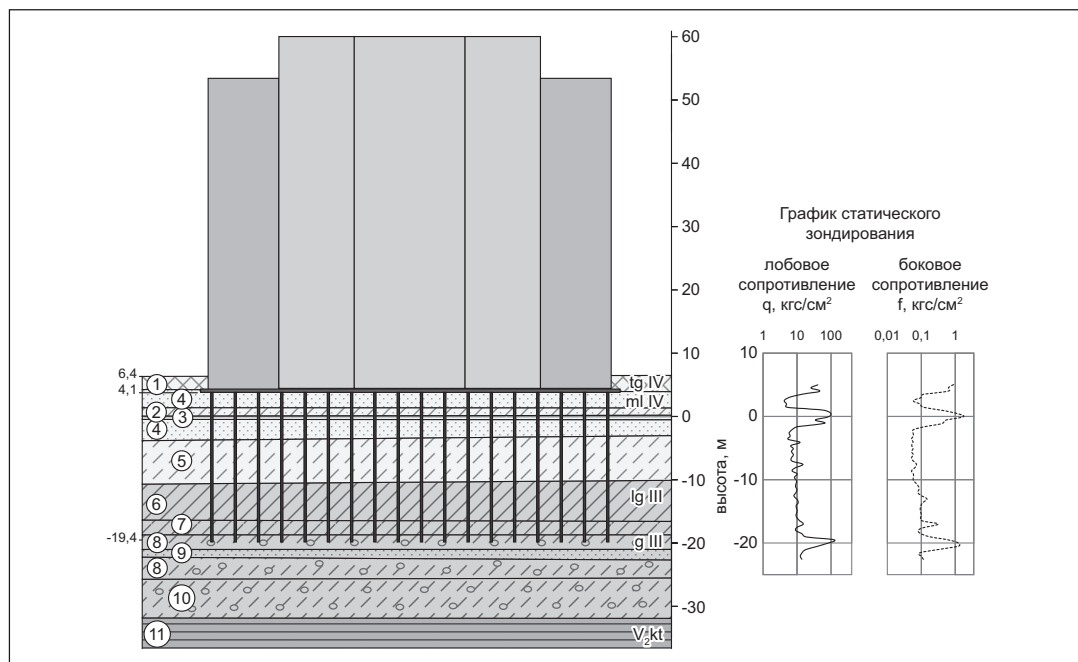


Рис. П.6. Инженерно-геологический разрез площадки строительства 17-этажного дома, результаты статического зондирования

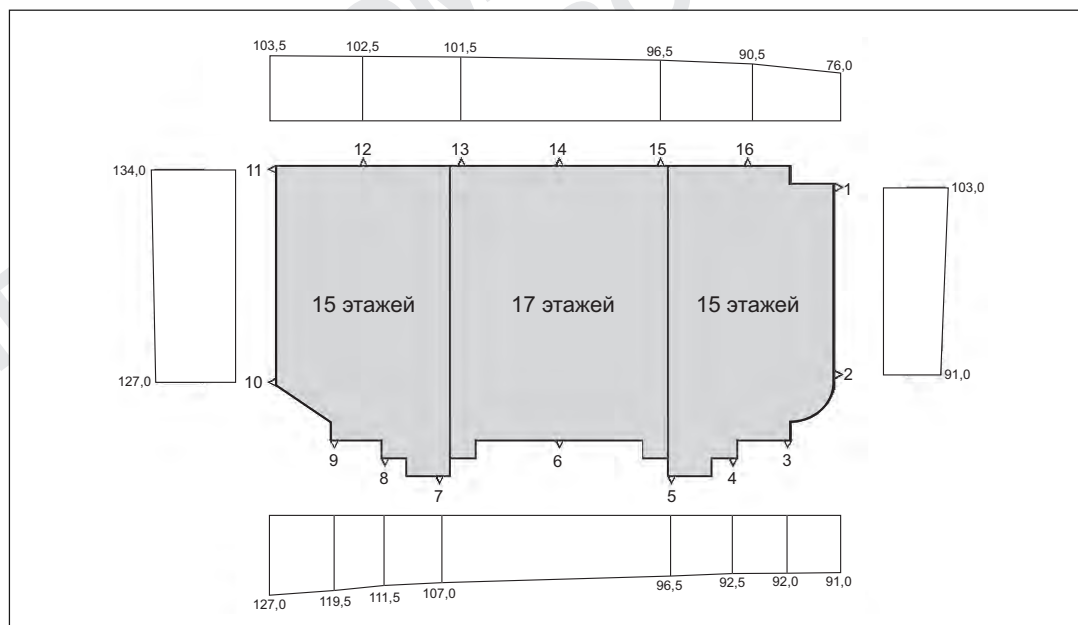


Рис. П.7. Эпюры осадки здания, соответствующей последнему циклу измерений

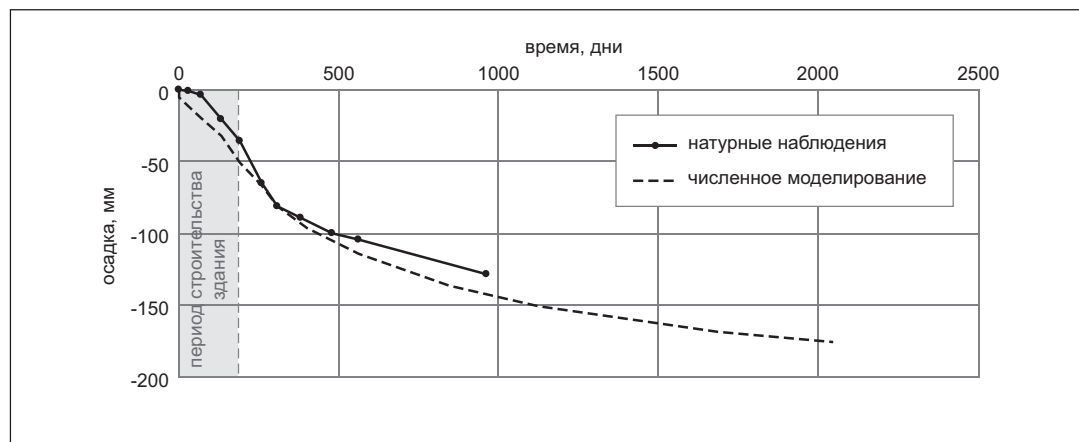


Рис. П.8. Сопоставление результатов численного моделирования с данными натурных наблюдений за осадкой

Таблица П.6

Результаты расчета осадки

Показатель	Наблюдение	СНиП 2.02.02–83	СП 50-101–2004	Метод Егорова	Численный расчет
Средняя осадка, мм	128	182	7	148	142

На рис. П.7 показаны эпюры осадок здания по данным последнего цикла геодезических наблюдений.

На рис. П.8 приведено сопоставление прогнозируемого и наблюдаемого развития осадки здания во времени, показывающее удовлетворительную сходимость расчетов с результатами наблюдений.

В табл. П.6 представлены результаты расчетов средней осадки здания по основным нормативным методам и предлагаемой методике. Поскольку по результатам наблюдений стабилизация осадки не зафиксирована, сравнение результатов расчетов по аналитическим методам производилось с последним циклом измерений осадок.

Объект № 3. Адрес: СПб., ул. Очаковская, 7.

Начало строительства — 1999 г. Общий вид здания показан на рис. П.9.

Конструктивное решение: 6-этажный кирпичный жилой дом Г-образной в плане формы с продольными и поперечными несущими стенами. В продольном направлении длина здания составляет 38,0 м, в поперечных — 28,0 м (рис. П.10). Внутренние несущие стены кирпичные, толщиной 510 мм, наружные несущие стены также кирпичные, толщиной 640 мм. Перекрытия железобетонные, толщиной 180 мм. Давление по пятну застройки составляет около 100 кПа.



Рис. П.9. Фасад здания

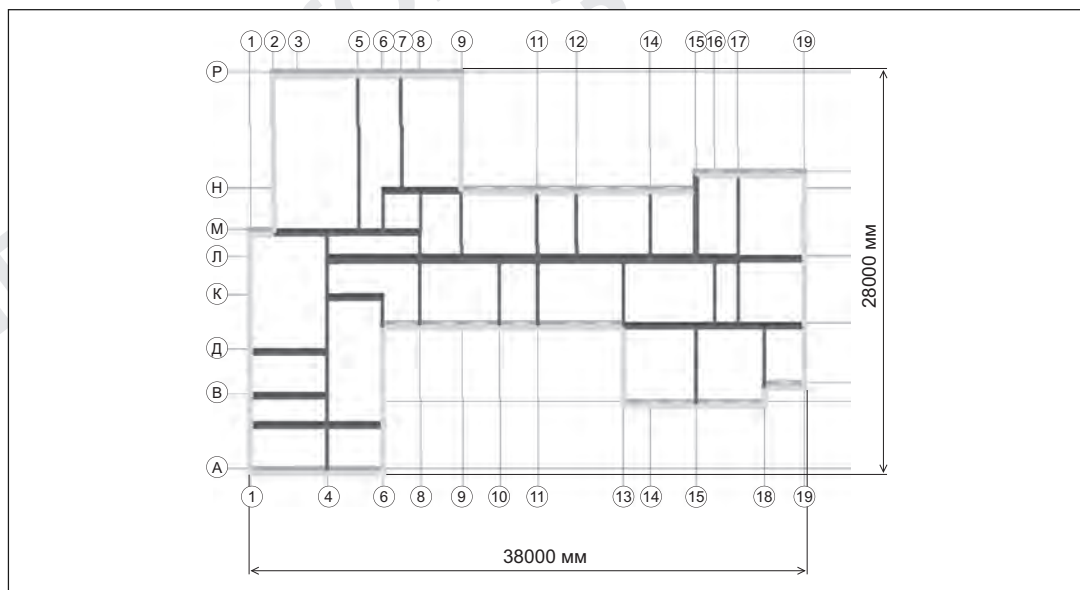


Рис. П.10. Схема типового этажа (наружные несущие кирпичные стены толщиной 640 мм, внутренние кирпичные стены толщиной 380 мм)

Таблица П.7

Физические характеристики грунтов

№ ИГЭ	Геол. индекс	Наименование грунта	Число пластичности I_p	Природная влажность W	Удельный вес грунта γ , кН/м ³	Коэффициент пористости e	Показатель текучести I_L
1	tg IV	Техногенные отложения: насыпные грунты					
2	ml IV	Песок водонасыщенный, средней плотности	—	—	19,4	0,750	—
3	ml IV	Песок водонасыщенный, пылеватый, рыхлый	—	—	18,9	0,850	—
4	ml IV	Супесь с растительными остатками, пылеватая, текучая	0,06	0,31	19,1	0,860	1,04
5	ml IV	Суглинки пылеватые, с растительными остатками, текучие	0,12	0,36	18,9	0,950	1,13
6	lg III	Суглинки легкие пылеватые, текучие	0,13	0,38	18,3	1,060	1,19
7	lg III	Суглинки слоистые текуче-пластичные	0,12	0,27	19,6	0,770	0,88
8	g III	Супеси пылеватые, с гравием и галькой, твердые	0,07	0,16	21,6	0,450	–0,01
9	V _{kt}	Глины твердые	0,20	0,12	22,00	0,243	–0,18

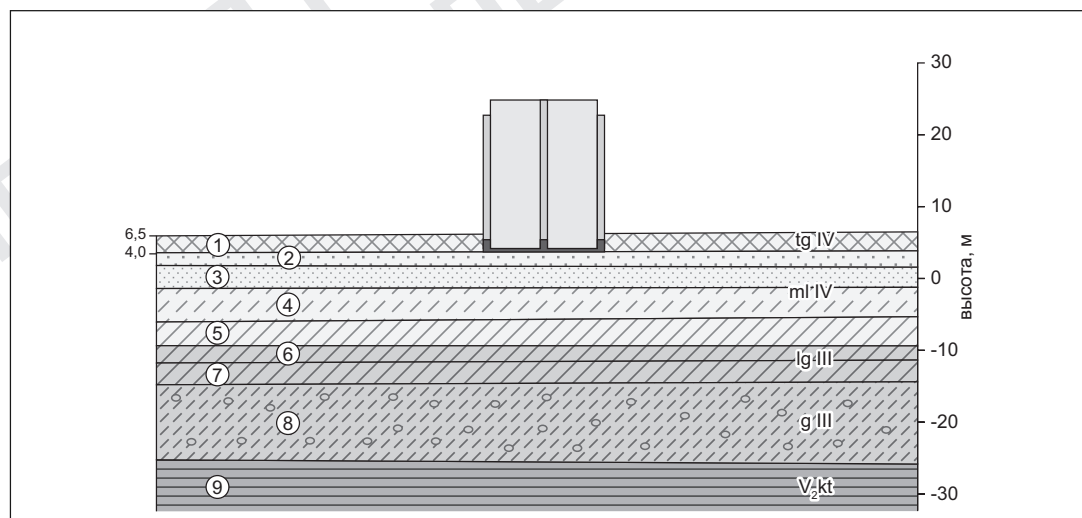


Рис. П.11. Инженерно-геологический разрез площадки строительства

Фундаменты запроектированы и выполнены из сборных железобетонных плит и бетонных блоков шириной 1200 мм на щебеночной подготовке. Глубина заложения фундаментов — 2,6 м от поверхности земли. Опорным слоем для фундаментов на естественном основании является подготовка из песка толщиной 600 мм, ниже — песок (слой № 2). Геологический разрез представлен на рис. П.11. Физические характеристики грунтов приведены в табл. П.7.

В табл. П.8 приведены расчетные параметры для численного моделирования развития осадки во времени с помощью вязкопластической модели.

На рис. П.12 приведены эпюры осадки, соответствующей последнему циклу наблюдений.

Необходимо отметить, что увеличение осадки в период после четырех лет наблюдений за осадкой рассматриваемого здания (рис. П.13) обусловлено строительством в непосред-

Таблица П.8

Расчетные параметры вязкопластической модели

№ ИГЭ	Геол. индекс	γ , кН/м ³	E , кПа	σ_{z1} , кПа	σ_{z2} , кПа	p_0 , кПа	E_0 , кПа
2	ml IV	19,4	10 000	100	200	5	50 000
3	ml IV	18,9	8 000	100	200	5	40 000
4	ml IV	19,1	7 000	100	200	10	35 000
5	ml IV	18,9	6 500	100	200	10	32 500
6	lg III	18,3	6 000	100	200	10	30 000
7	lg III	19,6	8 000	100	200	10	40 000
8	g III	21,6	20 000	200	300	10	100 000
9	V ₂ kt ₂	22	40 000	200	300	10	200 000
№ ИГЭ	μ	c_μ , кПа	φ°	φ^{*0}	γ_c	n	η_0 , кПа×сут
2	0,3	0,0	27	27	0,050	10	0
3	0,3	0,0	24	24	0,050	10	0
4	0,3	37,2	13	0	0,225	2	3 720
5	0,3	20,1	6	0	0,225	2	2 010
6	0,3	15,7	8	0	0,225	2	1 570
7	0,3	60,8	16	0	0,225	2	6 080
8	0,3	235,3	16	0	0,050	2	23 540
9	0,3	385,1	26	0	0,050	2	38 500



Рис. П.12. Эпюры осадки здания, соответствующей последнему циклу измерений

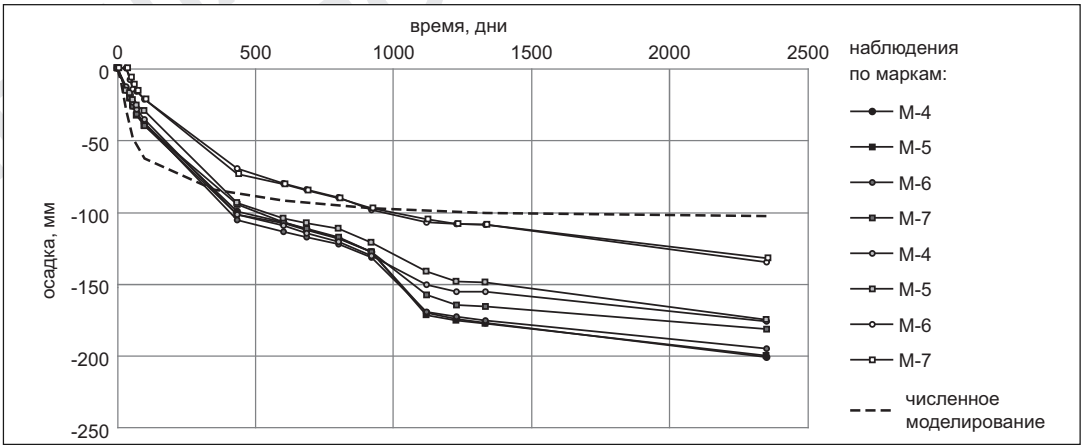


Рис. П.13. Сопоставление результатов численного моделирования с данными натуральных наблюдений за осадкой

Таблица П.9

Результаты расчета осадки

Показатель	Наблюдение	СНиП 2.02.02–83	СП 50-101–2004	Метод Егорова	Численный расчет
Средняя осадка, мм	167	148	69	60	100

ственной близости нового 6-этажного строения, что не было учтено при численном моделировании.

В табл. П.9 представлены результаты расчетов средней осадки здания по основным нормативным методам и предлагаемой методике.

Объект № 4. Адрес: СПб., ул. Репищева, 21/2.

Начало строительства — 1989 г., общий вид здания показан на рис. П.14.

Конструктивное решение: здание состоит из двух 16- и 12-этажных блоков, расположенных со смещением относительно друг другу. Конструктивная схема — бескаркасная с поперечными и продольными несущими железобетонными стенами. Шаг поперечных несущих стен — 3,6 и



Рис. П.14. Главный фасад зданий

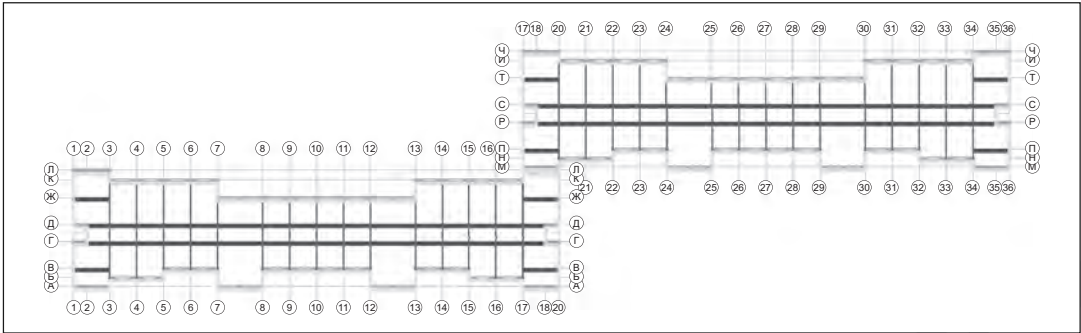


Рис. П.15. План типового этажа (внутренние несущие железобетонные стены толщиной 200 мм, внешние самонесущие и навесные стены толщиной 450 мм и 350 мм соответственно) 6,0 м. Пространственная жесткость обеспечивается системой поперечных и продольных стен, поэтажно связанных жесткими горизонтальными дисками перекрытий. Здания относятся к крупнопанельным зданиям серии 137.11.2. Давление по пятну застройки для 12-этажной секции составляет 176 кПа. Давление по пятну застройки для 16-этажной секции составляет 230 кПа.
Наружные стены — навесные и самонесущие. Стены опираются на бетонные фундаментные блоки. Внутренние несущие стены — железобетонные, толщиной 200 мм (рис. П.15).

Таблица П.10							
Физические характеристики грунтов							
№ ИГЭ	Геолог. индекс	Наименование грунта	Число пластичности I_p	Природная влажность W	Удельный вес грунта γ , кН/м ³	Коэффициент пористости e	Показатель текучести I_L
1	tg IV	Техногенные отложения: насыпные грунты					
2	lg III	Песок мелкий, средней плотности, влажный, с гравием и галькой до 20%	—	—	20,0	0,602	—
3	lg III	Песок средней крупности, плотный, с гравием и галькой до 30%	—	—	20,7	0,527	—
4	lg III	Песок крупный гравелистый, плотный, водонасыщенный, с гравием и галькой до 20%	—	—	21,0	0,500	—
5	lg III	Супесь пылеватая пластичная	0,05	0,25	21,1	0,500	0,55
6	g III	Супесь пылеватая пластичная	0,05	0,15	19,6	0,790	0,63
7	V _{кт}	Глины твердые	0,20	0,12	22,0	0,243	−0,80

Таблица П.11

Расчетные параметры вязкопластической модели

№ ИГЭ	Геол. индекс	γ , кН/м ³	E , кПа	σ_{z1} , кПа	σ_{z2} , кПа	p_0 , кПа	E_0 , кПа
2	lg III	20	33 000	100	200	5	165 000
3	lg III	20,7	45 000	100	200	5	225 000
4	lg III	21	130 000	100	200	5	650 000
5	lg III	21,1	11 000	100	200	10	55 000
6	g III	19,6	27 000	200	300	10	135 000
7	V ₂ kt ₂	22	40 000	200	300	10	200 000
№ ИГЭ	μ	c_u , кПа	φ°	φ^{*o}	γ_c	n	η_0 , кПа×сут
2	0,3	0,0	34	35	0,050	10	0
3	0,3	0,0	39	39	0,050	10	0
4	0,3	0,0	41	41	0,050	10	0
5	0,3	77,8	27	0	0,225	2	7 780
6	0,3	266,2	30	0	0,050	10	26 620
7	0,3	385,0	26	0	0,050	10	38 500

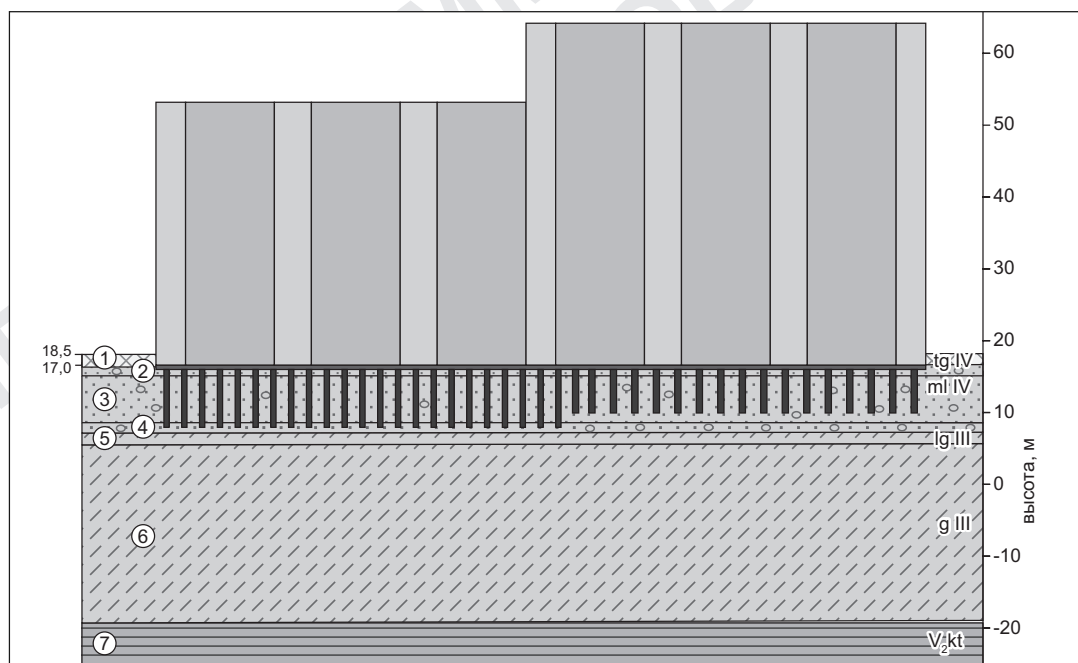


Рис. П.16. Инженерно-геологический разрез площадки строительства

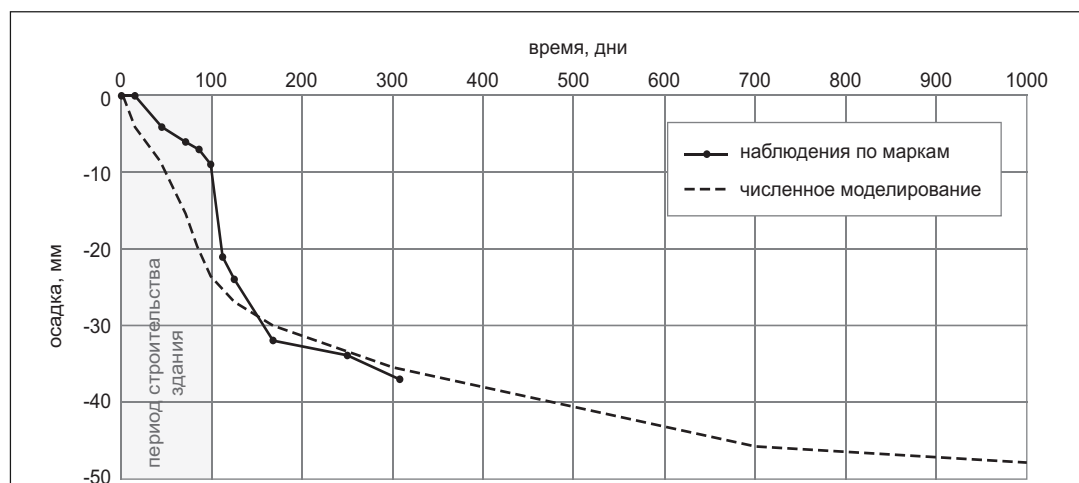


Рис. П.17. Сопоставление результатов численного моделирования с данными натурных наблюдений за осадкой

Таблица П.12

Результаты расчета осадки

Показатель	Наблюдение	СНиП 2.02.02–83	СП 50-101–2004	Метод Егорова	Численный расчет
Средняя осадка, мм	36	117	72	47	33

Фундамент здания свайный, с низким монолитным ленточным ростверком. Сваи 16-этажного блока — пирамидальные, верхним сечением 400×400 мм, нижним 200×200 мм, длиной 6,0 м. Сваи 12-этажного блока призматические, сечением 300×300 мм, длиной 8,0 м. Остриё свай расположено в толще озерно-ледникового песка, мелкого, плотного. Физические характеристики грунтов приведены в табл. П.10, инженерно-геологический разрез площадки — на рис. П.16.

Расчетные параметры грунтов для моделирования развития осадки во времени с помощью вязкопластической модели приведена в табл. П.11.

Сопоставление результатов численного моделирования с данными натурных наблюдений за осадками представлено на рис. П.17.

В табл. П.12 представлены результаты расчетов средней осадки здания по основным нормативным методам и результаты, полученные по предлагаемой методике при численном моделировании.

Объект № 5. Адрес: СПб., В.О. 16-я линия, 17.

Начало строительства — 1989 г. Общий вид здания показан на рис. П.18. Конструктивное решение: здание двухсекционное, бескаркасное, с внутренними и наружными несущими кирпичными стенами толщиной от 510 до 640 мм. Первая секция имеет размеры в плане



Рис. П.18. Главный фасад здания, вид здания со двора

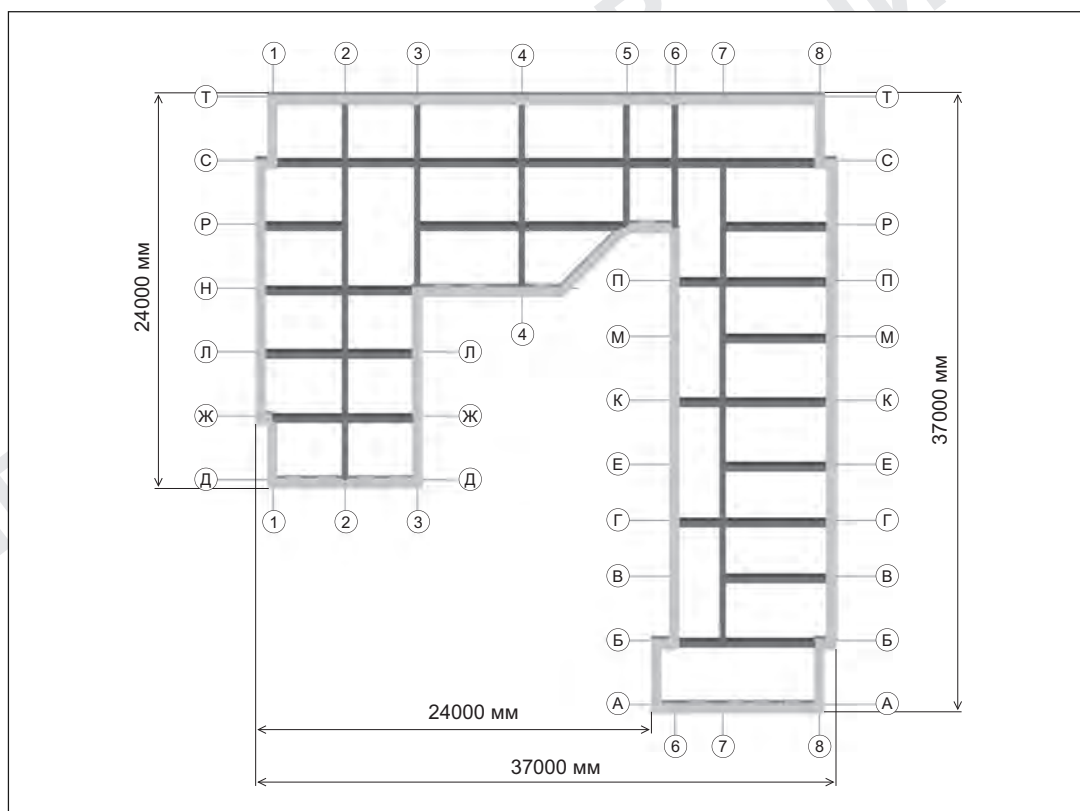


Рис. П.19. План типового этажа (внутренние несущие кирпичные стены толщиной 510 мм, внешние несущие кирпичные стены толщиной 640 мм)

Таблица П.13

Физические характеристики грунтов							
№ ИГЭ	Геол. индекс	Наименование грунта	Число пластичности I_p	Природная влажность W	Удельный вес грунта γ , кН/м ³	Коэффициент пористости e	Показатель текучести I_L
1	tg IV	Техногенные отложения: насыпные грунты					
2, 3, 4	ml IV	Песок средней крупности, средней плотности	—	—	18,0	0,500	—
5	lg III	Супеси пылеватые текучие, с примесью органики	0,05	0,41	17,3	0,950	1,35
6	lg III	Суглинок пылеватый текучий, ленточный	0,15	0,32	18,8	1,040	1,05
7	lg III	Суглинок пылеватый слоистый, текучепластичный	0,15	0,38	18,4	0,950	0,94
8	lg III	Суглинок пылеватый ленточный, текучепластичный	0,16	0,36	22,6	0,740	0,88
9	g III	Суглинки легкие пылеватые, твердые	0,08	0,14	22,0	0,390	−0,22
10	V _{kt}	Глины твердые	0,20	0,12	22,0	0,243	−0,8

Таблица П.14

Расчетные параметры вязкопластической модели							
№ ИГЭ	Геол. индекс	γ , кН/м ³	E , кПа	σ_{z1} , кПа	σ_{z2} , кПа	p_0 , кПа	E_0 , кПа
2, 3, 4	ml IV	18	14 000	100	200	10	70 000
5	lg III	17,3	30000	100	200	10	15 000
6	lg III	18,8	5 000	100	200	10	20 000
7	lg III	18,4	6 500	100	200	10	32 500
8	lg III	19,6	7 500	100	200	10	37 500
9	g III	22	25 000	200	300	10	125 000
10	V ₂ kt ₂	22	40 000	200	300	10	200 000
№ ИГЭ	μ	c_n , кПа	φ°	φ^{*o}	γ_c	n	η_0 , кПа×сут
2, 3, 4	0,3	0,0	26	26	0,05	10	0
5	0,3	22,1	10	0	0,225	2	2 210
6	0,3	58,9	15	0	0,225	2	5 890
7	0,3	29,4	12	0	0,225	2	2 940
8	0,3	58,8	19	0	0,225	2	5 880
9	0,3	194,1	28	0	0,150	2	19 420
10	0,3	385,0	26	0	0,150	2	38 500

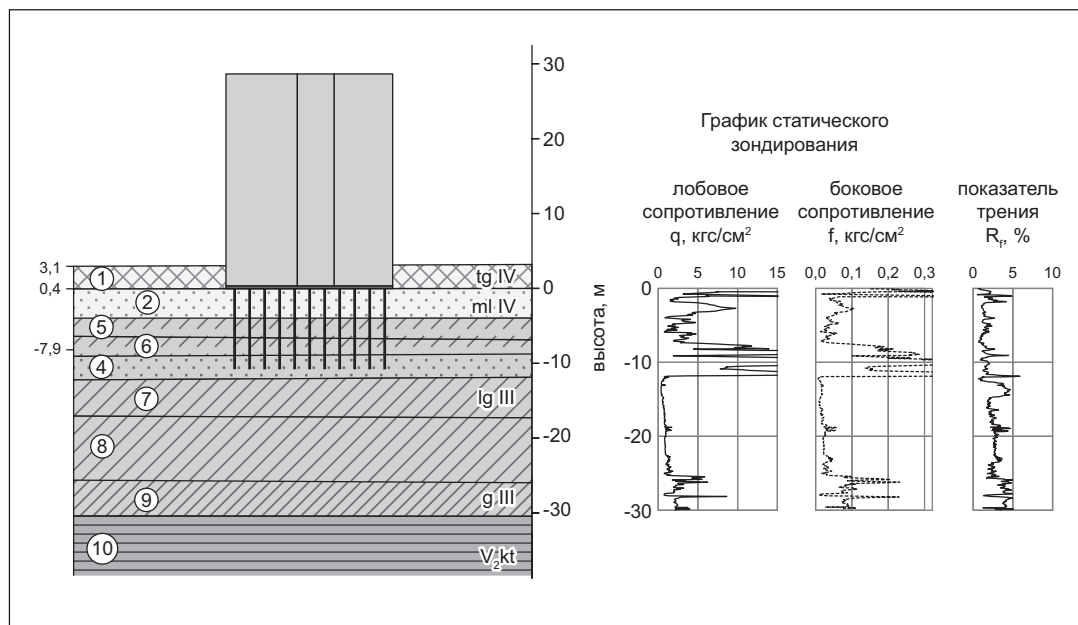


Рис. П.20. Инженерно-геологический разрез площадки строительства, статическое зондирование

24×24 м, 10-этажная, вторая секция — 8-этажная, имеет размеры в плане 37×12 м (рис. П.19). Перекрытия — сборные железобетонные плиты толщиной 160 мм. Давление под пятном застройки составляет около 135 кПа.

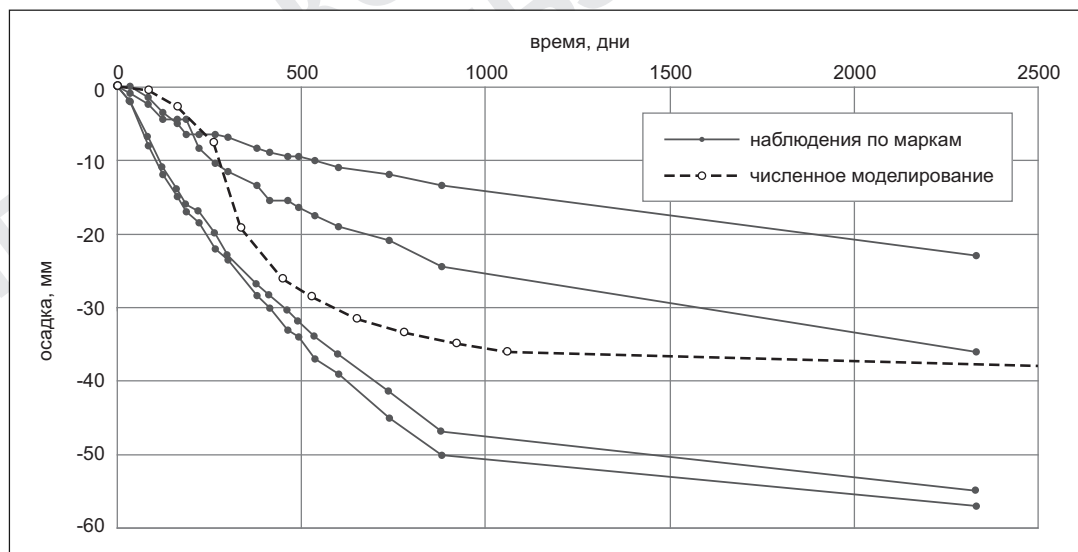


Рис. П.21. Сопоставление результатов численного моделирования с данными натурных наблюдений за осадкой

Таблица П.15

Результаты расчета осадки					
Показатель	Наблюдение	СНиП 2.02.02–83	СП 50-101–2004	Метод Егорова	Численный расчет
Средняя осадка, мм	40	112	62	74	35

Фундамент здания — свайный, длина свай 11,0 м, плита ростверка толщиной 450 мм. Опорным слоем свайного фундамента являются пески средней крупности, водонасыщенные (слой № 4). Физические характеристики грунтов для объектов № 6, 7, 8 представлены в табл. П.13, а инженерно-геологический разрез площадки — на рис. П.20.

Расчетные параметры грунтов для численного моделирования осадки здания во времени с помощью вязкопластической модели представлены в табл. П.14.

На рис. П.21 показано сопоставление численного расчета осадки во времени с данными наблюдения за осадкой зданий в различных точках.

В табл. П.15 представлены результаты расчета средней осадки здания аналитическими нормативными методами и по предлагаемой методике.

Объект № 6. Адрес: СПб., В.О. 16-я линия, 23.

Начало строительства — 1989 г. Общий вид здания показан на рис. П.22.

Конструктивное решение: 5-этажное здание, бескаркасное, с несущими поперечными внутренними и наружными кирпичными стенами толщиной 380 и 510 мм соответственно. Перекрытия — сборные железобетонные плиты толщиной 160 мм. В плане здание имеет размеры 35,0×14,0 м. Давление под пятном застройки составляет около 100 кПа.

Фундамент здания — на естественном основании, глубина заложения подошвы 2,5 м от поверхности. Опорным слоем служит песок средней крупности (слой № 2). Конструкции фундамента — ленточные, с шириной подошвы 1,2 м. Инженерно-геологический разрез представлен на рис. П.23. Эпюры осадки здания по данным натурных измерений изображены на рис. П.24.

Расчетные параметры грунтов приведены в табл. П.14.

На рис. П.25 показано сопоставление усредненной осадки здания с результатами численного моделирования.

Таблица П.16

Результаты расчета осадки					
Показатель	Наблюдение	СНиП 2.02.02–83	СП 50-101–2004	Метод Егорова	Численный расчет
Средняя осадка, мм	119	112	62	74	134



Рис. П.22. Главный фасад здания

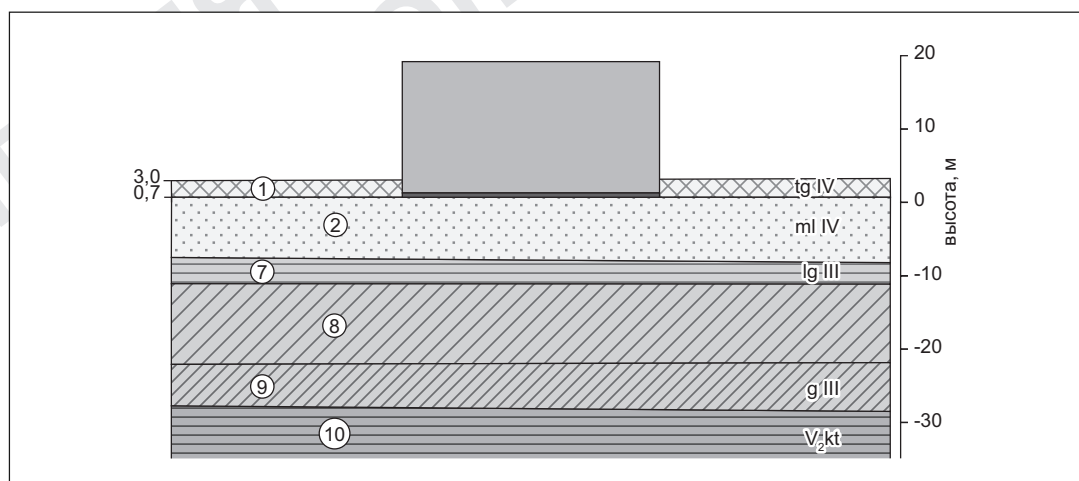


Рис. П.23. Инженерно-геологический разрез площадки строительства, статическое зондирование

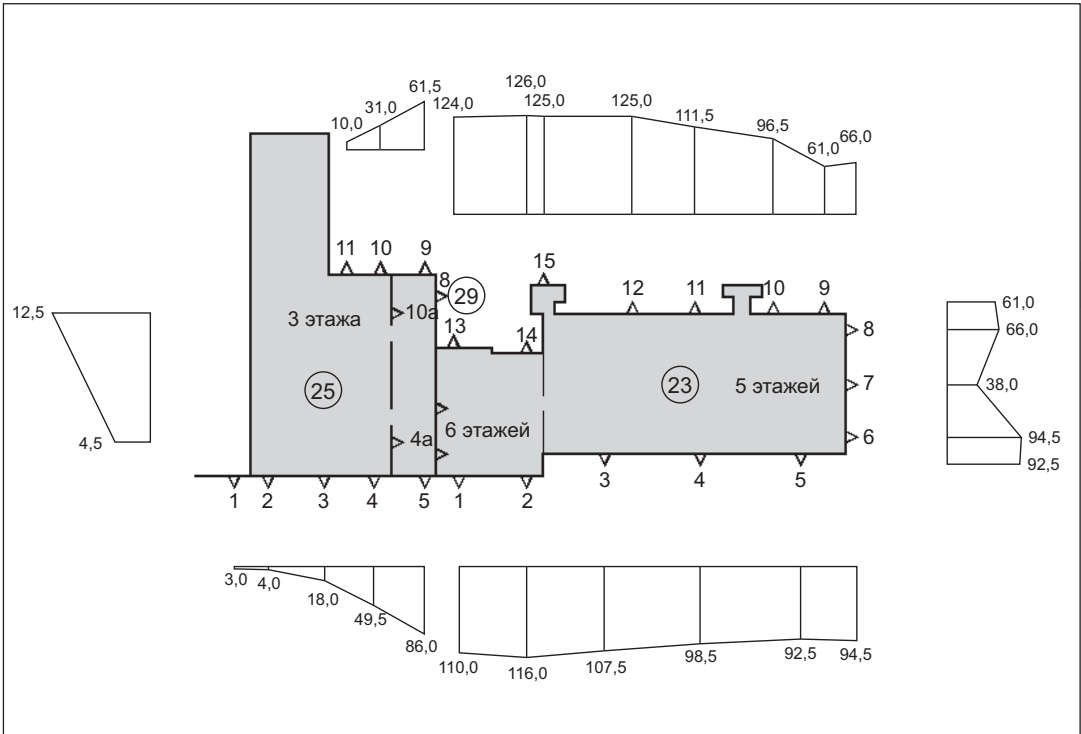


Рис. П.24. Эпюры осадки здания по данным натурных измерений

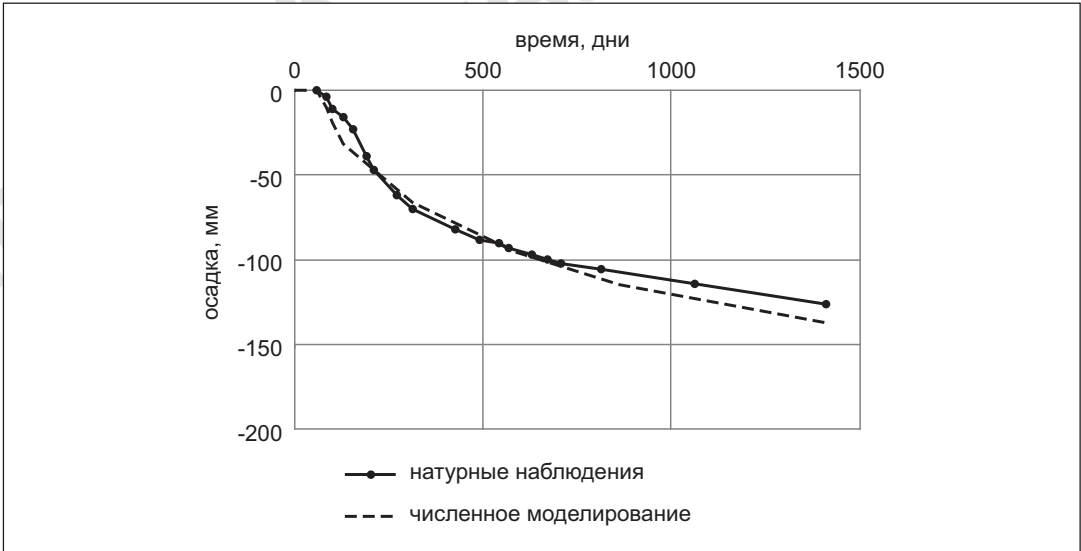


Рис. П.25. Сопоставление результатов численного моделирования с данными натурных наблюдений за осадкой

Объект № 7. Адрес: СПб., В.О. 16-я линия, 37.

Начало строительства — 1989 г. Общий вид здания показан на рис. П.26.

Конструктивное решение: 7-этажное здание, бескаркасное, с несущими поперечными внутренними и наружными кирпичными стенами толщиной 380 и 510 мм соответственно. Перекрытия — монолитные, железобетонные, толщиной 200 мм. В плане здание имеет размеры 35,0×354,0 м. Давление под пятном застройки составляет 120 кПа.

Фундамент здания — свайный. Длина свай 11,5 м, диаметр — 300 мм, имеется уширение порядка 800 мм в интервале глубин от 9,5 до 10,5 м (абс. отметка остря -9,7 м). Уширение свай выполнено в толще среднезернистого песка средней плотности, насыщенного водой (слой № 4) (рис. П.27). Характеристики грунтов приведены в табл. П.13 и П.14. Расчетная нагрузка в проекте по результатам статических испытаний свай принята 45 т.

На рис. П.28 показано сопоставление усредненной осадки здания с результатами численного моделирования, а в табл. П.17 представлены результаты расчета средней осадки здания аналитическими нормативными методами и по предлагаемой методике.



Рис. П.26. Главный фасад здания

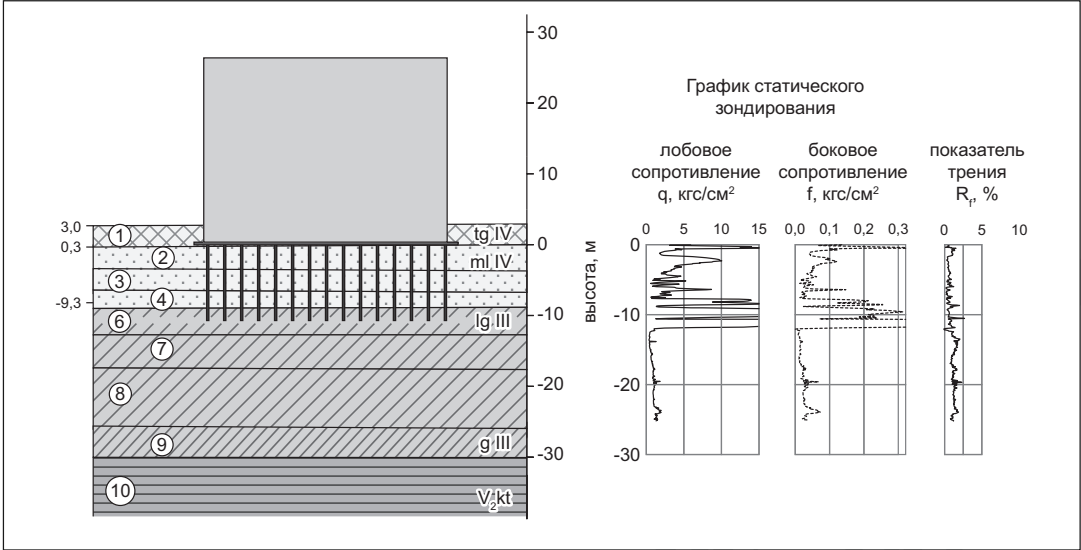


Рис. П.27. Инженерно-геологический разрез площадки строительства, статическое зондирование

Таблица П.17					
Результаты расчета осадки					
Показатель	Наблюдение	СНиП 2.02.02–83	СП 50-101–2004	Метод Егорова	Численный расчет
Средняя осадка, мм	40	45	5	72	42

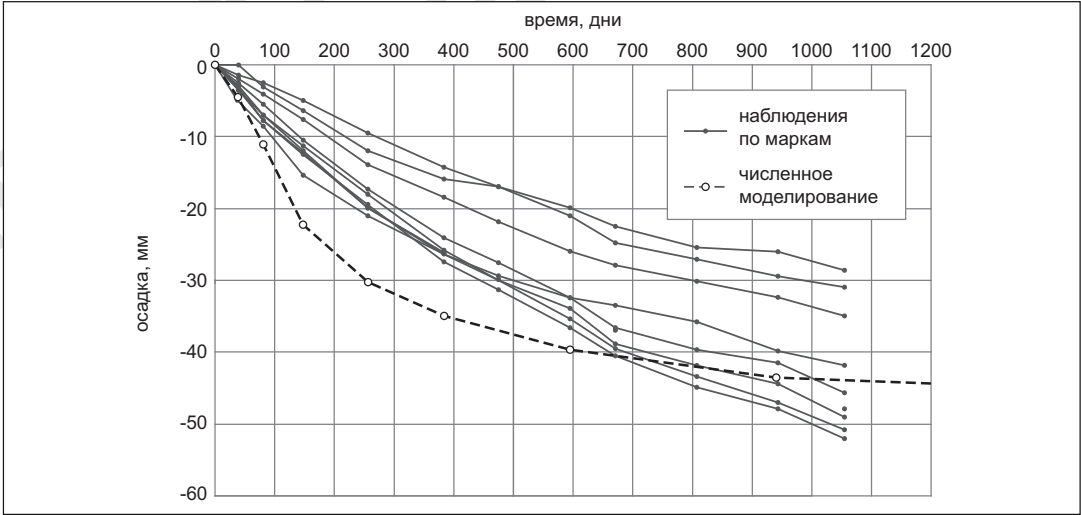


Рис. П.28. Сопоставление результатов численного моделирования с данными натурных наблюдений за осадкой

Объект № 8. Адрес: СПб., ул. Фрунзе, 18.

Начало строительства — 1987 г., общий вид здания показан на рис. П.29.

Конструктивное решение: здание столовой предприятия «Малахит» — 4-этажное, каркасного типа, прямоугольное в плане 48,0×19,0 м, с подвальным этажом (рис. П.30). Каркас здания железобетонный, наружные стены из керамзитобетонных панелей, перекрытия железобетонные из пустотных железобетонных плит. К зданию с двух сторон ближе к противоположным торцам примыкают две лестничные клетки с лифтовыми шахтами. Стены лестничных клеток кирпичные, самонесущие.

Фундамент под здание выполнен в виде монолитной железобетонной плиты толщиной 500 мм с монолитными железобетонными ребрами по периметру плиты и монолитными железобетонными ребрами толщиной 1200 мм по продольным осям колонн. Фундамент под лестничные клетки — отдельный, выполнен из монолитной железобетонной плиты толщиной 500 мм. Под кирпичные стены лестничной клетки по плите уложены фундаментные блоки толщиной 400 мм.



Рис. П.29. Главный фасад здания

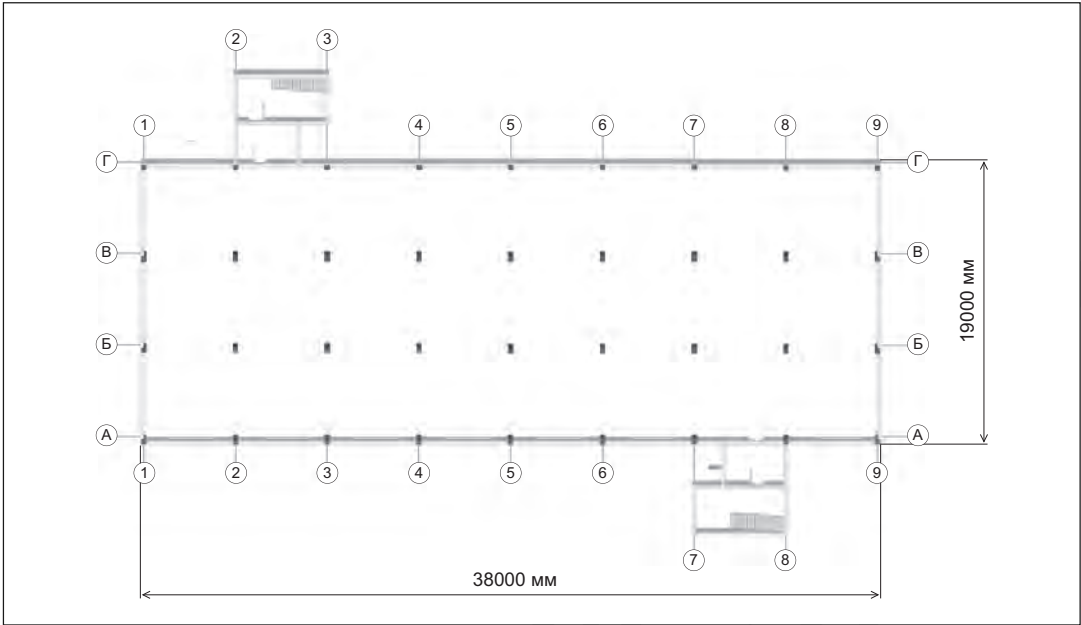


Рис. П.30. Схема типового этажа

Глубина заложения плиты основного здания — 3,9 м, глубина заложения подошвы плиты под лестничные клетки — 3,2 м. Под зданием выполнен пластовый дренаж из крупнозернистого песка толщиной 650 мм.

Таблица П.18							
Физические характеристики грунтов							
№ ИГЭ	Геолог. индекс	Наименование грунта	Число пластичности I_p	Природная влажность W	Удельный вес грунта γ , кН/м ³	Коэффициент пористости e	Показатель текучести I_L
1	tg IV	Техногенные отложения: насыпные грунты					
2	ml IV	Суглинки тугопластичные	0,09	0,26	20,7	0,740	0,50
3	lg III	Глины ленточные текучие	0,18	0,41	19,0	1,040	1,20
4	g III	Суглинки мягкопластичные	0,09	0,26	20,4	0,700	0,60
5	g III	Суглинки легкие пылеватые, тугопластичные, с включением песка до 5%	0,09	0,22	20,0	0,594	0,44
6	V_{kt}	Глины легкие, твердые, дислоцированные	0,18	0,2	20,5	0,625	−0,20
7	V_{kt}	Глины твердые	0,20	0,12	22,0	0,243	−0,80

Таблица П.19

Расчетные параметры вязкопластической модели

№ ИГЭ	Геол. индекс	γ , кН/м ³	E , кПа	σ_{z1} , кПа	σ_{z2} , кПа	p_0 , кПа	E_0 , кПа
2	ml IV	20,7	12 000	100	200	10	60 000
3	lg III	19	6 000	100	200	10	30 000
4	g III	20,4	13 000	100	200	10	65 000
5	g III	20	11 000	100	200	10	55 000
6	V_2kt_2	20,5	17 000	200	300	10	85 000
7	V_2kt_2	22	40 000	200	300	10	200 000
№ ИГЭ	μ	c_w , кПа	φ°	φ^{*o}	γ_c	n	η_0 , кПа×сут
2	0,3	68,8	24	0	0,225	2	6 880
3	0,3	10,9	18	0	0,225	2	1 090
4	0,3	58,0	16	0	0,225	2	5 800
5	0,3	66,0	17	0	0,225	2	6 600
6	0,3	143,9	15	0	0,150	2	14 400
7	0,3	385,0	26	0	0,150	2	38 500

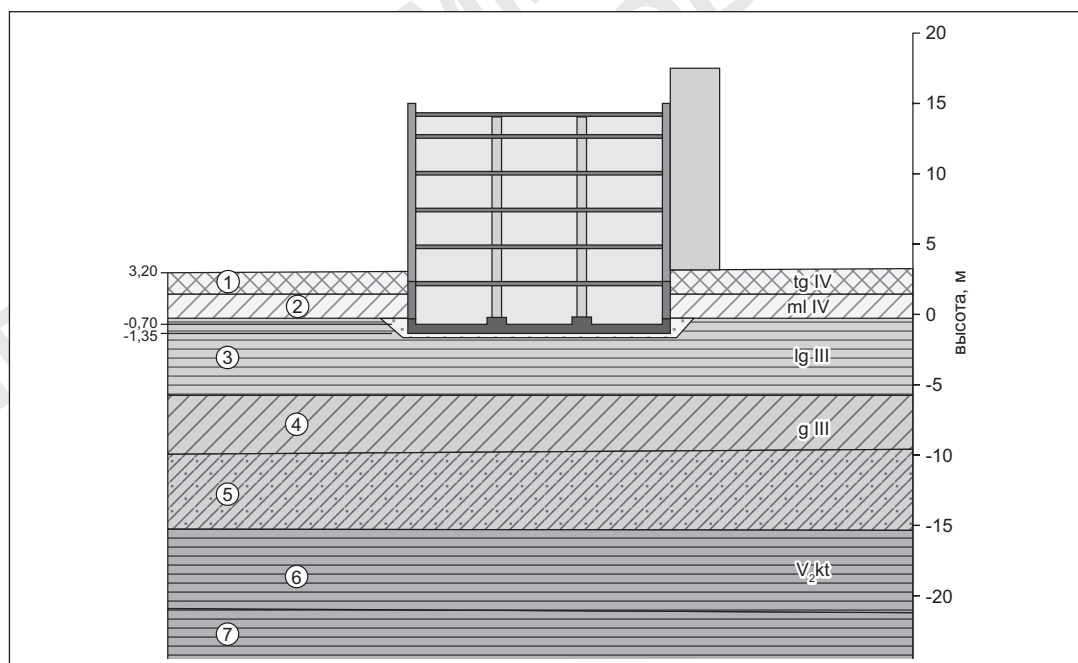


Рис. П.31. Инженерно-геологический разрез площадки строительства

Инженерно-геологический разрез площадки представлен на рис. П.31, в табл. П.18 приведены физические характеристики грунтов, а в табл. П.19 — расчетные параметры для вязкопластической модели.

При эксплуатации рассматриваемого здания было отмечено отклонение конструкций лестничных клеток от основного каркаса здания, объясняемое различной отметкой подошвы фундамента (фундамент лестничных клеток на 0,7 м выше), а также полной засыпкой помещений подвала лестничных клеток песком (примерно через 1300 дней после начала наблюдений), что вызвало неравномерность осадки и, как следствие, отклонение от вертикали лестничных клеток от основного каркаса в стороны.

При численном моделировании осадки во времени учитывался вышеизложенный факт засыпки подвальных помещений лестничных клеток песком. На рис. П.32 представлено сопоставление результатов наблюдений за осадкой зданий и результатов численного моделирования, где прослеживается перелом кривых, связанный с увеличением нагрузки на основание под лестничными клетками.

В табл. П.20 представлены результаты расчетов средней осадки здания по основным нормативным методам и предлагаемой методике.

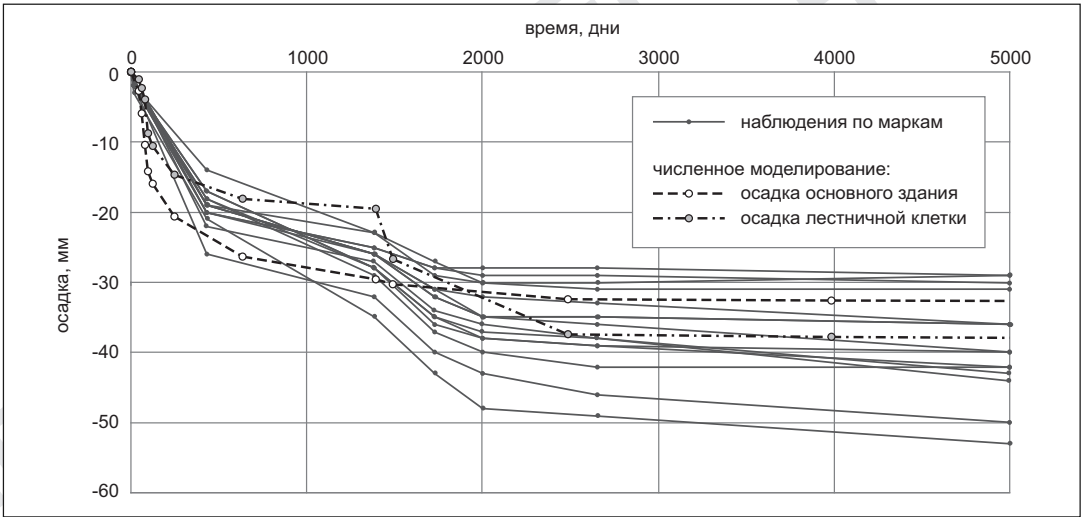


Рис. П.32. Сопоставление результатов численного моделирования с данными натурных наблюдений за осадкой

Таблица П.20					
Результаты расчета осадки					
Показатель	Наблюдение	СНиП 2.02.02–83	СП 50-101–2004	Метод Егорова	Численный расчет
Средняя осадка, мм	42	32	8	22	37

Объект № 9, 10, 11, 12, 13, 14. Адрес: СПб., В.О., Новосмоленская наб., 36/1, 36/2, 36/4, 36/6, 30.

Начало строительства — 1969–1970 гг. Общий вид типового здания показан на рис. П.33. Конструктивное решение: 9-, 12-, 16-этажные жилые дома серии БС спроектированы для использования в сложных инженерно-геологических условиях, в расчете на большие и неравномерные деформации оснований. Дома состоят из ряда стандартных блок-секций, размерами в плане 30×13 м, число секций варьируется от 2 до 7 (рис. П.34). Длина зданий составляет от 60 до 210 м. Все рассматриваемые здания с поперечными несущими стенами, имеющими постоянный шаг 6 м, и одной прерывистой продольной стеной-диафрагмой, длина которой в пределах каждой секции равна 18 м. Несущие поперечные стены, стены-диафрагмы и плиты перекрытий образуют жесткую пространственную конструкцию. Высота зданий составляет от 32 до 45 м. Физические характеристики грунта представлены в табл. П.21.

Внутренние несущие стены собраны из железобетонных панелей толщиной 180 мм, высотой в один этаж. Наружные стены состоят из навесных керамзитобетонных панелей толщиной 180 мм.

Исходные параметры для расчета осадки основания во времени для рассматриваемых объектов приведены в табл. П.22.



Рис. П.33. Главный фасад здания (корп. 2, 4, 6)

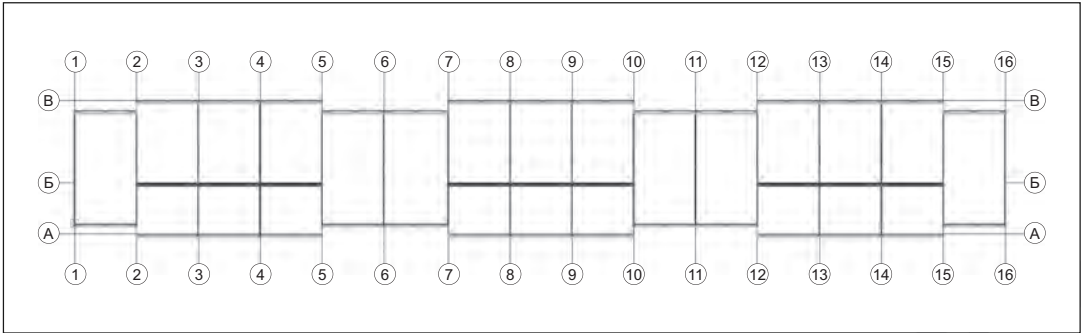


Рис. П.34. Конструктивная схема крупнопанельного трехсекционного дома серии БС-12 (корп. 2, 6)

Фундаменты корп. 1 — ленточные, с шириной подошвы ленты, равной 4 м, фундаменты расположены в поперечном направлении под поперечные несущие стены. Опорным слоем ленточного фундамента является песчаная подушка, подстилаемая слоем среднезернистого песка (рис. П.35). Давление под пятном застройки 130 кПа.

Для корп. 1 на рис. П.36 показано сопоставление усредненной осадки здания с результатами численного моделирования, а в табл. П.23 представлены результаты расчета средней осадки здания аналитическими нормативными методами и по предлагаемой методике.

Фундаменты корп. 2 и 4 выполнены в виде сплошной плиты размерами в плане 13,7×94 м, толщиной 1 м. По верху плиты устроена одна продольная монолитная балка-стенка толщиной

Таблица П.21

Физические характеристики грунтов							
№ ИГЭ	Геолог. индекс	Наименование грунта	Число пластичности I_p	Природная влажность W	Удельный вес грунта γ , кН/м ³	Коэффициент пористости e	Показатель текучести I_L
1а	tg IV	Техногенные отложения: насыпные грунты					
1, 2, 4	ml IV	Песок средней крупности, средней плотности	—	—	18,0	0,680	—
3	lg III	Супеси пылеватые текучие, с примесью органики	0,05	0,46	17,3	0,950	1,35
5	lg III	Суглинок пылеватый текучий, ленточный	0,16	0,32	18,8	0,890	1,05
6	lg III	Глина пылеватая текучепластичная, ленточная	0,20	0,38	18,3	1,050	0,98
7	g III	Суглинок пылеватый, с гравием, тугопластичный	0,08	0,25	20,2	0,680	0,43
8	g III	Супесь твердая	0,06	0,16	21,7	0,400	−0,40
9	V _{kt}	Глины твердые	0,20	0,12	22,0	0,243	−0,80

Таблица П.22

Расчетные параметры вязкопластической модели

№ ИГЭ	Геол. индекс	γ , кН/м ³	E , кПа	σ_{z1} , кПа	σ_{z2} , кПа	p_0 , кПа	E_0 , кПа
1, 2, 4	ml IV	18	14 000	100	200	10	70 000
3	lg III	17,3	2 300	100	200	10	11 500
5	lg III	18,8	3 100	100	200	10	15 500
6	lg III	18,3	5 800	100	200	10	29 000
7	g III	20,2	13 000	100	200	10	65 000
8	g III	21,7	30000	200	300	10	150000
9	V ₂ kt ₂	22	40000	200	300	10	200000
№ ИГЭ	μ	c_u , кПа	φ°	φ^{*o}	γ_c	n	η_0 , кПа×сут
1, 2, 4	0,3	0,0	26	26	0,225	2	0
3	0,3	5,9	10	0	0,225	2	590
5	0,3	32,9	15	0	0,225	2	3 290
6	0,3	15,7	12	0	0,225	2	1 570
7	0,3	77,8	19	0	0,225	2	7 780
8	0,3	235,4	28	0	0,150	2	23 540
9	0,3	385,0	26	0	0,150	2	38 500

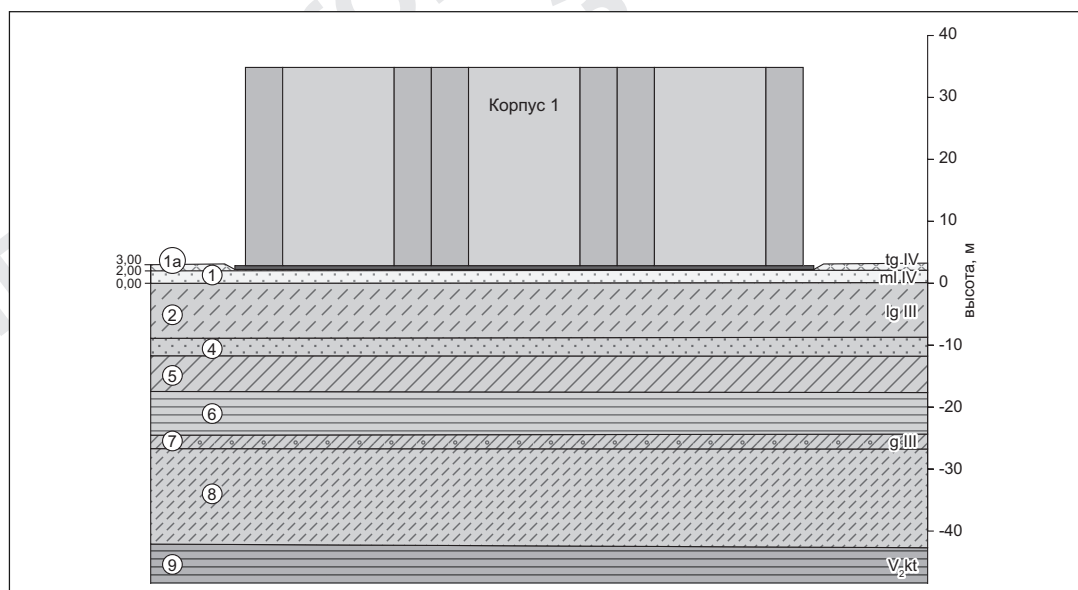


Рис. П.35. Инженерно-геологический разрез в зоне строительства корп. 1

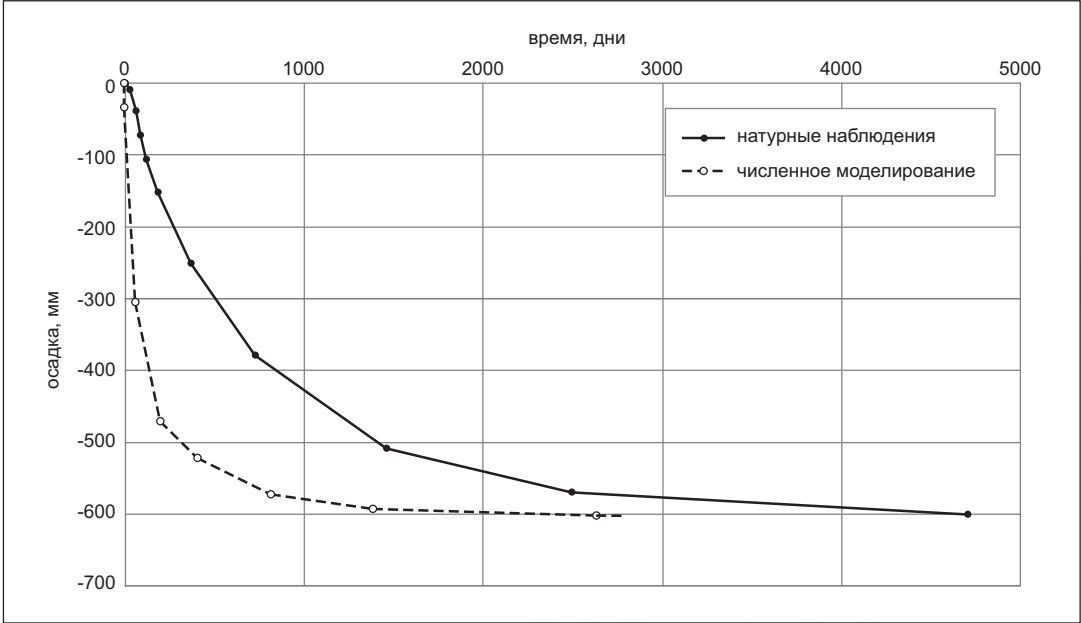


Рис. П.36. Сопоставление результатов численного моделирования с данными натурных наблюдений за осадками для корп. 1

0,44 м, высотой 2,5 м. Под плитой здания — песчаная подушка толщиной 2–2,5 м. Схема здания и инженерно-геологический разрез показаны на рис. П.37, П.39. Давление под пятном застройки 176 кПа.

На рис. П.38 и П.40 показано сопоставление усредненной осадки здания с результатами численного моделирования, а в табл. П.24 и П.25 представлены результаты расчета средней осадки здания аналитическими нормативными методами и по предлагаемой методике соответственно для корп. 2 и 4.

Таблица П.23

Результаты расчета осадки корп. 1					
Показатель	Наблюдение	СНиП 2.02.02–83	СП 50-101–2004	Метод Егорова	Численный расчет
Средняя осадка, мм	600	320	273	160	590

Таблица П.24

Результаты расчета осадки корп. 2					
Показатель	Наблюдение	СНиП 2.02.02–83	СП 50-101–2004	Метод Егорова	Численный расчет
Средняя осадка, мм	785	518	412	228	734

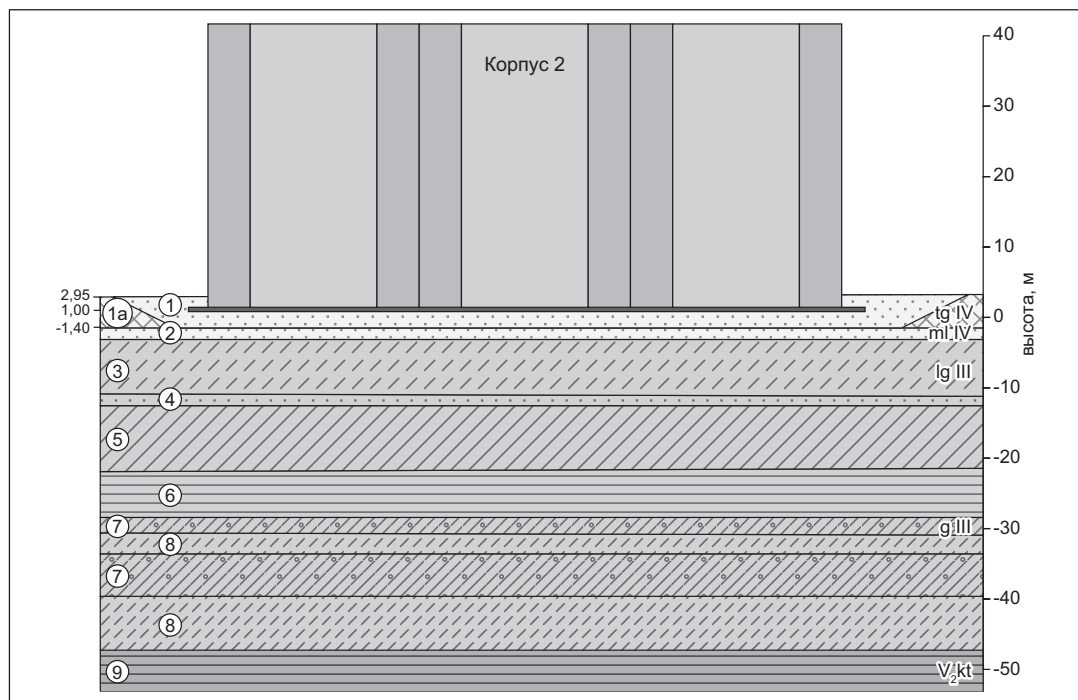


Рис. П.37. Инженерно-геологический разрез в зоне строительства корп. 2

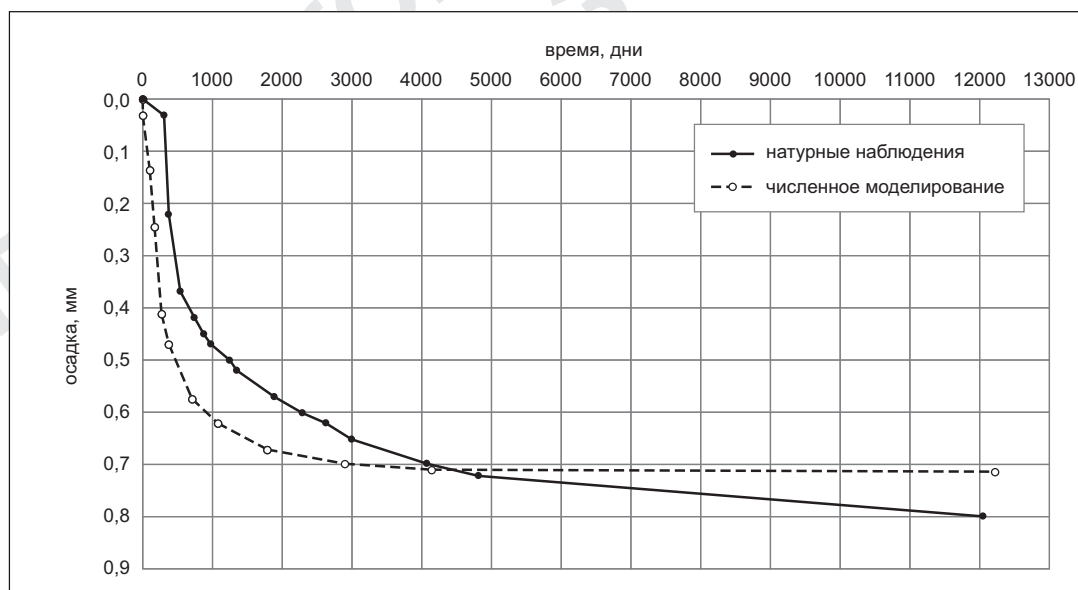


Рис. П.38. Сопоставление результатов численного моделирования с данными натурных наблюдений за осадками для корп. 2

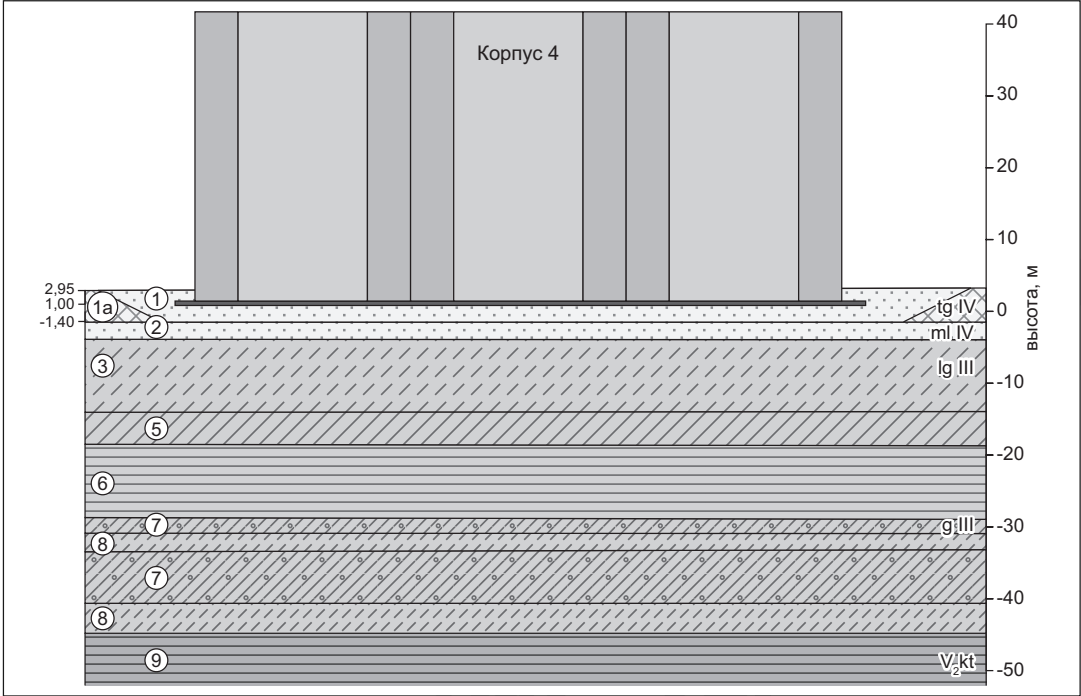


Рис. П.39. Инженерно-геологический разрез в зоне строительства корп. 4

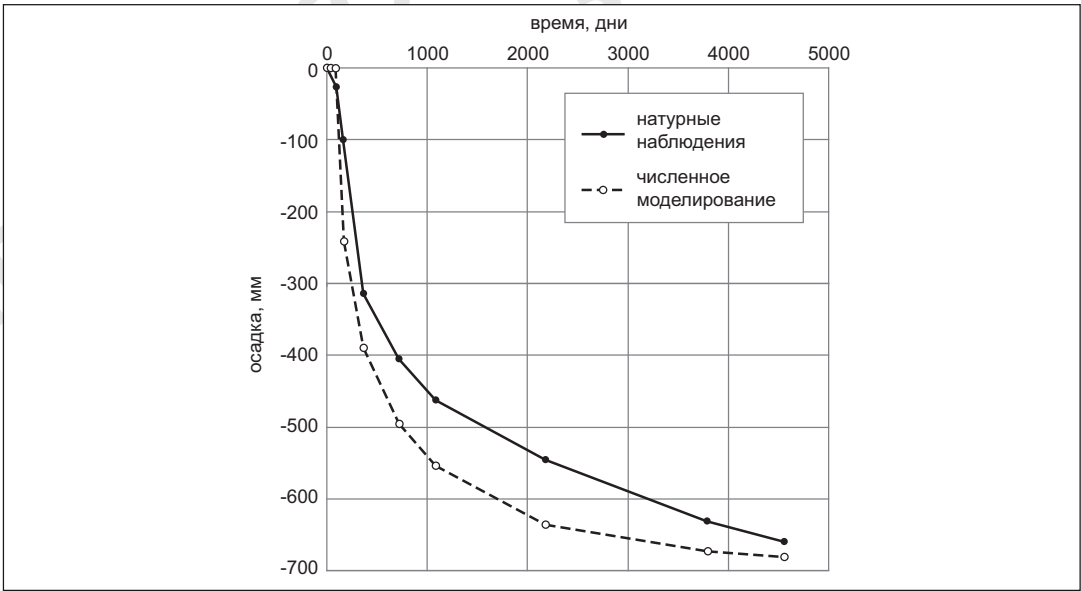


Рис. П.40. Сопоставление результатов численного моделирования с данными натурных наблюдений за осадкой для корп. 4

Таблица П.25

Результаты расчета осадки корп. 4

Показатель	Наблюдение	СНиП 2.02.02–83	СП 50-101–2004	Метод Егорова	Численный расчет
Средняя осадка, мм	660	534	398	200	672

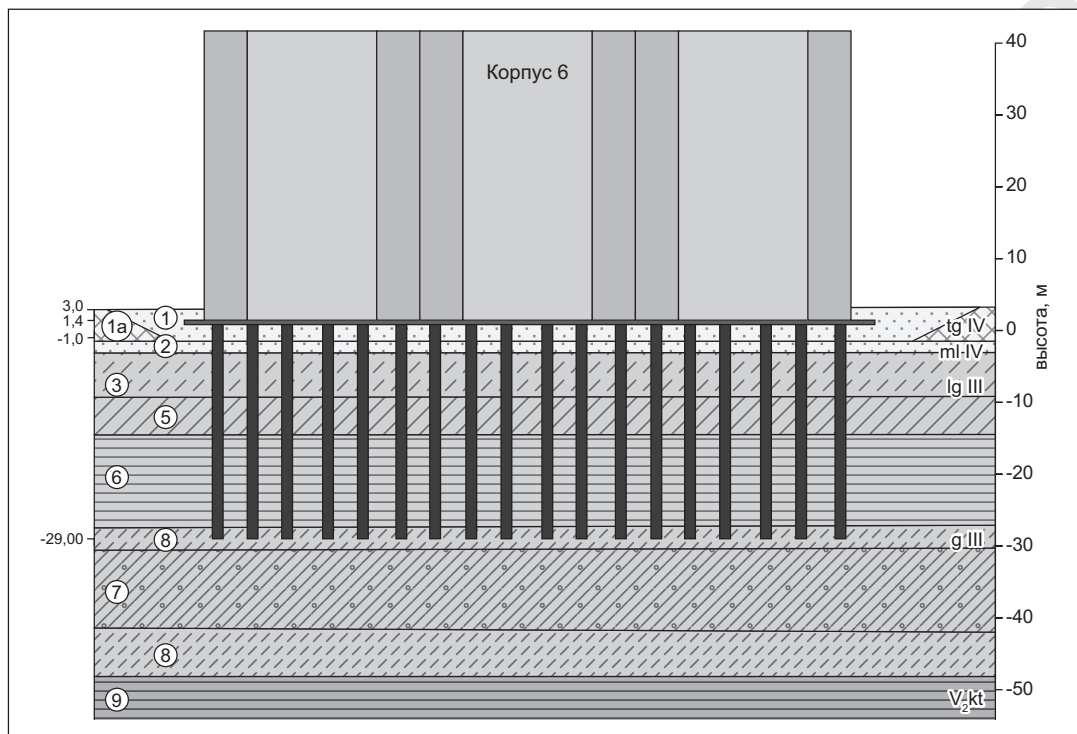


Рис. П.41. Инженерно-геологический разрез в зоне строительства корп. 6

Фундаменты корп. 6 — призматические забивные сваи длиной 32 м, с двумя сварными стыками, которые погружались в слой моренных твердых супесей (слой № 8). Сечение свай 400×400 мм. Общее количество свай составило 160 шт. (рис. П.41). Давление под пятном застройки 176 кПа.

Таблица П.26

Результаты расчета осадки корп. 6

Показатель	Наблюдение	СНиП 2.02.02–83	СП 50-101–2004	Метод Егорова	Численный расчет
Средняя осадка, мм	295	20	12	40	110

На рис. П.42 показано сопоставление усредненной осадки здания с результатами численного моделирования, а в табл. П.26 представлены результаты расчета средней осадки

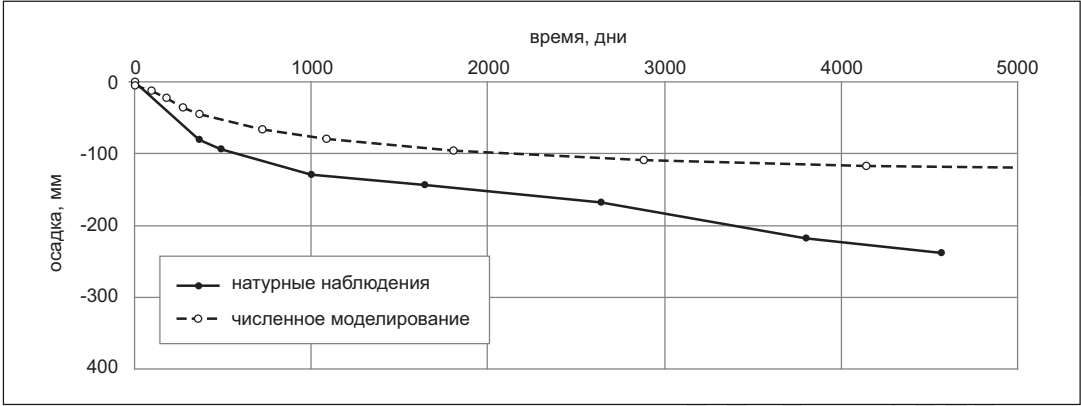


Рис. П.42. Сопоставление результатов численного моделирования с данными натурных наблюдений за осадками для корп. 6

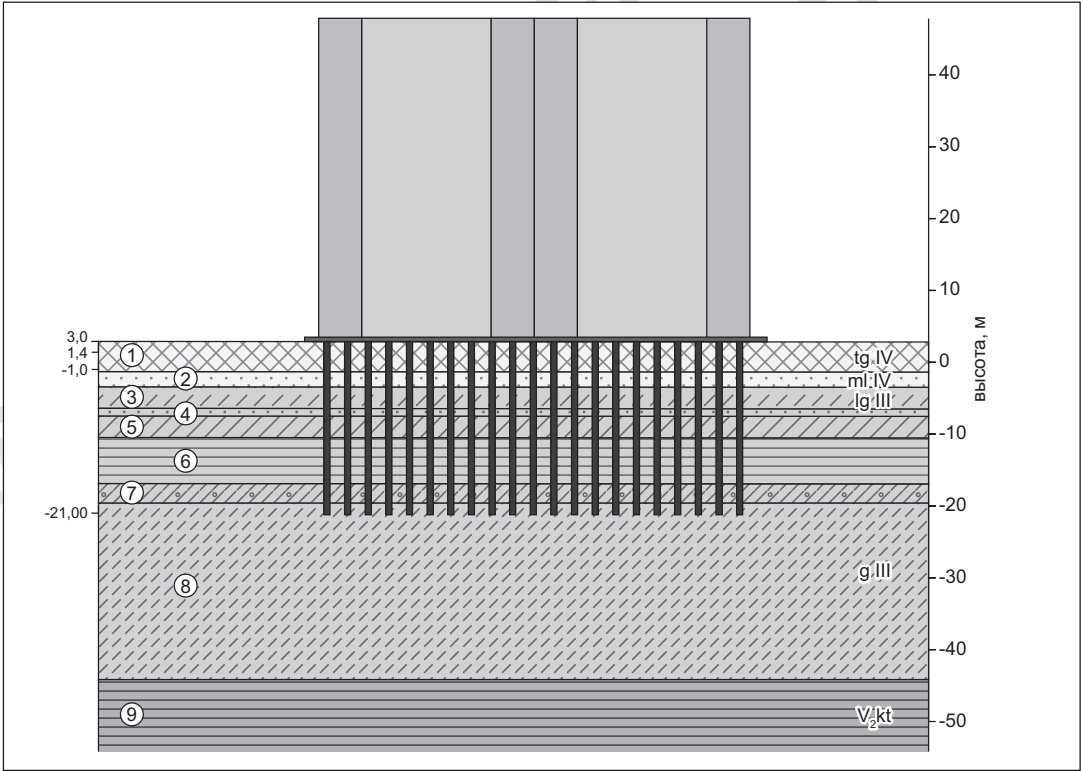


Рис. П.43. Инженерно-геологический разрез в зоне строительства дома № 30

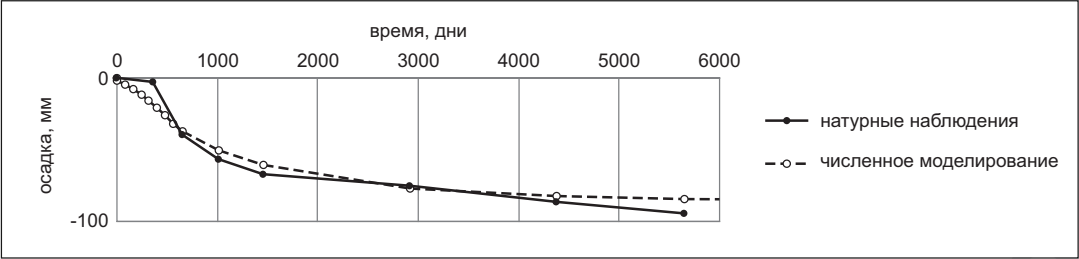


Рис. П.44. Сопоставление результатов численного моделирования с данными натурных наблюдений за осадкой для дома № 30

здания аналитическими нормативными методами и по предлагаемой методике для корп. 6. Фундаменты дома № 30 — сваи длиной 24 м. Опорным слоем является супесь твердая (слой № 8) (рис. П.43). Давление под пятном застройки 230 кПа.

На рис. П.44 показано сопоставление усредненной осадки здания с результатами численного моделирования, а в таблице П.27 представлены результаты расчета средней осадки здания аналитическими нормативными методами и по предлагаемой методике для дома №30.

Таблица П.27					
Результаты расчета для дома №30					
	Наблюдения	СНиП 2.02.02-83	СП 50-101-2004	Метод Егорова	Численный расчет
Средняя осадка, мм	96	31	8	24	84

Алексей Георгиевич Шашкин

**ПРОЕКТИРОВАНИЕ ЗДАНИЙ
И ПОДЗЕМНЫХ
СООРУЖЕНИЙ В СЛОЖНЫХ
ИНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГИЧЕСКИХ УСЛОВИЯХ
САНКТ-ПЕТЕРБУРГА**

Ответственный редактор: Ананко В.Н.

Корректор: Крендясова О.Н.

Дизайн и верстка: ИП Смирнова М.А.

Подписано в печать: 10.01.2014

Формат: 170х240. Гарнитура: Times.

Печать: офсетная. Бумага: мелованная

Усл. печ. л.: 22. Тираж: 500.

ООО «Геомаркетинг», 105187, Окружной проезд, 18.

Тел./факс: +7 (495) 366-26-84.