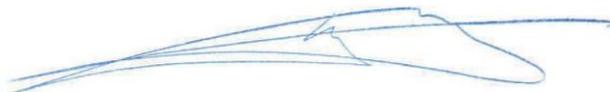


Федеральное государственное бюджетное
образовательное учреждение высшего образования
«Национальный исследовательский Московский государственный
строительный университет »
НИУ МГСУ

На правах рукописи



Тер - Мартиросян Армен Завенович

Взаимодействие фундаментов зданий и сооружений с
водонасыщенным основанием при учете нелинейных и
реологических свойств грунтов

Специальность 05.23.02 – Основания и фундаменты, подземные
сооружения

Диссертация на соискание ученой степени доктора технических наук

Научный консультант
доктор технических наук, профессор
Зерцалов Михаил Григорьевич

Москва – 2016

Оглавление

ОБЩАЯ ХАРАКТЕРИСТИКА РАБОТЫ.....	5
ГЛАВА 1. СОВРЕМЕННОЕ СОСТОЯНИЕ МЕТОДОВ КОЛИЧЕСТВЕННОЙ ОЦЕНКИ НДС ВОДОНАСЫЩЕННЫХ МАССИВОВ ГРУНТОВ, ВЗАИМОДЕЙСТВУЮЩИХ С ПОДЗЕМНЫМИ КОНСТРУКЦИЯМИ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ.....	12
1.1. Введение	12
1.2. История развития методов количественной оценки НДС водонасыщенных массивов грунтов	15
1.3. Использование теории фильтрационной консолидации при прогнозе осадок оснований фундаментов конечной ширины.....	20
1.4. Влияние ползучести скелета на НДС водонасыщенного грунта	24
1.5. Влияние среднего давления на деформации ползучести скелета грунта.....	31
1.6. Взаимодействие свай с окружающим и подстилающим водонасыщенными грунтами (обзор).....	39
ГЛАВА 2. ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНО - ТЕОРЕТИЧЕСКИЕ ОСНОВЫ ИССЛЕДОВАНИЯ МЕХАНИЧЕСКИХ СВОЙСТВ ГРУНТОВ	61
2.1. Введение. Общие положения.....	61
2.2. Результаты испытаний песчаных грунтов в условиях трехосного сжатия в кинематическом режиме.....	67
2.3. Результаты испытаний песчаных грунтов в условиях трехосного сжатия в вибрационном режиме нагружения.....	70
2.4. Определение параметров виброползучести грунтов.....	73
2.5. Определение параметров динамических свойств грунтов	77
2.6. Выводы по результатам экспериментальных исследований.....	78
2.7. Аппаратура и методика испытаний.....	79
2.8. Методика определения параметров нелинейных моделей, используемых в современных программных комплексах при численном моделировании НДС	87
ГЛАВА 3. ВЗАИМОДЕЙСТВИЕ ВОДОНАСЫЩЕННЫХ ОСНОВАНИЙ И ФУНДАМЕНТОВ ПРИ СТАТИЧЕСКОМ, ЦИКЛИЧЕСКОМ И ВИБРАЦИОННОМ ВОЗДЕЙСТВИЯХ С УЧЕТОМ РЕОЛОГИЧЕСКИХ И НЕЛИНЕЙНЫХ СВОЙСТВ	95
3.1. Теоретические основы взаимодействия водонасыщенных оснований и фундаментов	95
3.2. Циклические вибрационные воздействия на грунты основания зданий и сооружений	105
3.3. Об остаточных деформациях и напряжениях при циклическом и вибрационном воздействиях	115

3.4. Деформации грунта при циклическом П-образном и синусоидальном изменении нагрузки (рис. 3.23 а, б)	128
Однородный неводонасыщенный грунт	138
3.5. Выводы по главе.....	141
ГЛАВА 4. СТАБИЛИЗИРОВАННАЯ И НЕСТАБИЛИЗИРОВАННАЯ ОСАДКИ ВОДОНАСЫЩЕННЫХ ОСНОВАНИЙ В УСЛОВИЯХ ОДНОМЕРНОЙ, ПЛОСКОЙ И ПРОСТРАНСТВЕННОЙ ЗАДАЧ	143
4.1. Введение	143
4.2. Одномерное уплотнение водонасыщенного основания при статическом, циклическом и вибрационном воздействиях	148
4.3. Одномерная задача консолидации при циклическом режиме нагружения	154
4.4. Одномерное уплотнение грунтов при изменении напряжения с глубиной.....	155
4.5. Учет граничного условия при решении одномерной задачи консолидации по методу эквивалентного слоя Н.А. Цытовича.....	157
4.6. Консолидация водонасыщенного упрочняющегося грунта	158
4.7. Консолидация водонасыщенного слоя грунта при действии циклической нагрузки с учетом сжимаемости поровой воды и ползучести скелета	162
4.8. Консолидация и ползучесть водонасыщенных оснований конечной ширины	167
4.9. Выводы по главе	184
ГЛАВА 5. ВЗАИМОДЕЙСТВИЕ ДЛИННОЙ ОДИНОЧНОЙ СВАИ КОНЕЧНОЙ ЖЕСТКОСТИ С ОКРУЖАЮЩИМ И ПОДСТИЛАЮЩИМ ГРУНТАМИ	186
5.1. Введение	186
5.2. Расширение лидирующей скважины в процессе изготовления буронабивных свай для создания преднапряженного состояния	189
5.3. Взаимодействие длинной одиночной сваи конечной жесткости с окружающим и подстилающим грунтами с учетом их линейных и нелинейных свойств	197
5.4. Контактные модели свая–грунт.....	202
5.5. Учет нелинейно-деформируемого грунта при сдвиге.....	207
5.6. Взаимодействие длинной жесткой сваи с окружающим и подстилающим грунтами с реологическими и нелинейными свойствами.....	213
5.7. Взаимодействие длинной сваи конечной жесткости с окружающим и подстилающим грунтами с реологическими и нелинейными свойствами	216
ГЛАВА 6. ВЗАИМОДЕЙСТВИЕ БУРОНАБИВНОЙ ГРУНТОВОЙ И ГРУНТО-ЦЕНМЕНТНОЙ СВАИ С ОКРУЖАЮЩИМ И ПОДСТИЛАЮЩИМ ГРУНТАМИ В СОСТАВЕ СВАЙНО- ПЛИТНОГО ФУНДАМЕНТА	222

6.1. Введение	222
6.2. Взаимодействие сваи конечной жесткости с окружающим и подстилающим грунтами конечной жесткости по схеме «висячая свая».....	223
6.3. Взаимодействие сваи конечной жесткости с окружающим грунтом по схеме "свая - стойка" (рис.6.2б)	228
6.4. НДС сваи с окружающим грунтом в составе свайного фундамента в условиях компрессионного сжатия без учета взаимного влияния сваи и окружающего грунта (по схеме «свая-стойка»).....	229
6.5. НДС сваи и окружающего грунта в составе свайно-плитного фундамента с учетом роста диаметра сваи ($\sigma_r \neq const$).....	237
6.6. Выводы по главе:	243
Глава 7.ВНЕДРЕНИЕ РЕЗУЛЬТАТОВ НАУЧНО- ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКИХ РАБОТ В СОСТАВЕ НАСТОЯЩЕЙ ДИССЕРТАЦИОННОЙ РАБОТЫ В ПРОЕКТИРОВАНИИ И СТРОИТЕЛЬСТВЕ ОБЪЕКТОВ ГРАЖДАНСКОГО И ПРОМЫШЛЕННОГО НАЗНАЧЕНИЯ.....	244
7.1. Введение	244
7.2. Описание объектов научного сопровождения МГСУ по проектированию и строительству объектов гражданского и промышленного строительства	248
Заключение	308
Библиографический список.....	311

ОБЩАЯ ХАРАКТЕРИСТИКА РАБОТЫ

Актуальность темы исследований

Осадка основания и его несущая способность в нестабилизированном состоянии уплотнения являются важнейшими параметрами при проектировании и строительстве фундаментов зданий и сооружений на водонасыщенных основаниях в естественном и преобразованном, в том числе сваями-дренами, состояниях. При большой мощности слабых грунтов (более 20 м) используются буро-набивные и забивные сваи большой длины, опирающиеся на плотные подстилающие грунты.

Количественная оценка осадки и несущей способности основания фундаментов остается одним из сложных разделов в геомеханических и геотехнических расчетах за исключением ряда простых схем, отраженных в нормативных документах. Главной и наиболее надежной теоретической базой для количественной оценки осадок и несущей способности водонасыщенных оснований фундаментов в нестабилизированном состоянии уплотнения является механика многофазных грунтов, в том числе теория консолидации и ползучести водонасыщенных грунтов.

Повышение точности и достоверности определения осадки и несущей способности фундаментов на водонасыщенных основаниях позволяет определить типы и оптимальные размеры фундаментов и снизить их ресурсоемкость при заданных параметрах надежности, что, в свою очередь, является решением крупной научной проблемы, имеющей важное народно-хозяйственное значение.

Теория консолидации и ползучести водонасыщенных оснований необходима также для обоснования технологии преобразования строительных свойств грунтов путем предварительного их уплотнения с использованием песчаных дрен, ускоряющих процесс уплотнения в десятки раз. Она также необходима для количественной оценки взаимодействия длинных одиночных свай конечной жесткости с окружающим слабым водонасыщенным грунтом, в том числе в составе свайно-плитного фундамента. Кроме того, она необходима для количественной оценки распределения общей нагрузки между сваями, окружающим грунтом и ростверком с учетом нелинейных и реологических свойств окружающих сваю грунтов.

Современное строительство, в том числе, высотных зданий и сооружений повышенной ответственности (КСЗ), выдвигает все новые требования к учету факторов, влияющих на взаимодействие системы «основание – фундамент – подземная и высотная части» (далее системы). К ним относятся:

- исходное напряженно - деформированное состояние НДС массива, вмещающего подземную часть здания, в том числе ограждающие котлован конструкции, плитные и свайные фундаменты и их размеры;
- выбор расчетной геомеханической модели массива в соответствии с ИГ и ГГ условиями площадки строительства и особенностями конструкции и размеров подземной части зданий;
- выбор расчетных моделей грунтов, слагающих массив, в соответствии с выбранной геомеханической моделью массива и диапазоном изменения нагрузки на основание фундамента;
- взаимодействие основания, подземной и высотной частей зданий, в том числе, с учетом жесткости подземной части и растущей жесткости надземной части, а также консолидации и ползучести грунтов оснований.

Очевидно, что учет этих и других факторов при количественной оценке НДС «системы» представляет значительные трудности, особенно без привлечения численных методов ПК Mathcad, ПК Plaxis и др.

Учет перечисленных факторов в рамках простейших расчетных схем и задач может быть осуществлен в линейной постановке аналитическими методами и доведен до простых формул, востребованных при проектировании, как первое приближение. Однако, рассмотрение двухмерных, трехмерных и осесимметричных задач при большом диапазоне изменения внешней нагрузки связано с трудностями, требующими использования численных методов.

Степень разработанности темы исследований

Несмотря на столетнюю историю теоретической и прикладной механики грунтов, в том числе теории консолидации и ползучести, созданной трудами Павловского Н.Н., Терцаги К., Герсеванова Н.М., Цытовича Н.А., Флорина В.А., Баркана Д.Д. и их продолжателями: Абелевым М.Ю., Бартоломеем А.А., Гольдиным А.Л., Зарецким Ю.К., Ивановым П.Л., Ильичевым В.А., Коноваловым П.А., Малышевым М.В., Сорочаном Е.Л., Тер-Мартirosяном З.Г., Улицким В.М. и др., многие вопросы этой науки остаются нерешенными, в том числе:

- разработка и экспериментальное обоснование и использование новых нелинейных и реологических моделей водонасыщенных грунтов, которые в достаточной степени точности описывают нелинейное изменение объема и особенно формоизменение с учетом фактора времени;

- постановка и решение краевых задач по количественной оценке НДС водонасыщенных грунтов с учетом нелинейных и реологических свойств деформирования и водопроницаемости, в том числе, осадки оснований фундаментов конечной ширины;

- взаимодействия длинных одиночных свай конечной жесткости с окружающим грунтом в том числе, под пятой сваи по схеме «висячая свая» и «свая – стойка»;

- взаимодействие длинной сваи конечной жесткости в составе свайно-плитного фундамента с учетом и без учета продавливания подстилающего слоя, а также распределение общей нагрузки между свай, окружающим грунтом и ростверком;

- влияние циклического и вибрационного воздействия на водонасыщенные грунты оснований фундаментов, в том числе, на их дополнительную осадку и устойчивость.

Возникает необходимость комплексного подхода к изучению и совершенствованию методов количественной оценки НДС водонасыщенных массивов грунтов, служащих основанием, средой и материалом самых различных сооружений.

В рамках этих позиций ставятся и решаются новые задачи с учетом новых факторов, влияющих на взаимодействие водонасыщенного основания, фундаментов, подземных и надземных частей зданий и сооружений.

Цель работы заключается в построении расчетных моделей взаимодействия водонасыщенных массивов грунтов с подземными конструкциями и частями зданий и сооружений с наиболее полным учетом нелинейных и реологических свойств грунтов.

Задачи исследования

1. Разработка новых реологических и нелинейных моделей грунтов и их использование в решении задач прикладной механики грунтов.
2. Решение одномерной, двухмерной и осесимметричной задач консолидации с учетом нелинейных свойств деформирования и водопроницаемости, а также реологических свойств скелета грунта.
3. Определение начальной и предельной критической нагрузок на основание фундаментов конечной ширины (плоская задача) и конечного диаметра с учетом степени их водонасыщения и исходного НДС.

4. Постановка и решение осесимметричной задачи консолидации и ползучести толстостенного водонасыщенного грунтового цилиндра при расширении диаметра лидирующей скважины с помощью различных технологий для устройств свай-дрен.
5. Определение приведенных параметров деформирования и несущей способности отдельной ячейки преобразованной толщи слабых грунтов с помощью грунтовых и грунтоцементных свай под воздействием плитного фундамента аналитическим и численным методами с учетом и без учета продавливания подстилающего слоя конечной жесткости.
6. Количественная оценка НДС системы «предварительно уплотненный глинистый грунт – свая-дрена» под воздействием абсолютно жесткого ростверка с учетом нелинейных и реологических свойств грунтов.
7. Количественная оценка взаимодействия длинной ($l > 20\text{м}$) одиночной сваи конечной жесткости и окружающего слабого грунта, подстилаемого грунтами конечной жесткости с учетом их линейных, нелинейных и реологических свойств.
8. Разработка теоретических основ преобразования (уплотнения) физико-механических свойств слабых водонасыщенных грунтов путем глубинного уплотнения.
9. Количественная оценка остаточных напряжений и их релаксации вокруг лидирующей скважины после ее принудительного расширения в процессе изготовления свай - дрены.
10. Количественная оценка консолидации водонасыщенных грунтов вокруг лидирующей скважины при принудительном расширении ее диаметра в процессе изготовления свай - дрены.
11. Внедрение результатов экспериментальных и теоретических исследований, выполненных автором, в проектах и строительстве объектов КСЗ, в том числе высотных зданий в Москве, СПб, Казани и Сочи. Подробное описание всех объектов приводится в разделе "Внедрение результатов работы".

Объектом исследований является оценка НДС водонасыщенного грунтового массива и подземной части зданий и сооружений с учетом их взаимодействия на начальном, конечном и промежуточных стадиях формирования и трансформации НДС при статическом, циклическом и вибрационном воздействиях.

Предметом исследования являются водонасыщенный массив грунта и взаимодействующие с ним подземные конструкции зданий и сооружений.

Научная новизна работы состоит в следующем:

1. Разработана и использована при решении краевых задач прикладной механики грунтов новая реологическая модель грунтовой среды, описывающая все три основных вида кривых реологии - ползучесть, релаксация и кинематический сдвиг.

2. Разработана и использована новая реологическая модель грунтов для описания остаточных деформаций и порового давления при циклическом П - образном и низкочастотном вибрационном воздействиях на основе теорий мгновенной пластичности и кратковременной ползучести скелета грунта.
3. Решены одномерная, плоская и осесимметричная задачи консолидации водонасыщенных оснований с учетом сжимаемости поровой воды и реологических свойств скелета грунта (вторичная консолидация).
4. Решена задача по определению остаточных напряжений вокруг лидирующей скважины после принудительного расширения ее диаметра и их релаксации.
5. Решена осесимметричная задача консолидации толстостенного водонасыщенного грунтового цилиндра в процессе расширения лидирующей скважины с применением различных технологий для устройства (изготовления) грунтовых и грунтоцементных свай-дрен.
6. Решена задача о взаимодействии длинной сваи конечной жесткости с окружающим слабым и подстилающим плотным грунтами аналитическим и численным методами.
7. Решена задача НДС секции преобразованного с помощью грунтовых и грунтоцементных свай слабого слоя под воздействием плитных фундаментов, в том числе для определения приведенного модуля деформации ячейки и предельного состояния в зависимости от шага и диаметра свай, аналитическими и численными методами.
8. Рассмотрены и решены задачи по определению начальной и критической нагрузки на фундаменты конечной ширины и конечного диаметра с учетом глубины их заложения, степени водонасыщения грунтов и исходного НДС основания аналитическими и численными методами.

Теоретическая и практическая значимость работы заключается в построении новых реологических моделей грунтовой среды и их использовании при решении прикладных задач механики грунтов и разработанных на их основе методиках расчета осадок и несущей способности водонасыщенных оснований фундаментов зданий и сооружений в начальном, нестабилизированном и стабилизированном состояниях, в том числе в:

1. Решении одномерной, двухмерной и осесимметричной задач консолидации и ползучести водонасыщенных оснований аналитическим и численным методами.
2. Решении задачи по оценке НДС секции преобразованного слабого слоя и с помощью грунтовых и грунтоцементных свай под воздействием плитных фундаментов, в том числе для определения приведенного модуля деформации ячейки и предельного состояния в зависимости от шага и диаметра свай, аналитическими и численными методами.
3. Решении задачи о взаимодействии длинной сваи конечной жесткости в составе свайно-плитного фундамента с окружающим грунтом по схеме «свая – стойка» и «висячая – свая» с

учетом нелинейности и реологических свойств окружающего грунта, а также остаточного напряжения.

4. Рассмотрении и решении задач по определению начальной и критической нагрузки на фундаменты конечной ширины и конечного диаметра с учетом глубины их заложения, степени водонасыщения грунтов и исходного НДС основания аналитическими и численными методами.

Методология и методика исследований

Для решения поставленных задач использовались методы теории упругости, пластичности и ползучести, а также консолидации и ползучести многофазных грунтов, в том числе, принцип эффективных напряжений К. Терцаги, теория ламинарной фильтрации жидкости в пористой среде Дарси, теория сжимаемой газосодержащей жидкости Лейбензона, теории прочности Кулона – Мора и Мизеса- Боткина.

Положения, выносимые на защиту:

1. Новые реологические и нелинейные модели грунтовой среды для определения деформаций грунтов при действии статического, циклического и вибрационного воздействий;
2. Решение задач о взаимодействии свай с окружающим грунтом на основании новых реологических уравнений;
3. Результаты решения одномерной, плоской и осесимметричной задач консолидации и ползучести водонасыщенного основания, в том числе фундамента конечной ширины с учетом нелинейной деформируемости и проницаемости, степени водонасыщения и ползучести скелета аналитическим и численным методами, и их анализ;
4. Постановка и замкнутое решение задач по определению начальной и предельной критической нагрузок на фундаменты конечной ширины и конечного диаметра с учетом глубины заложения, степени водонасыщения и исходного НДС основания аналитическими и численными методами и их анализ;
5. Постановка и решение задачи о взаимодействии длинной сваи конечной жесткости с окружающим слабым и подстилающими плотными грунтами аналитическими и численными методами, с учетом нелинейных и реологических свойств, в том числе с учетом уширения пяты сваи, а также остаточных напряжений;
6. Постановка и решение задачи о НДС ячейки, преобразованного с помощью грунтовых и грунтоцементных свай слабого слоя под воздействием плитного фундамента, в том числе для определения характера распределения нагрузки на ростверк между сваями и окружающим грунтом, а также приведенного параметра деформируемости ячейки и устойчивости грунтовой колонны в составе ячейки в зависимости от расстояния и диаметра грунтовой сваи.

7. Постановка и решение осесимметричной задачи консолидации вокруг лидирующей скважины в случае принудительного расширения ее диаметра с помощью различной технологии аналитическими и численными методами, необходимого для устройства свай - дрен;
8. Постановка и решение задачи о НДС ячейки предварительно уплотненной толщи слабых грунтов с помощью грунтовых свай под воздействием ростверка.

Степень достоверности результатов исследования

Предлагаемые результаты работы базировались на экспериментальных и теоретических исследованиях механических свойств грунтов и их использовании в решении краевых задач на базе основных принципов теоретической механики многофазных грунтов, в том числе, принципа эффективности напряжений К.Терцаги, принципа ламинарной фильтрации Дарси, теории сжимаемой жидкости в пористой среде Лейбензона, теории прочности Кулона-Мора, принципа нелинейной деформируемости Генки и уравнений равновесия и совместности деформаций.

Апробация работы. Результаты исследований докладывались и получили положительную оценку более чем на 15 научных конференциях в РФ (Санкт-Петербург – 2012, 2013, 2015; Казань – 2012, 2014; Пермь – 2014, Самара – 2015, Пенза – 2015, Новочеркасск – 2015 и др.), и на европейских и международных конференциях (Словакия, Жилина – 2013 г.; Франция, Париж - 2013 г.; Польша, Вроцлав – 2014 г.; Великобритания, Эдинбург – 2015 г., Китай, Пекин -2015 г.)

Внедрение результатов работы

Результаты работы внедрены на ряде строительных объектов в составе работ по научному сопровождению проектов и строительства в г. Москве, Санкт-Петербурге, Сочи, Перми, Саратова, Симферополя, в том числе при проектировании объектов повышенной ответственности (АЭС, ТЭС, ГС) в РФ и за рубежом.

Публикации. По теме диссертации опубликовано 48 печатных работ в том числе 35 работ в рецензируемых журналах из перечня, рекомендованного ВАК Министерства образования.

Объем и структура работы. Диссертация состоит из введения, семи глав, заключения и списка литературы. Общий объем составляет 324 страниц, 190 рисунков, 6 таблиц. Список литературы содержит 235 наименований, в том числе 27 иностранных.

ГЛАВА 1.СОВРЕМЕННОЕ СОСТОЯНИЕ МЕТОДОВ КОЛИЧЕСТВЕННОЙ ОЦЕНКИ НДС ВОДОНАСЫЩЕННЫХ МАССИВОВ ГРУНТОВ, ВЗАИМОДЕЙСТВУЮЩИХ С ПОДЗЕМНЫМИ КОНСТРУКЦИЯМИ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

1.1. Введение

Отличительная особенность НДС водонасыщенных массивов грунтов заключается в том, что оно под воздействием внешней нагрузки формируется и трансформируется в пространстве и во времени и стабилизируется в течение длительного срока после завершения строительства. Это обусловлено особенностью грунтовой среды, представляющей из себя композит, состоящий из совокупности минеральных частиц - скелета (несущего каркаса), поровое пространство которого заполнено сжимаемой газосодержащей водой. Напряженное состояние такой среды в нестабилизированном состоянии представляют системой напряжений в скелете грунта, обладающего свойством твердого тела, и давлением в поровой воде, причем сумма сжимающих напряжений σ_s в скелете и давления в поровой воде u_w составляет тотальное напряжение, действующее на рассматриваемой площадке в целом:

$$\sigma_{tot} = \sigma_s + u_w. \quad (1.1)$$

Такое представление НДС водонасыщенного грунта в нестабилизированном состоянии уплотнения было сделано К. Терцаги (1923), которое играло решающую роль в формировании нового направления в механике деформируемой пористой среды и в механике многокомпонентных пористых сред. Это предположение известно под названием "принцип эффективных напряжений", так как только напряжение в скелете (σ_s) вызывает эффекты уплотнения и сопротивления сдвигу. В частности, стало возможным объяснить различное сопротивление грунтов сдвигу в предельном состоянии на основе теории прочности Кулона, полагая, что поровая вода не оказывает сопротивление касательным напряжениям, т.е.:

$$\tau_{пр} = (\sigma_{tot} - u_w) \tan \varphi + c, \quad (1.2)$$

где φ и c – угол внутреннего трения и сцепление грунта, соответственно.

Затем эта теория была использована для оценки предельного состояния в условиях пространственного напряженного состояния, основанной на теории прочности Мора-Кулона:

$$\sigma_1 - \sigma_3 = [(\sigma'_1 + \sigma'_3) \sin \varphi + 2c \cdot \cos \varphi], \quad (1.3)$$

где:

$$\sigma'_1 = \sigma_1 - u_w; \sigma'_3 = \sigma_3 - u_w. \quad (1.4)$$

По теории Мизеса-Боткина:

$$\tau_i^* = \sigma_m' \cdot \tan \varphi_i + c_i, \quad (1.5)$$

где $\sigma_m' = \sigma_m - u_w$, $\sigma_m = (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)/3$;

φ_i и c_i – параметры прочности предельной прямой в плоскости τ_i - σ_i , т.е. на октаэдрической площадке трехосного НДС, причем учет порового давления осуществляется через среднее эффективное напряжение σ_m' .

Отметим, что принцип эффективных напряжений К. Терцаги использовал также для решения одномерной задачи консолидации (уплотнения) полностью водонасыщенного грунта под постоянной нагрузкой p , которая сводилась к рассмотрению дифференциального уравнения вида:

$$\frac{\partial u_w}{\partial t} = c_v \frac{\partial^2 u_w}{\partial z^2}, \quad (1.6)$$

где $u_w(z, t)$ - изменяющееся во времени поровое давление в уплотняемом слое толщиной h ,

$c_v = \frac{k_f(\sigma)}{\gamma_w m_v(\sigma)}$ - коэффициент консолидации ($см^2/год$), где k_f - коэффициент фильтрации

($см/сек$), m_v - коэффициент относительной сжимаемости, γ_w - удельный вес поровой воды.

Решение уравнения в частных производных (1.6) с начальным условием $u_w(0, z) = p$ и граничными условиями $u_w(\pm h, t) = 0$ было получено методом разделения переменных Фурье и имеет вид:

$$u_w(z, t) = \frac{4p}{\pi} \sum_{i=1,3,5}^{\infty} \frac{1}{i} \sin \frac{i\pi z}{2h} \exp\left(-\frac{i^2 \pi^2 c_v t}{4h^2}\right). \quad (1.7)$$

Осадка слоя на основе (1.7) определялась с помощью степени консолидации, т.е.:

$$S(t) = U \cdot S(\infty), \quad (1.8)$$

где $S(\infty)$ - стабилизированная осадка; U - степень консолидации ($0 < U \leq 1$), определяемая по формуле:

$$U = 1 - \frac{8}{\pi^2} \sum_{i=1,3,5}^{\infty} \frac{1}{i^2} \exp\left(-\frac{i^2 \pi^2 c_v t}{4h^2}\right). \quad (1.9)$$

Это решение можно использовать также для консолидации слоя толщиной h при односторонней фильтрации (вверх).

Развивая эту идею Терцаги, теорию фильтрационной консолидации начали применять для обоснования процесса уплотнения водонасыщенных слабых грунтов с помощью песчаных дрен под воздействием пригрузочных песчаных дамб и насыпей, а в последние десятилетия и с помощью эквивалентного вакуума под защитой непроницаемого экрана.

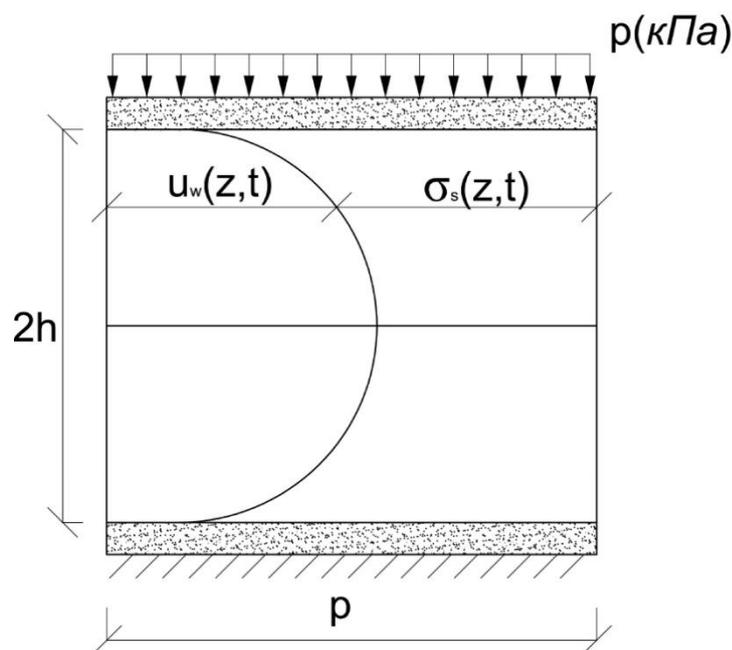


Рис.1.1. Расчетная схема одномерной задачи теории фильтрационной консолидации полностью водонасыщенного грунта по К. Терцаги (1923 г.)

В дальнейшем теория эффективных напряжений начала применяться не только для оценки предельного по прочности состояния, но и для оценки НДС водонасыщенного массива в допредельном НДС, полагая, что сдвиговая и объемная информации скелета грунта зависят от всестороннего сжатия, причем, как правило, нелинейно, т.е. $\gamma_i(\tau_i, \sigma'_m); \varepsilon_m(\sigma'_m, \tau_i)$.

К концу двадцатого века учет избыточного порового давления как основного фактора формирования НДС водонасыщенного массива стал необходимым при оценке предельного состояния прочности грунтов и устойчивости массива, а также для оценки допредельного НДС массива в нестабилизированном состоянии уплотнения на начальном этапе формирования НДС.

Это позволило успешно решать вопросы строительства на массивах из водонасыщенных слабых грунтов, в том числе, путем предварительного их уплотнения с помощью дренирования на основе теории фильтрационной консолидации. Стало возможным прогнозировать осадки основания во времени, а также устойчивость оснований в нестабилизированном состоянии уплотнения.

В настоящее время в соответствии со строительными нормами СП 22.13330.2011 (далее СП) при проектировании и строительстве на дисперсных водонасыщенных грунтах ($S_r \geq 0,85$) с коэффициентом консолидации $c_v < 10^7 \text{ см}^2/\text{год}$, а также строительстве сооружений КСЗ, в частности высотных зданий, необходимо учитывать нестабилизированное НДС водонасыщенных оснований и массивов, в том числе при их взаимодействии с подземными конструкциями с учетом геометрической и физической нелинейности, реологических свойств конструкций и грунта, а также учитывать развитие областей пластической деформации под подошвой фундаментов.

К сожалению, в большинстве случаев при проектировании оснований сооружений ограничиваются расчетами НДС в стабилизированном состоянии уплотнения, что может привести к негативным процессам, вплоть до развития недопустимых неравномерных осадок и кренов, особенно в сложных ИГ условиях.

В становление и развитие теоретических основ и методов количественной оценки НДС водонасыщенных массивов грунтов, вмещающих подземные конструкции зданий и сооружений, в допредельном и предельном состояниях внесли работы российских и иностранных ученых, в том числе Абелева М.Ю., Бартоломея А.А., Веритина Н.Н., Герсеванова Н.М., Гольдина А.Л., Зарецкого Ю.К., Зерцалова М.Г., Иванова П.Л., Коновалова П.А., Короткина В.Г., Маслова Н.Н., Малышева М.В., Рассказова Л.Н., Тер-Мартirosяна З.Г., Тер-Степаняна Г.И., Флорина В.А., Цытовича Н.А., Терцаги К., Barron R.A., Biot M.A., Buisman A.S., Corillo N., Kjelman W., Mandel J., Rendulic L., Shempton A.W., Gibson R.T., Bishop A. и другие.

Ниже приводится обзор современного состояния проблемы по количественной оценке НДС водонасыщенных массивов грунтов, вмещающих подземную часть зданий и сооружений и взаимодействующих с ними.

1.2. История развития методов количественной оценки НДС водонасыщенных массивов грунтов

Первые попытки прогнозирования НДС водонасыщенных массивов грунтов были связаны с необходимостью определения величины и скорости осадок оснований сооружений во времени на основе одномерной задачи фильтрационной консолидации К. Терцаги[193]. В качестве расчетной принимался линейно- деформируемый скелет, поры которого заполнены несжимаемой водой. В этом случае в начальный момент времени в условиях одномерной задачи вся нагрузка воспринималась поровой водой. В результате определялось распределение

порового давления в толще уплотненного слоя по глубине и во времени $u_w(z,t)$, а также напряжение в скелете грунта $\sigma_s(z,t) = p - u_w(z,t)$.

Кроме того, величина и скорость осадки слоя определялись через степень уплотнения $U(t)=S(t)/S(\infty)$, где $0 \leq U(t) \leq 1$. Было показано, что время стабилизации осадок слоев различной толщины $h_2 > h_1$ связаны зависимостью $t_2 = t_1(h_2/h_1)^2$. Это позволило в первом приближении определить время стабилизации осадки основания фундаментов толщиной h_ϕ по результатам лабораторного испытания образца заданной толщины h_3 , т.е.:

$$t_\phi = t_3(h_\phi/h_3)^2. \quad (1.10)$$

Теория одномерной задачи консолидации в дальнейшем была развита путем учета сжимаемости поровой воды, ползучести скелета грунта, нелинейных свойств сжимаемости и водопроницаемости грунтов в работах Абелева М.Ю., Гольдина А.Л., Зарецкого Ю.К., Коновалова П.А., Тер - Мартиросяна З.Г. и др [3, 32, 55, 58, 168].

Одномерная задача фильтрационной консолидации была использована Н.А. Цытовичем для решения осадки основания фундаментов конечной ширины и площади методом эквивалентного слоя с учетом линейных, нелинейных и реологических свойств скелета грунта, структурной прочности и сжимаемости поровой воды [207].

Одновременный учет нелинейной сжимаемости и водопроницаемости с помощью экспоненциальных функций $k_f = k_0 e^{-\alpha \sigma_1}$, $m_v = m_{v0} \cdot e^{-\beta \sigma_1}$ позволил в значительной степени упростить решение нелинейного дифференциального уравнения одномерной консолидации (1.6), т.к. коэффициент консолидации при $\alpha \cong \beta$ становится постоянным т.е.:

$$c_v = \frac{k_0 e^{\alpha \sigma_1}}{\gamma_w m_{v0} e^{-\beta \sigma_1}} \approx \frac{k_0}{\gamma_w m_{v0}} = const. \quad (1.11)$$

В 60-х и 70-х годах прошлого столетия появились работы, в которых в одномерной задаче консолидации учитывались одновременно сжимаемость поровой воды и ползучесть скелета, в т.ч. Флориным В.А., Гольдиным А.Л., Зарецким Ю.К. и Тер - Мартиросяном З.Г. Было показано и экспериментально подтверждено [32, 55, 56, 204], что в этом случае приложенная внешняя нагрузка воспринимается не только водой, но и скелетом, и что соотношение напряжения в скелете σ_s и давления в поровой воде u_w в начальный момент распределяется пропорционально их жесткостям (по модулям объемной сжимаемости). Показано также, что поровое давление в уплотненном слое имеет максимум, значение и время наступления которого зависят от толщины слоя; время рассеивания избыточного порового давления не совпадает со временем

стабилизации осадки слоя; осадка слоя развивается с затухающей скоростью пропорционально логарифму времени:

$$S(t) = S_{\phi}(t) + a \ln(t / t_{\phi}), \quad (1.12)$$

где a - параметр (см); t_{ϕ} - время завершения фильтрационной консолидации.

Это явление известно под названием "вторичная консолидация" [32, 33, 93, 168, 206]. В качестве расчетных для описания деформационных свойств скелета принимались уравнения теории наследственной ползучести Больцмана-Вольтерра [28, 109, 192], развитой для стареющего (упрочняющегося) бетона Н.Н. Масловым и Н.Х. Арутюняном [5]. Впервые эту теорию к грунтам применили В.А. Флорин и С.Р. Месчан [93, 204]. Для определения сжимаемости поровой газосодержащей воды использовались теории растворения газов в жидкости Клапейрона- Менделеева и Бойля- Мариотта. В настоящее время для определения сжимаемости поровой воды используется формула Скемптона [229]:

$$K_w = \frac{K_{wg} K_g}{K_{ws} (1 - S_r) + K_g S_r}, \quad (1.13)$$

где K_s и K_w - модули деформации скелета и поровой газосодержащей воды, соответственно; S_r - степень водонасыщения грунта; K_{wg} - модуль объемной сжимаемости поровой воды, содержащей растворенный воздух ($\approx 3 \cdot 10^6$ кН/м²); K_g - сжимаемость пузырьков воздуха (≈ 200 кПа).

Аналитическое решение плоской и пространственной задач консолидации для описания распределения порового давления в основании и осадок фундаментов конечной ширины и площади в линейной постановке появилось в 60-х годах [55, 56, 206]. Они сводились к рассмотрению дифференциального уравнения вида:

$$-\frac{\partial \varepsilon_s}{\partial t} + n \frac{\partial \varepsilon_w}{\partial t} = c_v \nabla^2 u_w + \frac{\partial \sigma_m}{\partial t} \beta_0, \quad (1.14)$$

где $\varepsilon_s = \sigma_s / K_s$ и $\varepsilon_w = \sigma_w / K_w$ - объемные деформации скелета и поровой воды, n - пористость грунта, c_v - коэффициент консолидации, ∇^2 - оператор Лапласа. Было показано, что в этом случае вслед за приложением внешней нагрузки возникает осадка основания, обусловленная сдвиговыми деформациями водонасыщенного грунта, и что она в случае ползучести может развиваться во времени в соответствии со свойством сдвиговой ползучести

скелета независимо от порового давления. В связи с этим, понятие степени консолидации, используемое для описания процесса одномерной консолидации $U = S(t) / S(\infty)$, стало невозможным применять для случаев плоской и пространственной задач. Было предложено определять степень уплотнения для плоской и пространственной задач по формуле:

$$U = \frac{S(t) - S(0)}{S(\phi) - S(0)}, \quad (0 < U \leq 1) \quad (1.15)$$

где $S(t)$ — изменяющаяся во времени осадка фундамента в целом, $S(0)$ и $S(\phi)$ - начальная и условно стабилизированная фильтрационная осадки, соответственно.

Однако, если исходить из условия, что грунт обладает свойством ползучести, то осадка будет определяться таким образом:

$$S(t) = S_0 + S_f(t) + S_{sec}(t/t_f), \quad (1.16)$$

где S_0 , $S_f(t)$ и $S_{sec}(t/t_f)$ - начальная, фильтрационная и вторичная осадка, обусловленная вторичной консолидацией, соответственно.

При решении плоской и пространственной задач консолидации появилась необходимость определения начального НДС основания, что связано с определением приведенных характеристик деформируемости грунта в целом, т.е. K_u и ν_u , которые определялись на основе решения нульмерной задачи (образец грунта) в условиях закрытой системы (undrained) с учетом взаимодействия скелета и газосодержащей воды. Эти характеристики в случае линейной сжимаемости скелета и поровой воды, зависящие от коэффициентов объемной сжимаемости скелета K_s и поровой воды K_w , определяются по формулам [168]:

$$K_u = K_w + K_w/n, \quad (1.17)$$

где n — пористость грунта.

$$\nu_u = \frac{K_u - 2G}{2(K_u + G)}. \quad (1.18)$$

Начальное распределение порового давления в грунтовом массиве при этом определяется по зависимости:

$$\sigma_w(x, y, z, 0) = \sigma_m^{tot}(x, y, z) \cdot \beta_0, \quad (1.19)$$

где σ_m^{tot} - среднее тотальное напряжение в массиве грунта, β_0 — коэффициент начального распределения порового давления, определяемое выражением вида:

$$\beta_0 = \frac{K_w}{K_w + nK_s}. \quad (1.20)$$

Теория консолидации начала применяться в проектах строительства на слабых водонасыщенных основаниях для обоснования их предварительного уплотнения под воздействием песчаных дамб и насыпей, а также эквивалентного вакуума с применением песчаных дрен. Стало возможным дать количественный прогноз осадки слоя в зависимости от расстояния между дренами благодаря возможности аналитического решения осесимметричной теории фильтрационной консолидации. Она сводилась к рассмотрению дифференциального уравнения вида:

$$-\frac{\partial \varepsilon_s}{\partial t} + n \frac{\partial \varepsilon_w}{\partial t} = c_{vz} \frac{\partial^2 u_w}{\partial z^2} + c_{vr} \left(\frac{\partial^2 u_w}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial u_w}{\partial r} \right) + \frac{\partial \sigma_m}{\partial t} \beta_0, \quad (1.21)$$

где $c_{vr} = \frac{k_r}{\gamma_w m_v}$; $c_{vz} = \frac{k_z}{\gamma_w m_v}$.

Решение этой задачи, как и в случае одномерной задачи, рассматривалось при разных сочетаниях линейной и нелинейной деформируемости скелета и сжимаемости поровой воды, а также водопроницаемости скелета [168], причем решения рассматривались по схеме «равных деформаций» слоя под воздействием плитного фундамента и по схеме «свободных деформаций» под воздействием песчаной дамбы или эквивалентного вакуума. Решением этих задач занимались российские и зарубежные ученые, в том числе Абелев М.Ю., Зарецкий Ю.К., Тер-Мартirosян З.Г., Barron R.A., Mandel J., Rendulic L. и другие [2, 32, 55, 56, 168].

Решение осесимметричной задачи по схеме «свободной деформации» можно использовать при поверхностном уплотнении слабых водонасыщенных грунтов с помощью песчаных дамб и насыпей, а также с помощью эквивалентного вакуума.

Решение осесимметричной консолидации по схеме «равных деформаций» можно использовать при уплотнении под плитой или при глубинном уплотнении. Однако, в последнем случае уплотнение грунтов вокруг лидирующей скважины осуществляется путем расширения лидирующей скважины под большим радиальным напряжением, создаваемым различными устройствами (рис. 1.2). Стоит заметить, что в таком случае необходимо учитывать большие перемещения стенки скважины в процессе уплотнения окружающего грунта. Математическое описание уплотняемого грунтового цилиндра вокруг лидирующей скважины практически отсутствует.

В настоящее время для глубинного уплотнения слабых водонасыщенных грунтов используются различные технологии и устройства, такие как бурение шнеком при устройстве лидирующей скважины и ее расширение путем задавливания рабочего материала дрены в забой скважины при реверсе, разрядно - импульсная технология (РИТ) и др [86].

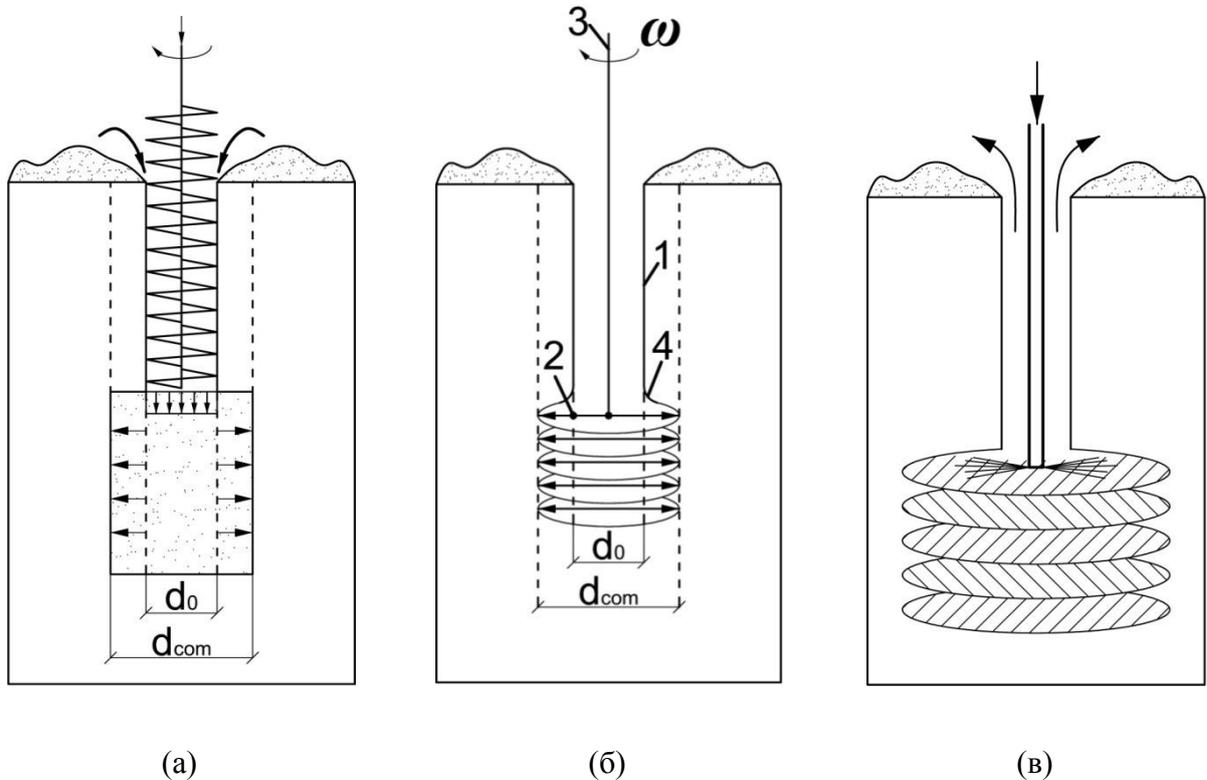


Рис. 1.2. Схематическое представление современных методов уплотнения (а) и (б) и закрепления (в) слабых грунтов под воздействием радиальных перемещений рабочего материала (песчано - гравелистый (а) и (б), грунто - цементный раствор (в)) вокруг лидирующей скважины. а - уплотнения слабого грунта с помощью шнека; б - уплотнение грунта с помощью ротора (1 - упругая цилиндрическая оболочка; 2 - ротор; 3 - вращающаяся тяга; 4 - деформированная оболочка); в - схема цементации грунтов в скважине по струйной технологии (Jet - grouting)

1.3. Использование теории фильтрационной консолидации при прогнозе осадок оснований фундаментов конечной ширины

Под воздействием местной нагрузки в водонасыщенном грунтовом полупространстве возникает сложное неоднородное НДС, которое изменяется в пространстве и во времени вследствие фильтрации поровой воды в сторону дренирующих границ. Длительность такого процесса зависит от деформационных m_v и фильтрационных k_f свойств грунтов, которые определяют величины коэффициента консолидации $c_v = k_f / (\gamma_w \cdot m_v)$, и от длины пути

фильтрации поровой воды, которая зависит от ширины фундамента или высоты сжимаемой толщи. Влияние пути фильтрации и коэффициента консолидации учитывается в факторе времени T_v , который для условий пространственной задачи определяется выражением вида [72, 168, 196]:

$$T_v(i, j, k) = \pi^2 c_v t \left(\frac{i^2}{a^2} + \frac{j^2}{b^2} + \frac{k^2}{h^2} \right), \quad (1.22)$$

где a , b и h - длина пути или размеры фильтрующего массива; i , j , k - порядковые номера в суммах рядов Фурье в направлениях x , y , z [67, 185].

Видно, что существенную роль в скорости уплотнения играют размеры фильтрующего массива (a , b , h), т.е. длины пути фильтрации к фильтрующим границам. В случае одномерной задачи консолидации (1.7) фактор времени определяется выражением вида:

$$T_v = \pi^2 \frac{c_v t \cdot i^2}{h^2}, \quad (1.23)$$

где h - толщина уплотняемого слоя при двусторонней фильтрации.

Метод эквивалентного слоя Н.А. Цытовича

Н.А. Цытович предложил моделировать плоскую и пространственную задачку консолидации консолидацией эквивалентного слоя толщиной $2h_s = A\omega b$, заменяя криволинейную эпюру уплотняющего напряжения под центром фундамента σ_z на треугольную (рис. 1.3) где b - ширина фундамента, A и ω - коэффициенты, получаемые сравнением осадки эквивалентного слоя в условиях одномерного уплотнения с осадкой фундамента шириной $b=2a$, т.е.

$$S_{cp} = \frac{pb\omega(1-\nu^2)}{E} \quad (1.24)$$

В этом случае задача сводится к определению осадки слоя толщиной $H=2h_s$, в котором уплотняющая нагрузка меняется с глубиной по закону треугольника, т.е.:

$$\sigma_z = p(1 - z/H). \quad (1.25)$$

Решение задачи консолидации такого слоя было получено с помощью метода разделения переменных Фурье и для определения осадки имеет вид:

$$S(t) = m_v h p (1 - U), \quad (1.26)$$

где $U(t)$ - степень консолидации при односторонней фильтрации [193]:

$$U(t) = \sum_{i=1,3,5}^{\infty} 1 - \frac{8}{\pi^2} \exp\left(-\frac{\pi^2 c_v t_i}{4h^2}\right). \quad (1.27)$$

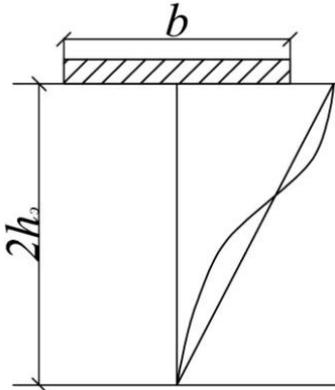


Рис. 1.3. Расчетная схема консолидации основания фундамента конечной ширины по Н.А. Цытовичу

Решение этой задачи получило дальнейшее развитие в работах учеников Н.А. Цытовича, в которых учитывались сжимаемость поровой воды, ползучесть скелета и другие факторы [206].

Решение плоской и пространственной задач консолидации в случае водонасыщенного грунтового полупространства с учетом фильтрации в двух и трех направлениях сводится к рассмотрению уравнения (1.21). В случае распределенной нагрузки по полосе шириной $b=2a$ и по площади прямоугольника $(b \cdot l)$ задача сводится к двойному и тройному интегралу [204, 206], причем:

- в случае плоской задачи:

$$u_w(y, z, t) = \frac{1}{4\pi c_v t} \int_0^{\infty} \int_{-\infty}^{\infty} u_w(\eta, \xi, 0) \left[\exp\left(\frac{-(y-\eta)^2 + (z-\xi)^2}{4c_v t}\right) - \exp\left(\frac{-(y-\eta)^2 + (z+\xi)^2}{4c_v t}\right) \right] d\eta d\xi, \quad (1.28)$$

где $u_w(\eta, \xi, 0)$ - начальное распределение порового давления под ленточным фундаментом.

- в случае пространственной задачи:

$$u_w(y, z, t) = \frac{1}{(2\sqrt{\pi c_v t})^3} \int_0^\infty \int_{-\infty}^\infty \int_{-\infty}^\infty u_w(\xi, \eta, \zeta, 0) \left[\exp\left(-\frac{(x-\xi)^2 + (y-\eta)^2 + (z-\zeta)^2}{4c_v t}\right) - \exp\left(-\frac{(x-\xi)^2 + (y-\eta)^2 + (z+\zeta)^2}{4c_v t}\right) \right] d\xi d\eta d\zeta, \quad (1.29)$$

где $u_w(\xi, \eta, \zeta, 0)$ - начальное распределение порового давления под прямоугольным фундаментом.

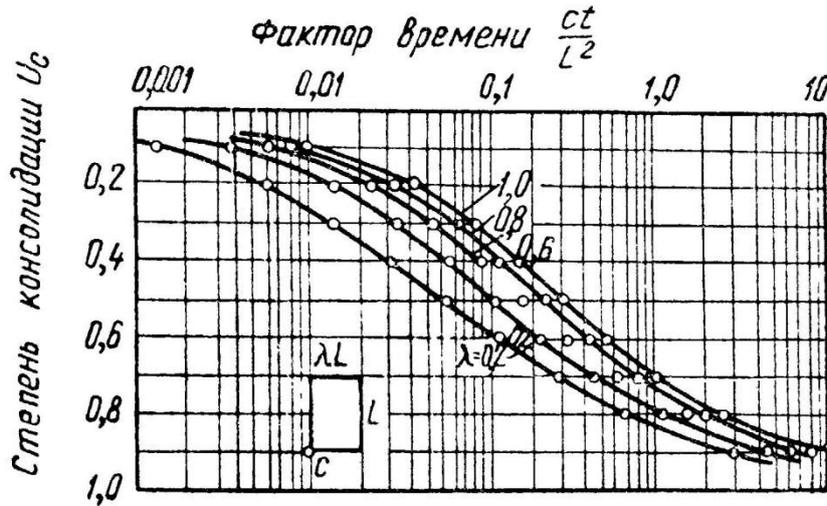


Рис. 1.4. График для определения степени консолидации водонасыщенных грунтов под угловыми точками пространственной задачи

Решение задачи при действии нагрузки по площади прямоугольника было рассмотрено Гибсоном и Мак-Нейми. Получено выражение для степени консолидации U_c для вертикали под угловой точкой [206]:

$$U_c = \frac{\int_0^T \frac{1}{\sqrt{t}} \operatorname{erf} \frac{1}{\sqrt{t}} \operatorname{erf} \frac{\lambda}{r\sqrt{t}} dt}{\int_0^\infty \frac{1}{\sqrt{t}} \operatorname{erf} \frac{1}{2\sqrt{t}} \operatorname{erf} \frac{\lambda}{2\sqrt{t}} dt}, \quad (1.30)$$

где λ - отношение сторон прямоугольной площади загрузки; t - время от момента приложения нагрузки; T - фактор времени.

Решения осесимметричной и плоской задач консолидации водонасыщенного грунтового основания под круглым и ленточным фундаментами приводятся в работе Ю.К. Зарецкого [55, 56]. Показано, что в этом случае начальная осадка, обусловленная сдвиговыми деформациями грунтов, составляет существенную часть от общей осадки основания. Кроме того, в этом случае возникают значительные горизонтальные перемещения в сжимаемой толще.

1.4. Влияние ползучести скелета на НДС водонасыщенного грунта

Количественная оценка НДС водонасыщенного основания, сложенного глинистыми грунтами, обладающими различным содержанием глинистых фракций ($I_L > 7$), неизбежно связано с необходимостью учета свойств ползучести скелета, в том числе в условиях отсутствия дренажа (короткий период нагружения) и при наличии дренажа под действием постоянной или переменной во времени внешней нагрузки. В последнем случае процесс ползучести скелета протекает одновременно с процессом фильтрационной консолидации, сопровождаемой уплотнением скелета грунта, т.е. изменением соотношений твердой и жидкой фаз. Исторически сложилось так, что эффект ползучести был обнаружен по результатам компрессионных длительных испытаний, когда деформация образца продолжалась после полного рассеивания избыточного порового давления, причем прямо пропорционально логарифму времени, т.е.:

$$\varepsilon(t) = \varepsilon_f(t) + \varepsilon_{sec}(t), \quad (1.31)$$

где $\varepsilon_{sec}(t) = a \ln(t / t_f)$ - вторичная консолидация

Из этого уравнения следует, что скорость деформации в условиях компрессионного сжатия имеет затухающий характер, т.е.:

$$\dot{\varepsilon}_c(t) = a / t. \quad (1.32)$$

Следовательно, деформации ползучести могут начинаться одновременно с деформацией фильтрационной консолидации и будут продолжаться после рассеивания избыточного порового давления, которое всегда стремится к нулю. Теоретические исследования процесса фильтрационной консолидации с учетом ползучести скелета типа (1.32) показали, что в результате получаются формулы, включающие члены уравнений первичной и вторичной консолидации, причем параметры ползучести скелета входят как в первую, так и во вторую части [168].

Решение одномерной задачи консолидации с одновременным учетом ползучести скелета и сжимаемости поровой воды рассмотрено впервые Тер-Мартirosяном З.Г. в 1965 г. на основе теории наследственной ползучести Больцмана - Вольтерра, а затем в 1973 г. с учетом (1.32) Кулькарни К.Р. под руководством Тер - Мартirosяна З.Г. и имеет вид [168]:

$$u_w\left(\frac{z}{H}, t\right) = \frac{4p}{\pi} \sum_{i=1,3,5}^{\infty} \frac{1}{i} \sin \frac{i\pi z}{2H} F_i(T_v), \quad (1.33)$$

где $T_v = \frac{c_v t}{H^2}$; $A_w = \frac{e_0 a_w}{a_0}$; $A_s = \frac{a_s}{a_0}$; $c_v = \frac{p_f (f + e_0)}{a_0 \gamma_w}$, где a_0 и a_s - коэффициенты сжимаемости

скелета грунта, учитывающие упругую и реологическую составляющие, a_w - коэффициент сжимаемости поровой воды, причем $a_w = (1 - S_r) / p_a$, где S_r - степень водонасыщения.

$$F_i(T_v) = -\frac{A_w}{1 + A_w} \left(\frac{\tau_i}{T_v} \right)^C \cdot \exp\{-B_i(T_v - \tau)\} + 1 - \frac{B_i T_v}{C + 1} + \frac{B_i^2 T_v^2}{(C + 1)(C + 2)} - \frac{B_i^3 T_v^3}{(C + 1)(C + 2)(C + 3)} + \dots, \quad (1.34)$$

где $B_i = \frac{(i\pi / 2)^2}{1 + A_w}$; $C = \frac{A_s}{1 + A_w}$.

Степень консолидации $U = S(t) / S(\phi)$ определяется в виде суммы:

$$U = U_1(T_v) + U_2(T_v), \quad (1.35)$$

где $U_1(T_v) = 1 - \frac{8}{\pi^2} \sum_{i=1,3,5}^{\infty} \frac{1}{i^2} F_i(T_v)$,

$$U_2(T_v) = A_s \ln \frac{T_v}{\tau_1} - \frac{8}{\pi^2} \sum_{i=1,3,5}^{\infty} \frac{1}{i^2} G_i(T_v), \quad (1.36)$$

где

$$G_i(T_v) = -A_w \left(1 - \left(\frac{\tau_1}{T_v} \right)^C \right) \cdot \exp\{-B_i(T_v - \tau)\} + 1 - (B_i \tau_1)^C \cdot \exp(B_i \tau_1) \cdot \Phi(B_i, T_v, C) + A_s \left\{ \ln \frac{T_v}{\tau_1} - \frac{B_i T_v}{(C + 1)} + \frac{B_i^2 T_v^2}{(C + 1)(C + 2)} - \frac{B_i^3 T_v^3}{(C + 1)(C + 2)(C + 3)} + \dots \right\}, \quad (1.37)$$

где $\Phi(B_i, T_v, C)$ - гамма - функция от аргументы $B_i T_v$ с параметром C .

Значения порового давления и осадки, полученные при расчете по данным формулам, в достаточной степени хорошо совпали с результатами компрессионных испытаний (рис. 1.6).

На рис. 1.7 – 1.10 представлены результаты испытаний водонасыщенного грунта в условиях осесимметричной консолидации грунта в специальной установке.

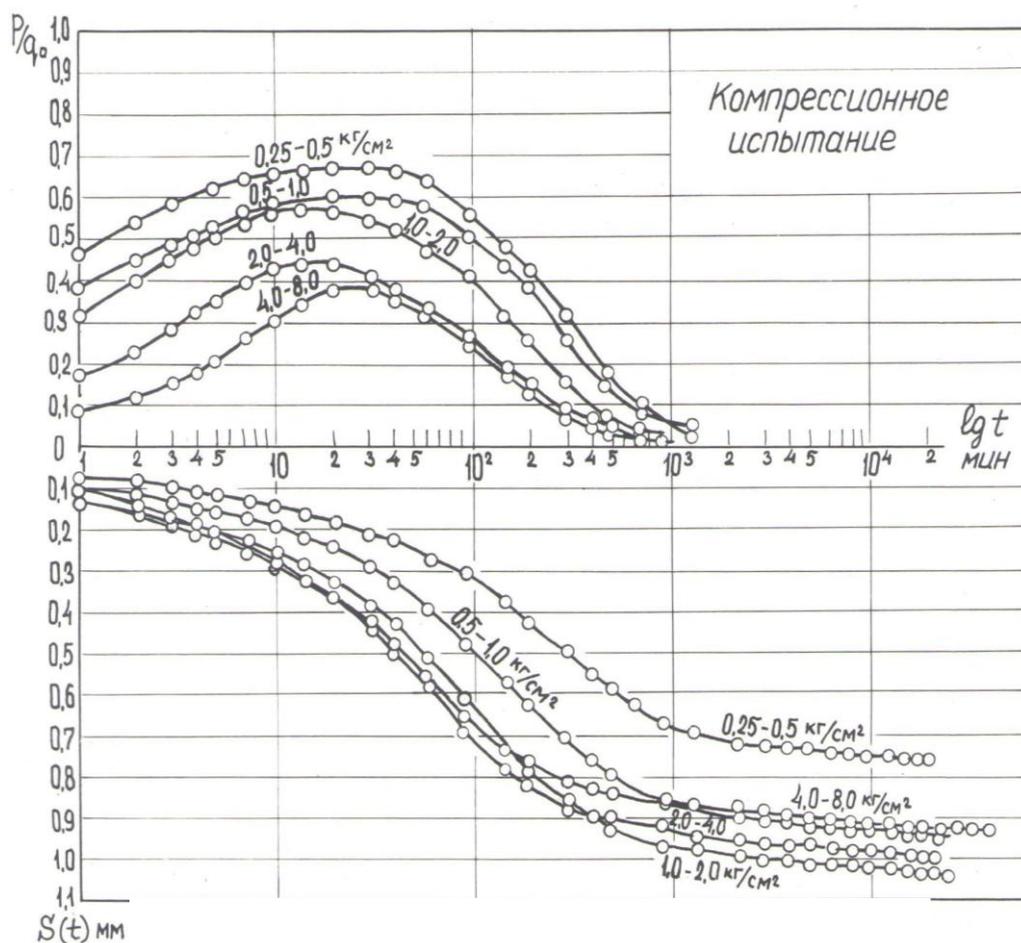


Рис. 1.5. Результаты компрессионного испытания глинистого грунта по Кулькарни К.Р. (МИСИ, 1973 г.)

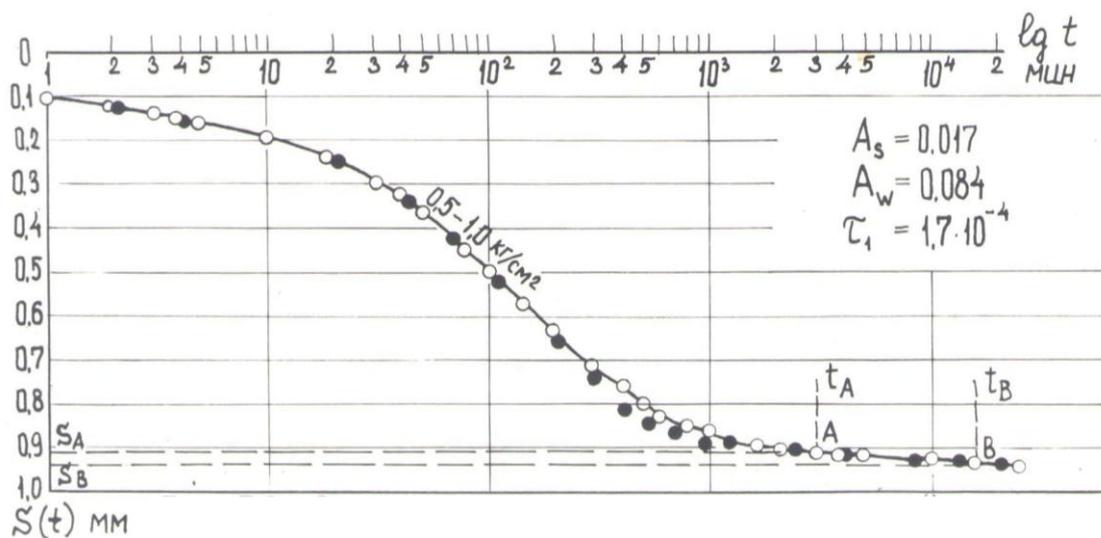


Рис. 1.6. Определение параметров одномерной задачи. На графике: черные точки - теоретическое решение, белые точки - экспериментальные данные по Кулькарни К.Р. (МИСИ, 1973 г.)

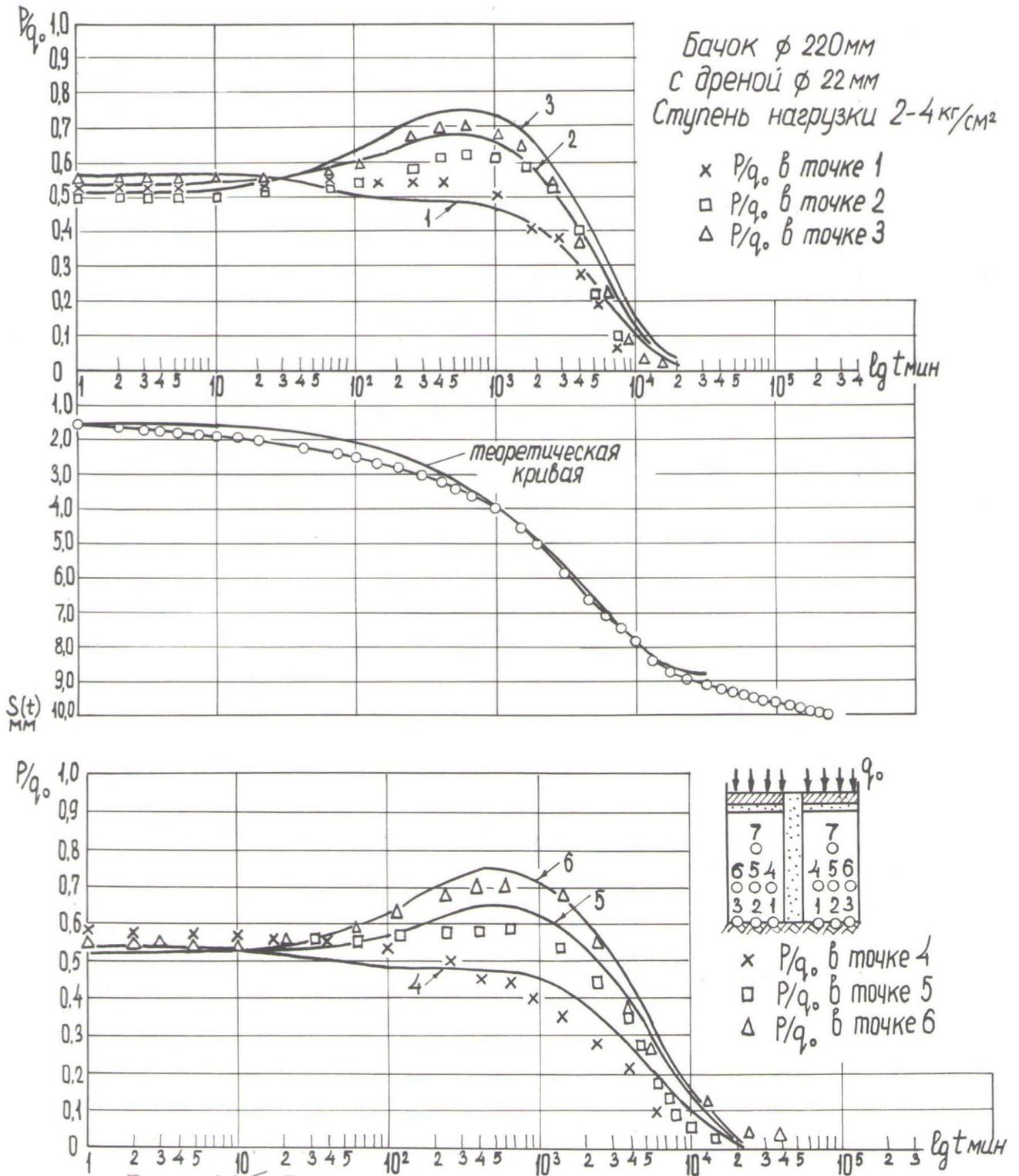


Рис. 1.7. Экспериментальные результаты трехмерного дренажа в баке диаметром 220 мм с дренай диаметром 22 мм. Ступень нагрузки 2 - 4 кг/см². На графике сплошными линиями показаны результаты теоретического решения (по Кулькарни К.Р., МИСИ, 1973 г.)

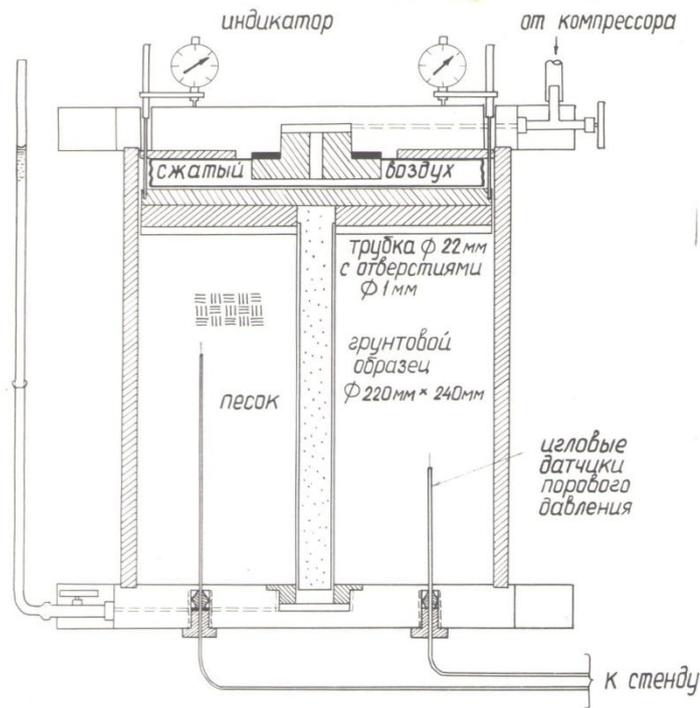


Рис. 1.8. Схема экспериментальной установки для моделирования осесимметричной консолидации

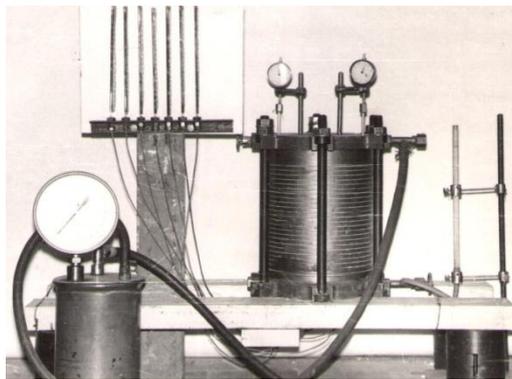


Рис. 1.9. Внешний вид установки

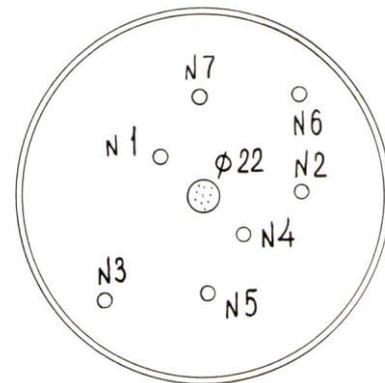


Рис. 1.10. Схема размещения датчиков порового давления

Роль ползучести особенно ярко проявляется при количественной оценке НДС водонасыщенных оснований фундаментов конечной ширины. В этом случае осадка основания обусловлена как уплотнением, так и сдвиговыми деформациями грунтов основания во времени. Поэтому при прогнозировании осадок оснований фундаментов конечной ширины в еще большей степени возрастает необходимость учета свойств ползучести скелета, особенно если учесть, что при учете сдвиговой ползучести, процесс не обязательно завершается затуханием во времени. К современным реологическим моделям скелета, описывающим деформации ползучести при объемном изменении (в том числе компрессии) и формоизменении, можно отнести теории: течения, старения, упрочнения, наследственной ползучести и наследственную теорию старения. Приведем некоторые результаты испытаний глинистых грунтов на ползучесть, взятые из монографии С.С. Вялова [28].

На рисунках 1.11 - 1.14 приводятся результаты длительных испытаний глинистых грунтов в условиях одноосного и трехосного сжатия, а также кольцевого среза. Видно, что процесс ползучести в этих случаях заканчивается разрушением. Анализ этих результатов экспериментов показывает, что сдвиговая ползучесть имеет двойную кривизну. На начальном этапе процесс ползучести развивается с затухающей скоростью и может переходить в стадию прогрессирующего разрушения, в стадию с постоянной скоростью течения или в стадию затухающей ползучести. Это означает, что в грунте процесс ползучести сопровождается упрочнением и разупрочнением.

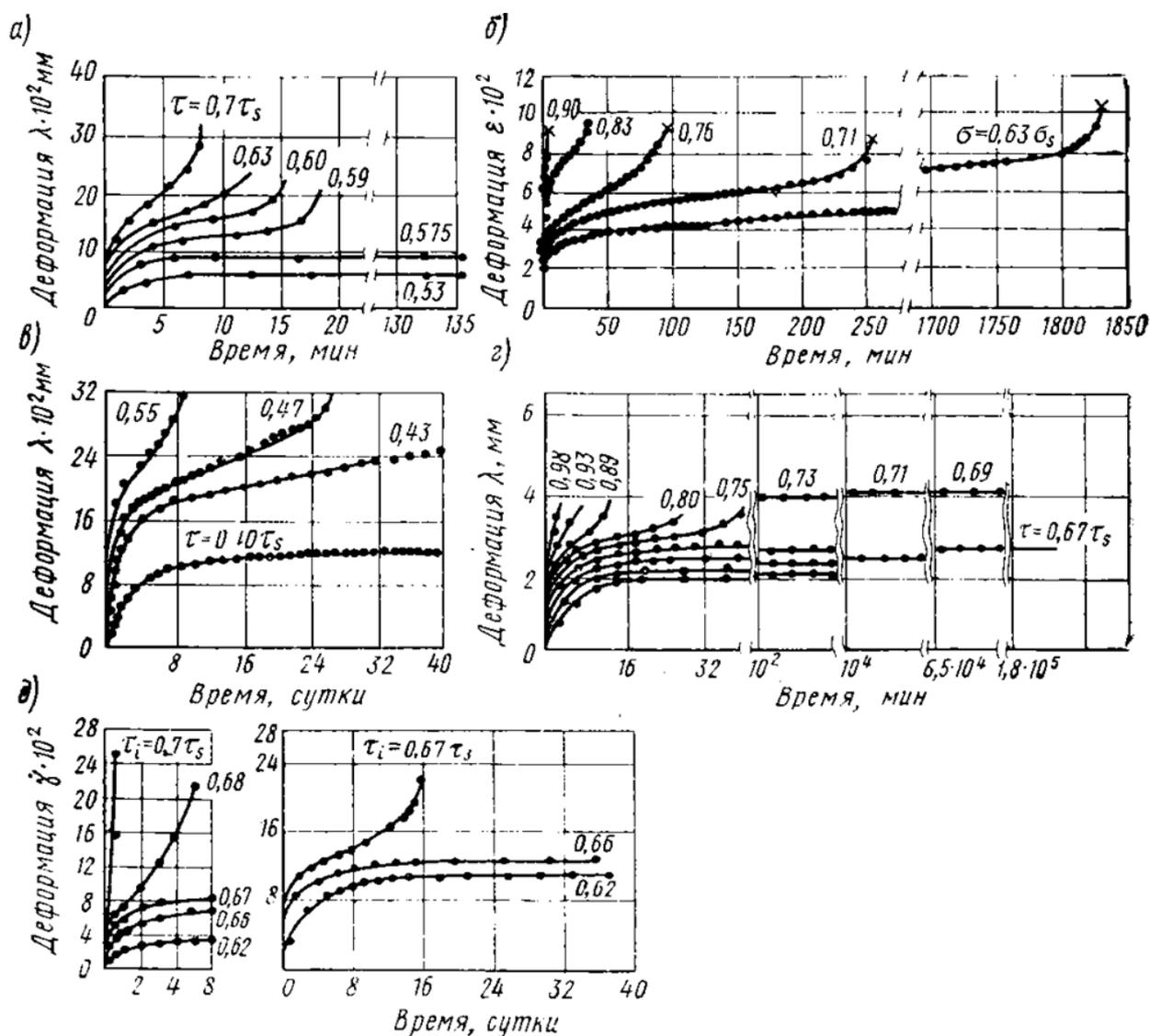


Рис. 1.11. Кривые ползучести пластичных глин: а - образцы пластичной юрской глины, сдвиг при кручении; б - пластичная аллювиальная глина г. Осака ненарушенного сложения, сжатие; в - глина, сдвиг на срезном приборе; г - лессовый грунт, сдвиг на срезном приборе; д - ил уплотненный, трехосное сжатие (по Вялову С.С.)

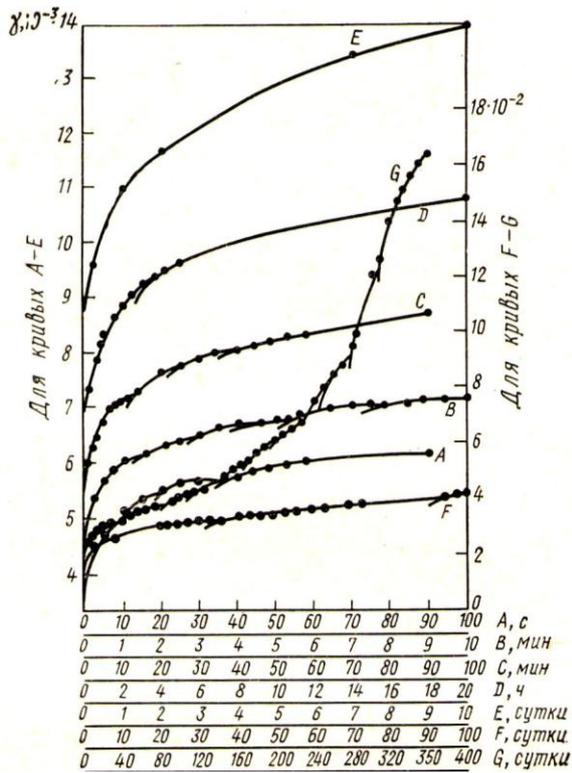
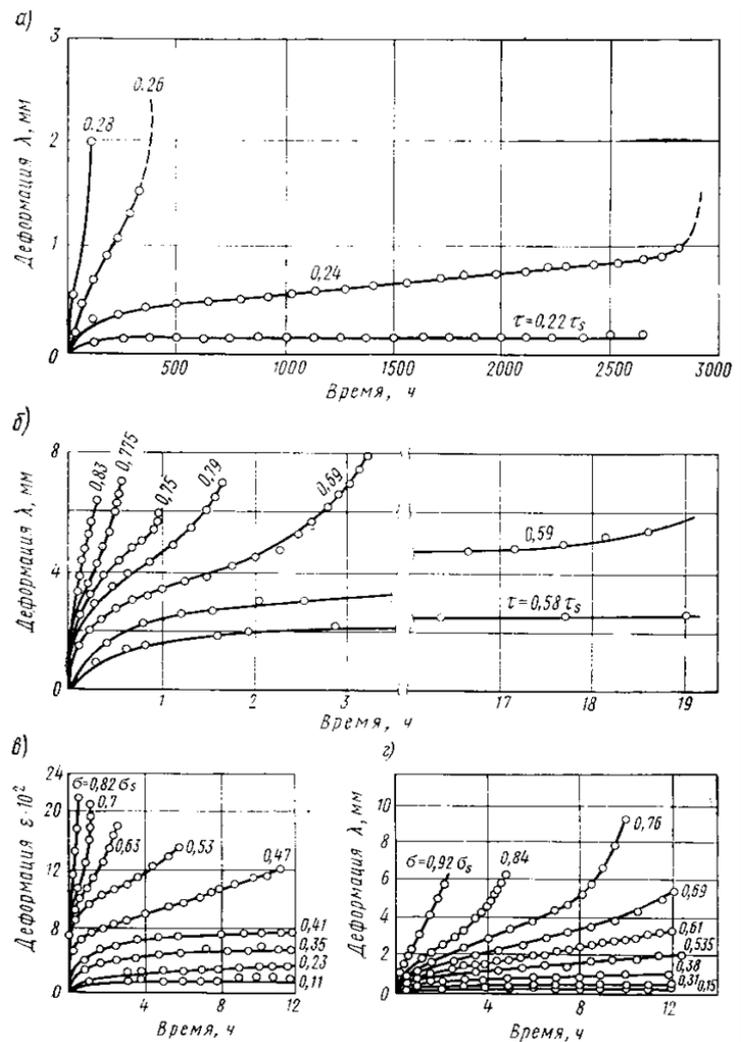


Рис. 1.12. Кривая ползучести диатомитовой глины в различном масштабе времени. Испытания на кольцевой сдвиг; $\sigma_z=1 \cdot 10^5$ Па, $\tau=0,4 \cdot 10^5$ Па (опыты Г. И. Тер - Степаняна)

Рис. 1.13. Кривые ползучести мерзлых грунтов: а - суглинок $\theta=-0,4^{\circ}\text{C}$, сдвиг вдоль замороженного цилиндрического стержня; б - супесь келловейская, $\theta=-10^{\circ}\text{C}$, сдвиг на срезном приборе; в - супесь келловейская, $\theta=-20^{\circ}\text{C}$, одноосное сжатие; г - глина бат-байосса, $\theta=-20^{\circ}\text{C}$, одноосное сжатие (по Вялову С.С.)



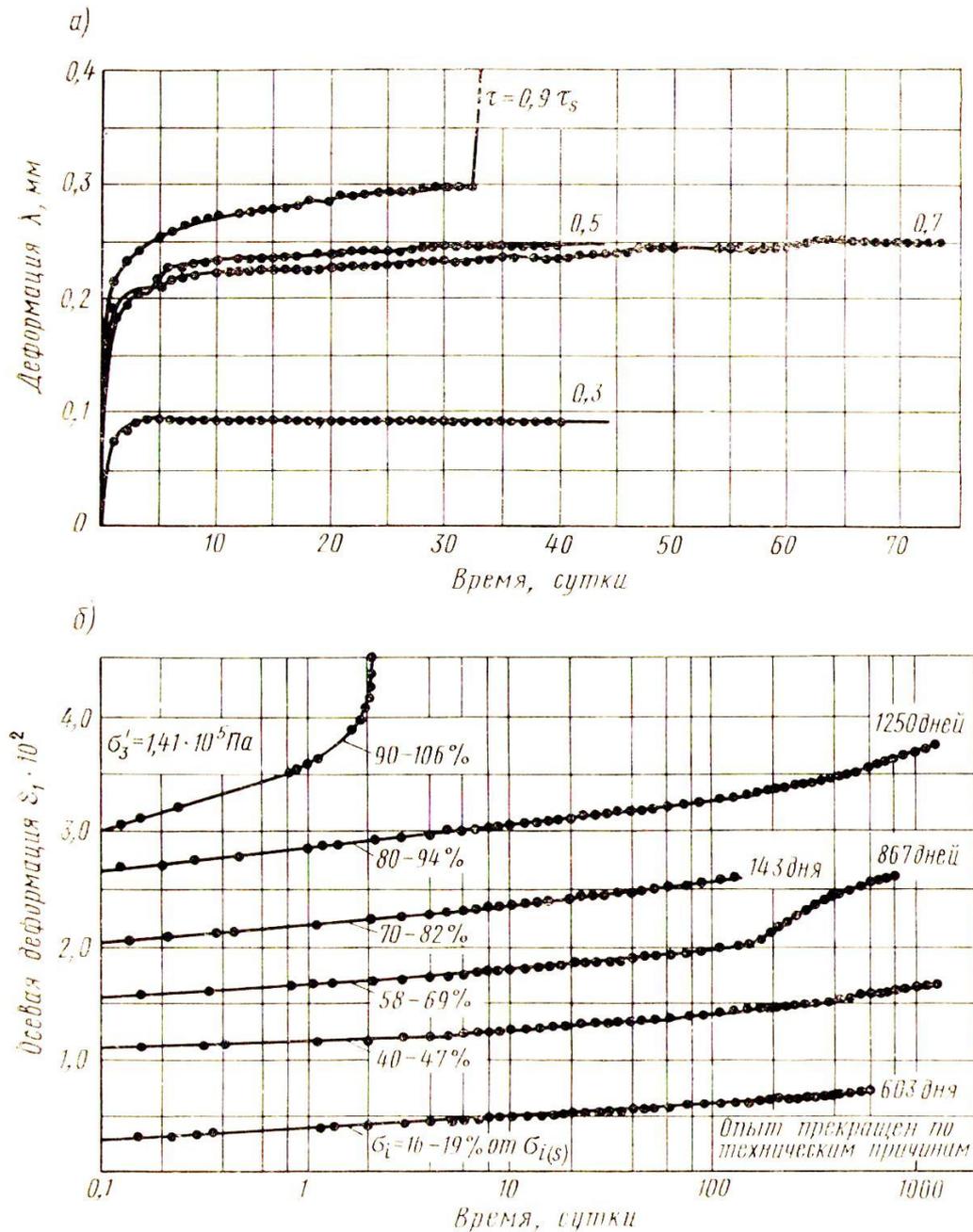


Рис. 1.14. Кривые ползучести плотных глин: а - третичная монтмориллонитовая глина ненарушенной структуры ($W=33\%$, $W_p=34,4\%$), испытанная на срезном приборе; б - трехосное сжатие с возможностью дренирования лондонской глины эоцена ненарушенной структуры ($W=29,3\%$, $W_p=29\%$)(по Вялову С.С.)

1.5. Влияние среднего давления на деформации ползучести скелета грунта

Важным фактором, влияющим на ползучесть скелета грунта, является среднее эффективное напряжение $\sigma'_m = \sigma_m - u_w$. Это проявляется особенно четко при деформациях сдвига, в том числе упруго-пластических. В конструкционных материалах влияние σ_m на

деформации сдвига практически отсутствует. Действительно, если построить кривые $\tau_i - \gamma_i$ при различных значениях σ_m , то окажется, что они ложатся на одну кривую (рис. 1.15а).

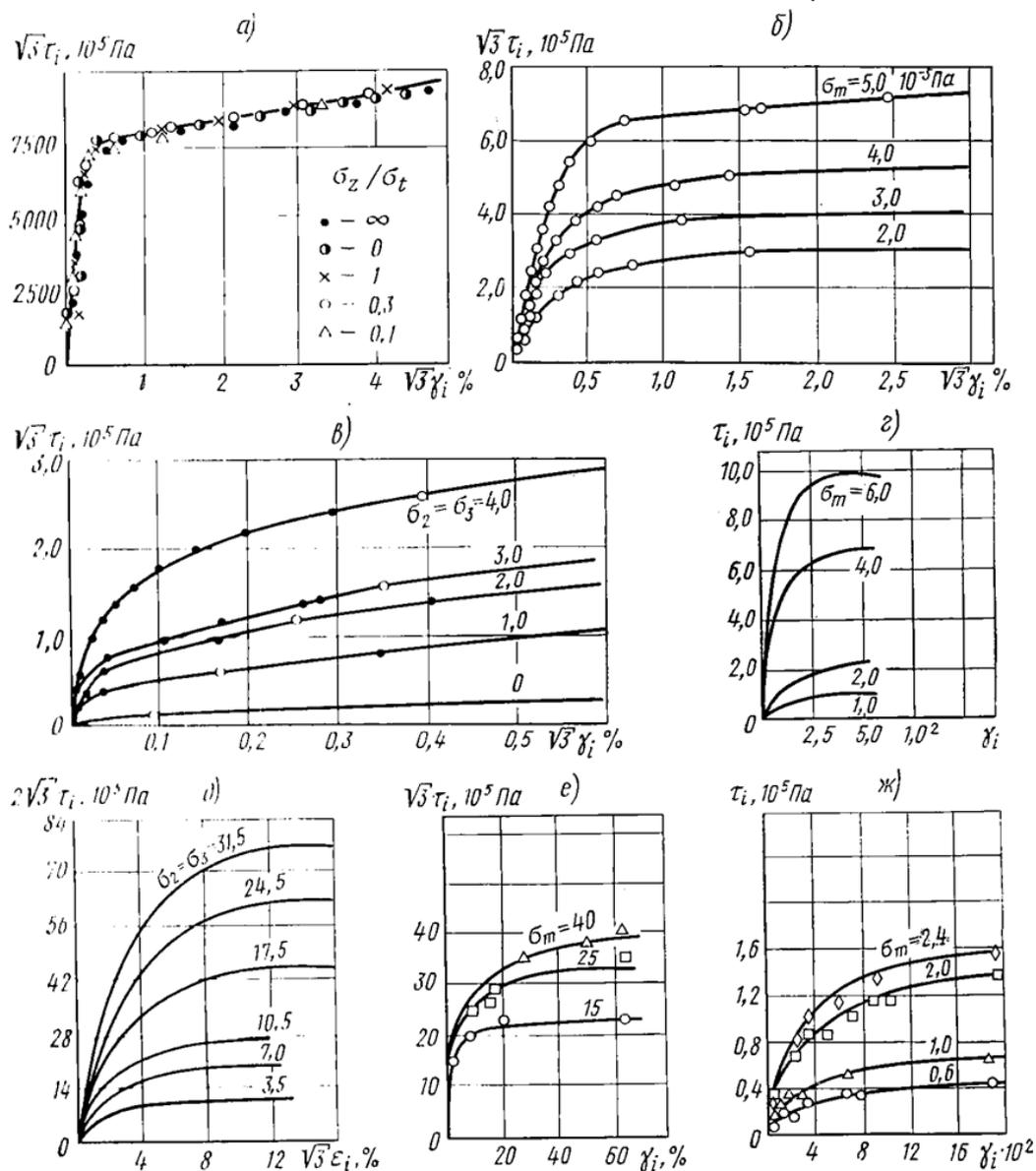


Рис. 1.15. Диаграммы "напряжение - деформация" при сложном напряженном состоянии, характеризующие влияние среднего нормального напряжения σ_m : а - сталь, растяжение и радиальное давление при различных значениях σ_z / σ_t (опыты Жукова, 1954); б - песок, трехосное сжатие при различных значениях σ_m (опыты Боткина); в - глина, трехосное сжатие при различных значениях σ_m (опыты Боткина); г - песок, трехосное сжатие при различных σ_m (опыты Федорова); д - плотная моренная глина, трехосное сжатие при различных σ_m (опыты Инслея и Гиллиса); е - мерзлая супесь, -10^0 , трехосное сжатие при различных σ_m (опыты Миндича и Вялова)

Такой результат подтверждает известное положение деформационной теории пластичности, что $\gamma_i = \varphi(\tau_i)$. Однако, в большинстве результатов трехосных испытаний грунтов вырисовывается иная картина (рис. 1.12 (б-ж)), т.е. зависимости $\tau_i - \gamma_i$ при различных σ_m не инвариантны, то есть:

$$\gamma_i = f(\tau_i, \sigma_m). \quad (1.38)$$

Если учитывать, что пластические деформации грунтов в подавляющем большинстве случаев возникают не мгновенно, а во времени, причем иногда длительное время, то следует предположить, что скорость угловой деформации также будет зависеть от σ_m , т.е.:

$$\dot{\gamma}_i = f(\tau_i, \sigma_m, t). \quad (1.39)$$

Исходя из такого предположения, была построена теория пластического течения [14, 28], полагая, что:

$$\dot{\gamma}_i = f(\tau_i, \sigma_m, \mu_\sigma, t), \quad (1.40)$$

$$\dot{\varepsilon}_m = f_m(\sigma_m, \tau_i, \mu_\sigma, t). \quad (1.41)$$

Эти зависимости можно использовать в уравнениях Генки [28]:

$$\dot{\varepsilon}_x = \dot{\chi}(\sigma_x - \sigma_m) + \dot{\chi}^* \sigma_m; \quad \dot{\gamma}_{xy} = 2\dot{\chi}\tau_{xy},$$

$$\dot{\varepsilon}_y = \dot{\chi}(\sigma_y - \sigma_m) + \dot{\chi}^* \sigma_m; \quad \dot{\gamma}_{yz} = 2\dot{\chi}\tau_{yz}, \quad (1.42)$$

$$\dot{\varepsilon}_z = \dot{\chi}(\sigma_z - \sigma_m) + \dot{\chi}^* \sigma_m; \quad \dot{\gamma}_{zx} = 2\dot{\chi}\tau_{zx},$$

где

$$\dot{\chi} = \frac{\dot{\gamma}_i}{2\tau_i} = \frac{f(\tau_i, \sigma_m, \mu_\sigma, t)}{2\tau_i}; \quad \dot{\chi}^* = \frac{\dot{\varepsilon}_m}{\sigma_m} = \frac{f_m(\tau_i, \sigma_m, \mu_\sigma, t)}{2\tau_i}. \quad (1.43)$$

Эти уравнения отличаются от уравнений Сен - Венана - Мизеса тем, что функции $\dot{\chi}$ представлены в более общем виде, так как учитывается σ_m , а также тем, что учитывается скорость объемных деформаций, причем нелинейно.

Для построения функции (1.43) необходимо получить вид функций $f(\tau_i, \sigma_m, \mu_\sigma, t)$ и $f^*(\tau_i, \sigma_m, \mu_\sigma, t)$ из результатов экспериментальных исследований. В настоящее время наиболее распространенными являются уравнения, приведенные ниже.

Уравнение Нортона - Бейли в виде степенной зависимости:

$$\dot{\gamma}_i = \dot{\gamma}_i^* \left(\frac{\tau_i}{\tau_i^*} \right)^{1/m}, \quad (1.44)$$

где $m \leq 1$, τ_i^* , $\dot{\gamma}_i^*$ - параметры, причем τ_i^* вводится для соблюдения размерности и его можно принять равным единице.

Для грунтовой среды можно принять:

$$\tau_i^* = \sigma_m \operatorname{tg} \varphi + c. \quad (1.45)$$

Широко применяются также зависимости вида:

$$\dot{\gamma}_i = sh \frac{\tau_i}{\tau_i^*}. \quad (1.46)$$

Уравнение вязко - пластического течения Бингама представляют в виде:

$$\dot{\gamma}_i = \frac{\tau_i - \tau_i^*}{\eta(t)}, \quad (1.47)$$

где $\tau_i^* = \sigma_m \operatorname{tg} \varphi + c$.

Уравнение упруго - пластического деформирования Тимошенко имеет вид:

$$\gamma = \frac{\tau_i}{G^e} \frac{\tau_i^*}{\tau_i^* - \tau_i}. \quad (1.48)$$

Теория течения, предложенная Давенпортом, одна из самых простых. Она связывает скорость деформации, напряжение и время:

$$F = (\dot{\epsilon}, \sigma, t) = 0. \quad (1.49)$$

Принимается, что скорость полной деформации есть сумма упругой деформации и деформации ползучести:

$$\dot{\epsilon} = \dot{\epsilon}_j + \dot{\epsilon}_n \quad (1.50)$$

или

$$\dot{\varepsilon} = \frac{1}{E} \frac{d\sigma}{dt} + A(t)\sigma^n. \quad (1.51)$$

В частном случае, при $A(t) = const$ и $n = 1$ получается уравнение упруго-вязкого тела Максвелла.

Теория эта детально разработана Л.М.Качановым [71] и благодаря своей простоте получила широкое применение на практике.

Теория старения, предложенная Содербергом, связывает напряжение, деформацию и время:

$$F = (\sigma, \varepsilon, t) = 0. \quad (1.52)$$

Так же, как и в теории течения, полная деформация складывается из упругой деформации и деформации ползучести. В случае подобия кривых ползучести основное уравнение записывается в виде:

$$\varepsilon = \frac{\sigma}{E} + c(t)\sigma^n, \quad (1.53)$$

где $c(t)$ - функция, определяющая деформацию ползучести во времени от действия единичной нагрузки; n - параметр, $n \geq 1$.

Различные варианты теории старения были предложены Н.М.Беляевым [14, 28], Н.Н.Малининым [14], Ю.Н.Работновым [109] и др.

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

Теория упрочнения, предложенная Давенпортом [28], впоследствии была развита Ю.Н.Работновым [109].

Нелинейные дифференциальные уравнения первого порядка не могут описать все явления при деформировании во времени. Повышение же порядка дифференциальных уравнений

приводит к излишне громоздким зависимостям, поэтому Больцманом был предложен закон деформирования в интегральной форме.

Теория наследственной ползучести. Для описания процесса деформирования Ю.Н.Работнов [100, 109] распространил теорию упругой наследственности Больцмана-Вольтерра на пластические деформации и предложил уравнение, связывающее напряжение, деформацию и время в виде:

$$\phi(\varepsilon) = \sigma(t) + \int_0^t H(t-\tau)\sigma(\tau)d\tau, \quad (1.54)$$

где $H(t-\tau)$ - ядро ползучести.

Функция $\phi(\varepsilon)$ является функцией только деформации и предложена Ю.Н.Работновым в виде:

$$\phi(\varepsilon) = A\varepsilon^\alpha. \quad (1.55)$$

Так как для многих материалов зависимость между мгновенной деформацией и напряжением линейная, то, учитывая это обстоятельство, М.И.Розовским [108, 109] был предложен иной вариант теории нелинейной наследственности:

$$\varepsilon(t) = \frac{1}{E} \left[\sigma(t) + \int_0^t H(t-\tau)f[\sigma(\tau)]d\tau \right]. \quad (1.56)$$

Теория Ю.Н.Работнова - М.И.Розовского обладает большей общностью по сравнению с рассмотренными выше теориями. Однако процесс изменения физико-механических свойств материала во времени эта теория не учитывает.

Наследственная теория старения была разработана Г.Н.Масловым и Н.Х.Арутюняном [5] для описания ползучести бетона, но многие результаты могут быть применены и к другим стареющим материалам, в частности, как показали опыты С.Р.Месчяна [93], к грунтам. Интегральное уравнение нелинейной наследственной теории старения имеет вид:

$$\varepsilon(t) = \frac{\sigma(t)}{E(t)} + \int_{\tau_1}^t \sigma(\tau) \frac{\partial}{\partial \tau} \left[\frac{1}{E(\tau)} \right] d\tau - \int_{\tau_1}^t F[\sigma(\tau)] \frac{\partial C(t, \tau)}{\partial \tau} d\tau, \quad (1.57)$$

где $C(t, \tau)$ - мера ползучести, принимаемая Н.Х.Арутюняном в виде:

$$C(t, \tau) = \phi(\tau) \sum_{K=1}^n B_K e^{-j_k(t-\tau)}, \quad (1.58)$$

$\phi(\tau)$ - функция старения, которая может быть аппроксимирована одним из выражений:

$$\phi(\tau) = C_0 + \sum_{K=1}^n \frac{A_K}{\tau^K}, \quad (1.59)$$

$$\phi(\tau) = C_0 + \sum_{K=1}^n A_K e^{-\lambda_K \tau}, \quad (1.60)$$

$$\phi(\tau) = C_0 + \sum_{K=1}^n \frac{A_K}{(\eta + \tau)^K}, \quad (1.61)$$

C_0, A_K, η - константы.

При сложном напряженном состоянии для случая нелинейной ползучести Н.Х.Арутюнян использовал теорию малых упругопластических деформаций при том условии, что в результате пластических деформаций изменение объема не происходит. Это допущение для грунтов не приемлемо, так как в грунтах существенное влияние имеет среднее нормальное напряжение, то есть объемная деформация.

В наиболее общей форме обобщенное реологическое уравнение состояния для грунтов было предложено С.С.Вяловым [28]. Если процесс загрузки можно считать простым (по А.А.Ильюшину), то второй инвариант тензора напряжений не влияет на процесс деформирования. Тогда для получения обобщенного закона деформирования необходимо совместно рассмотреть уравнение ползучести. С.С.Вялов предлагает записать это уравнение в виде нелинейной наследственной ползучести Вольтерра-Больцмана-Работнова:

$$\sigma_i = \phi[\varepsilon_i(t)] - \int_0^t R(t-\nu) \phi[\varepsilon_i(\nu)] d\nu, \quad (1.62)$$

и уравнение упругопластического деформирования, учитывающее влияние среднего давления:

$$\sigma_i = \phi_1[\varepsilon_i(\sigma_0)] - \int_0^\sigma S(\sigma - \xi) \phi_2[\varepsilon_i(\xi)] d\xi, \quad (1.63)$$

$$\text{где } R = \frac{1}{\phi(\varepsilon_i)} \frac{d\sigma_i}{dt};$$

$$S = \frac{1}{\phi_2(\varepsilon_i)} \frac{d\sigma_i}{dt}. \quad (1.64)$$

При сложном нагружении получается общее уравнение состояния:

$$\begin{aligned} \sigma_i = & \phi_1[\varepsilon_i(\sigma, t)] - \int_0^t R_1(t-\nu) \phi_1[\varepsilon_i(\nu)] d\nu + \\ & + \int_0^{\sigma(t)} S(\sigma - \xi) \phi_2[\varepsilon_i(\xi)] d\xi - \int_0^t \int_0^{\sigma(t)} R_2(t-\nu) S(\sigma - \xi) \phi_2[\varepsilon_i(\xi)] d\xi d\nu, \end{aligned} \quad (1.65)$$

$$\text{где } R_2 = \frac{1}{\phi_2(\varepsilon_i)} \frac{d}{dt}(\sigma_i - \tau);$$

$$\tau = \phi_1(\varepsilon_i). \quad (1.66)$$

В случае простого нагружения, что приемлемо для большинства инженерных задач, получаем:

$$\sigma_i = \phi_1(\varepsilon_i) F_1(t) + \phi_2(\varepsilon_i) \phi(\sigma_0) F_2(t). \quad (1.67)$$

Данное уравнение учитывает влияние среднего давления во времени и изменение сопротивления чистому сдвигу. Аналогичным образом может быть выведено уравнение для объемной деформации. Рассматривая частный случай уравнения (линейная зависимость между σ_i и σ_0 , нагружение простое), С.С.Вялов получает в виде:

$$\sigma_i = A(t) \varepsilon_i^m + B(t) \sigma_{cp} \varepsilon_i^n, \quad (1.68)$$

где $A(t)$ и $B(t)$ - переменные во времени параметры.

Если рассматривать не сами деформации, а их скорости, то можно получить аналогичные уравнения, в частности:

$$\sigma_i = a(t) \dot{\varepsilon}_i^m + b(t) \sigma_{cp} \dot{\varepsilon}_i^n, \quad (1.69)$$

где $a(t)$ и $b(t)$ - переменные во времени параметры, характеризующие изменение вязкости.

1.6. Взаимодействие свай с окружающим и подстилающим водонасыщенными грунтами (обзор)

1.6.1 Методы определения осадок одиночных свай

До начала 50-х годов прошлого века, единственным методом определения осадок одиночных свай был метод статических испытаний, позволяющий установить зависимость осадок от нагрузки $S=f(p)$. Потом появились работы, позволяющие установить зависимость осадки от нагрузки без проведения статических испытаний. Работы А.А.Луга [83], Х.Р. Хакимова основаны на обработке большого числа испытаний свай различной длины в различных геологических условиях. На основании этих обработок получены зависимости, которые дают возможность установить осадки одиночных свай, не прибегая к дорогостоящим статическим испытаниям.

Работы Е.П.Сивцовой [118], Л.Б.Ограновича [101], Г.С. Тер-Ованесова [192] основаны на применении формулы Миндлина [204] для вертикальной компоненты перемещения от силы приложенной внутри полупространства.

В.А. Голубков [30] установил зависимости осадки от нагрузки на основании экспериментальных исследований и анализа работы свай.

А.Кезди [10] предлагает определять осадку на основании линий влияния в функции трения по боковой поверхности и сопротивления острия.

Р.Хефели и Х.Бечера [101] получили эмпирическую зависимость для определения осадки одиночных свай.

Проанализируем более подробно имеющиеся в настоящее время методы определения осадок одиночных свай.

А.Б.Огранович [101], используя формулу Р.Миндлина для перемещений от силы внутри упругого полупространства, получил решение для осадки одиночной сваи с учетом взаимодействия острия и боковой поверхности. Сначала определяется осадка сил трения по боковой поверхности, считая, что силы трения распределяются равномерно. Единичная сила dp (рис 1.16 б) будет на расстоянии h от дневной поверхности равна $dp = \tau_0 U dh$, где τ_0 – предельное сопротивление сил трения грунта по боковой поверхности сваи, U – периметр сваи.

$$W = \frac{P}{16G\pi(1-\mu)} \left(\frac{3-4\mu}{R_1} + \frac{8(1-\mu)^2 - (3-4\mu)}{R_2} + \frac{(z-h)^2}{R_1^3} + \frac{(3-4\mu)(z+h)^2 - 2zh}{R_2^3} + \frac{6zh(z+h)^2}{R_2^5} \right), \quad (1.70)$$

где W – перемещение точки от силы P ; $G = \frac{E}{2(1+\mu)}$ – модуль сдвига грунта; E – модуль деформации грунта; μ – коэффициент Пуассона.

$$R_1 = \sqrt{(z-h)^2 + b^2}; \quad R_2 = \sqrt{(z+h)^2 + b^2},$$

z – расстояние точки от дневной поверхности; h – расстояние точки приложения силы от дневной поверхности; b – расстояние точки от оси z (рис 1.16, а).

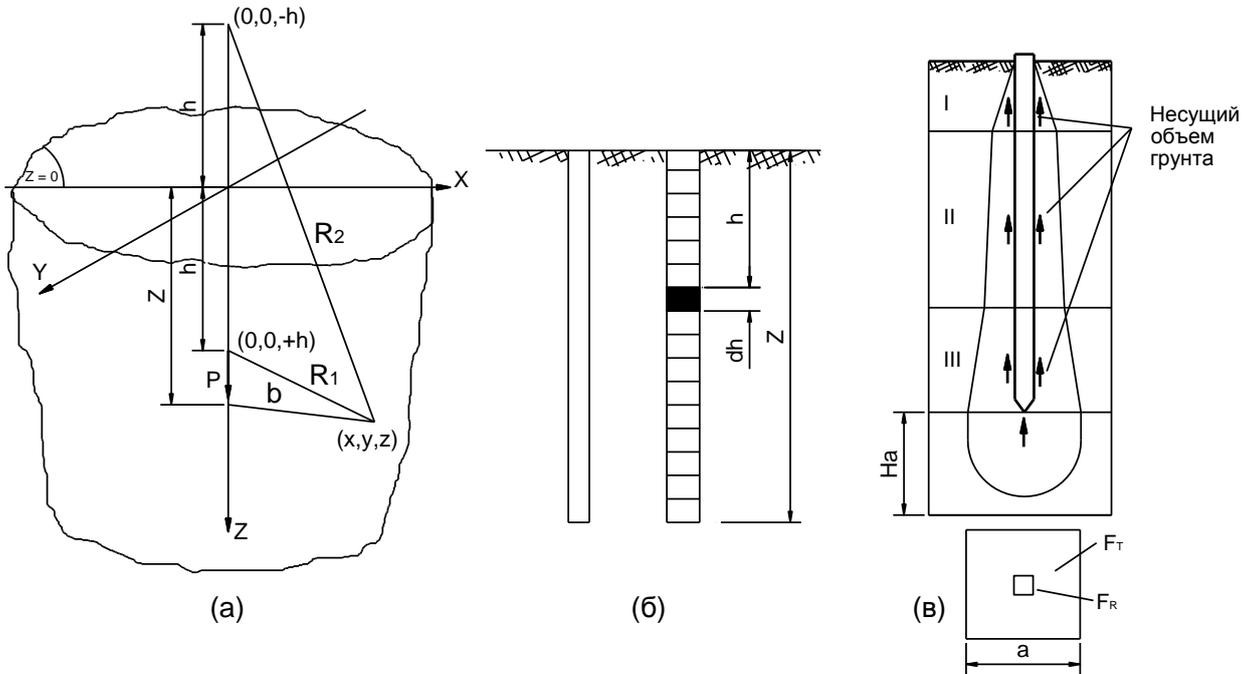


Рис. 1.16. Схема расчёта осадки сваи по Ограновичу А.Б.

Подставив значение dr в выражение (1.73) и проинтегрировав это выражение в пределах от 0 до z , получил:

$$W_1 = \frac{\tau_0 U}{16G\pi(1-\mu)} \int_0^z \left(\begin{aligned} & \frac{3-4\mu}{\sqrt{(z-h)^2+b^2}} + \frac{8(1-\mu)^2-(3-4\mu)}{\sqrt{(z+h)^2+b^2}} \\ & + \frac{(z-h)^2}{\sqrt{[(z-h)^2+b^2]^3}} + \frac{(3-4\mu)(z+h)^2-2hz}{\sqrt{[(z+h)^2+b^2]^3}} \\ & + \frac{6zh(z+h)^2}{\sqrt{[(z+h)^2+b^2]^5}} \end{aligned} \right) dh. \quad (1.71)$$

А.Б. Огранович после ряда упрощений получил формулу для определения осадки сваи от сил трения по боковой поверхности в следующем виде:

$$W_1 = \frac{0,26\tau_0 d}{E} \left(5,96 \log_{10} \left| \frac{4z}{d} \right| + 3,3 \right), \quad (1.72)$$

где d - диаметр сваи, z - глубина погружения сваи.

Осадка от нагрузки, передающаяся грунту через острие сваи, получена также на основании использования выражения (1.73) и имеет вид:

$$W_2 = \frac{0,083P}{E} \left(\frac{3,2}{d} + \frac{2,19}{z} \right). \quad (1.73)$$

При выводе формулы принято, что $\mu = 0,35$.

В окончательном виде формула для определения осадки одиночной сваи представлена следующим образом:

$$W = \frac{0,26\tau_0 d}{E} \left(5,96 \log_{10} \left| \frac{4z}{d} \right| + 3,3 \right) + \frac{0,083P}{E} \left(\frac{3,2}{d} + \frac{2,19}{z} \right). \quad (1.74)$$

Г.С. Тер-Ованесов [192] получил зависимость для определения осадки одиночной сваи из предположения, что нагрузка воспринимается либо только боковой поверхностью, либо острием сваи. Такое предположение позволило автору получить зависимость распределения общего усилия на сваю между боковой поверхностью и острием сваи. Для этого он приравнял осадки сваи от действия сил на боковой поверхности и на острие. Это решение также основано на формуле Миндлина.

Более строгое в математическом отношении решение для определения осадки одиночной сваи было получено Е.П.Сивцовой. Сначала она получила решение в предположении, что нагрузка передается грунту только стволом сваи, работа острия не учитывалась [118]. Это

решение обладает также существенным недостатком, т.к. в однородных грунтах при длине сваи 6-8 м на долю острия приходится до 50% несущей способности сваи. В дальнейшем Е.П.Сивцова получила решение для осадки одиночной сваи с учетом работы острия [119]. При определении осадки одиночной сваи, нагруженной статической нагрузкой Е.П. Сивцовой были приняты следующие исходные положения:

- грунт является упругим полупространством,
- свая – несжимаемая,
- между грунтом и поверхностью сваи существует полное прилипание, проскальзывание сваи отсутствует.
- нагрузка передается грунту вдоль ствола сваи по кривой второго порядка.

Для построения решения использованы формулы Р. Миндлина.

Полная осадка острия от сил, действующих по боковой поверхности, и от сил на острие сваи, выразиться формулой:

$$W_{остр} = a_0 \bar{W}_0 + a_1 \bar{W}_1 + a_2 \bar{W}_2 + b \bar{W}_3. \quad (1.75)$$

Как уже выше отмечалось, решение Е.П.Сивцовой является более строгим в математическом отношении по сравнению с ранее полученными решениями. Однако и в этой работе не учитывается уплотнение грунта в результате забивки сваи и принимаемый модуль деформации для определения конечной осадки одиночной сваи является условным. В работе не рассматривается перемещение сваи относительно грунта, решение базируется на допущении, что свая является бесконечно жесткой по отношению к грунту. Все эти допущения снижают достоверность получаемых результатов по данному решению.

Учет уплотнения грунта и целого ряда других факторов на основе теории упругости и теории пластичности грунтов позволило бы получить нелинейную зависимость осадки от нагрузки, какую мы действительно наблюдаем для свай. Однако такое решение является безусловно сложным и трудоемким и может быть осуществлено только при использовании численных методов, в том числе МКЭ и др.

Проф. А.Кезди, используя безразмерные параметры, предложенные В. Грилло на основании решения А. Мартинсса, получил линии влияния напряжений от сил трения по боковой поверхности и сопротивления острия для случая единичной нагрузки.

Полученный результат является приближенным, так как он достоверен только для однородного массива и применим только до предела пропорциональности при расчете осадок свай. Важным недостатком этого метода является и то, что О. Грилло принял при решении величину коэффициента Пуассона μ равной 0,5, в то время как для грунтов эта величина обычно бывает равной 0,3; 0,35; 0,4. Кроме того, принято, что силы трения распределяются равномерно вдоль длины свай. Все эти допущения снижают достоверность получаемых результатов по этому методу.

Р. Хефели и Х. Бечера [101] дают на основании теоретических соображений следующую формулу для осадки одиночной сваи:

$$S = \frac{\sigma_0}{E_0} B = \frac{\sigma_0}{E_0} D \Phi_c, \quad (1.76)$$

где $\sigma_0 = \frac{P}{F}$ - среднее давление по площади поперечного сечения сваи у ее конца; E_0 – модуль деформации грунта, определенный опытом.

Авторы предлагают определять модуль деформации при помощи модельной сваи диаметром 8 см.

$B = D \Phi_c$ – эквивалентный диаметр сваи. Φ_c – коэффициент, зависящий от относительной длины сваи $N = L/D$ (L – длина сваи, D – ее диаметр) и от соотношения λ нагрузки на острия сваи P_1 , к общей нагрузке на сваю P , $\lambda = P_1/P$.

Ниже приводятся значения функции при различных величинах N :

N	Φ_c
20	$0,0747 + 0,9253 \lambda$
30	$0,0549 + 0,9451 \lambda$
40	$0,0437 + 0,9563 \lambda$
50	$0,0366 + 0,9634 \lambda$
70	$0,0262 + 0,9738 \lambda$
100	$0,0210 + 0,9790 \lambda$

В.Н. Голубков [30] даёт ряд рекомендаций по расчету свай, полагая, что вокруг забитой и нагруженной вертикальной нагрузкой сваи создается грунтовой усеченный конус, образующая которого наклонна к оси сваи под углом α . Широкое основание такого усеченного конуса принято расположенным к плоскости острия подошвы сваи. В зависимости от сопротивления грунта сдвигу и модуля общей деформации грунта размеры образующегося вокруг сваи деформирующегося несущего объема грунта принимают в разных грунтах различные

очертания в соответствии со схемой работы сваи (рис. 1.2.1 в). Зная глубину погружения свай и сопротивления сдвигу для уплотненных грунтов, окружающих ствол сваи, можно по таблице, составленной В.Н. Голубковым, определить несущую способность сваи.

В работе Динь Хоанг Нама [49] получено решение для определения осадки одиночной сваи на основе новой геомеханической модели грунтового массива, вмещающего длинную сваю. Рассматривается взаимодействие грунтового массива ограниченных размеров в виде цилиндра заданного диаметра и длины. На основе этой модели получен ряд решений для однородного, двухслойного и многослойного грунтового основания в замкнутом виде. Недостатком этих решений является то, что осадка сваи на уровне нижнего конца сваи определяется без учета глубины приложения нагрузки (длины сваи). Для учета этого фактора автор использует коэффициент $K(l)$. Кроме того, во всех решениях грунтовая среда рассматривается как линейно-деформируемая. Не учитываются нелинейные и реологические свойства грунтов. Очевидно, что $K(l)$ зависит не только от длины сваи, но и от диаметра сваи. Учет этого и других факторов может оказать существенное влияние на распределение общего усилия на сваю между её боковой поверхностью и на уровне нижнего конца. Забегая вперёд, отметим, что в настоящей работе была поставлена и решена задача для определения зависимости $K(l)$ от глубины приложения нагрузки, от длины, от диаметра и от коэффициента Пуассона. Кроме того, в решениях учитываются упруго-вязко-пластические свойства грунтов.

1.6.2 Методы определения осадок свайных фундаментов

Под действием внешней нагрузки в процессе осадки у одиночных свай полностью развиваются силы трения по боковой поверхности и сопротивление острия. При работе свай в составе фундаментов происходит осадка грунта в межсвайном пространстве и силы трения развиваются не в полной мере, а при расстоянии между сваями 3-4 диаметра – только частично. В свайных фундаментах происходит взаимное влияние свай друг на друга, и напряженное состояние активной зоны значительно отличается от напряженного состояния вокруг одиночной сваи. Поэтому результаты статических испытаний одиночных свай и аналитические методы прогноза их осадок не применимы для оценки осадок свайных фундаментов. Проведенные исследования (Бартоломей А.А., 1965) показали, что даже осадки однорядных свайных фундаментов значительно больше осадок одиночных свай. Более того, по осадке одиночных свай нельзя судить об осадках двухрядных, трехрядных свайных фундаментов и кустов свай [10-13].

Результаты наблюдений за осадками двух и трехрядных свайных фундаментов показали, что их осадка намного больше осадки одиночной сваи, испытанной в тех же грунтовых

условиях. На это обратил внимание в 30-х годах К. Терцаги (Terzaghi K., 1929, 1933, 1937), который на фактических материалах показал, что осадка зданий на ленточных свайных фундаментах значительно превышает осадки одиночных свай при тех же нагрузках.

Исследования работы кустов свай, проведенные в 20-30х годах С.Стенфордом (Stanford SW 1915), Р Миллером (Miller R, 1932, 1938). Г.Форшеллем (Forsell G., 1963) и другими показали, что осадка кустов свай зависит от расстояния между сваями, времени действия нагрузки, грунтовых условий и других факторов. Разносторонние и многочисленные исследования работы кустов свай были проведены в 30-60х годах в СССР В.Н.Голубковым (1935, 1937, 1939, 1950, 1963), А.А. Луга (1944, 1954, 1955, 1963).

Однако, несмотря на многолетний опыт применения кустов свай и наличие экспериментальных исследований осадок свайных фундаментов, долгое время не было никаких инженерных методов расчета их осадок. В 60-х годах применяли метод расчета осадок кустов свай, предложенный К.Е., Егоровым (1946), на основании разработанного им метода расчета прямоугольных фундаментов на естественном основании.

Метод заключается в том, что свайный фундамент рассматривается как массивный и место приложения расчетного давления на грунт под подошвой фундамента принято в зависимости от отношения длины свай к ширине фундамента. Когда отношение длины свай к ширине фундамента меньше или равно единице, то местом приложения расчетного давления принимается поверхность. Если отношение больше единицы, то местом приложения давления принимается плоскость на глубине, равной ширине фундамента. (рис. 1.17).

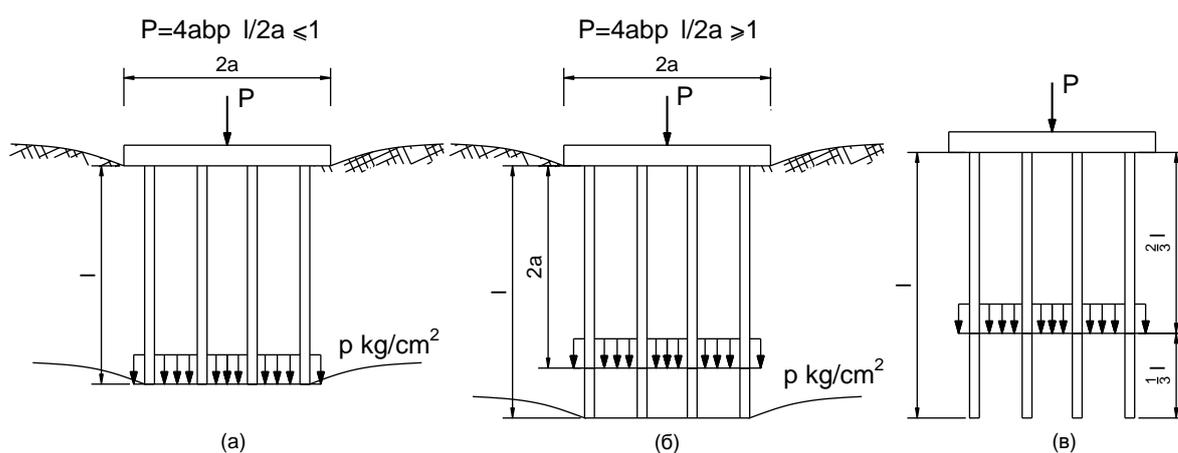


Рис. 1.17. Схемы передачи нагрузки от куста свай грунту (а, б – по данным К.Е. Егорова; в – по данным К. Терцаги и Р. Пека)

По методу Егорова К.Е. осадка свайного фундамента определяется по формуле:

$$S = 2aP \sum_{i=1}^K \frac{K_i - K_{i-1}}{C_i}, \quad (1.77)$$

где $2a$ – ширина фундамента; p – расчетная нагрузка под подошвой фундамента; K_i и K_{i-1} – безразмерные функции, зависящие от $n = \frac{b}{a}, m = \frac{z}{a}, \mu$; C_i – коэффициент сжимаемости,

$$C = \frac{E}{1 - \mu^2}.$$

Метод К.Е. Егорова учитывает компоненты напряжений и наличие подстилающего недеформируемого массива. Однако мощность активной зоны при отсутствии подстилаемой скальной породы будет в данном случае условной. Площадь передачи расчетного давления принимается равной площади фундамента в плане, т.е. без учета угла распределения напряжений или сил трения по боковой поверхности.

В настоящее время разработан целый ряд методов расчета осадок кустов свай. По принятым расчетным схемам, исходным данным и допущениям существующие методы можно разделить на следующие группы:

1. Расчет осадок кустов свай как условного массива.
2. Расчет осадок свай с учетом взаимного влияния соседних свай.
3. Эмпирические и графоаналитические.

Экспериментальные исследования характера работы кустов свай, выполненные А.А. Луга [83], В.Н. Голубковым [30] и др., показали, что при расстоянии между сваями 3-4 диаметра для определения осадок кусты свай можно рассматривать как единый массив. На этом основано большинство современных методов расчета осадок свайных фундаментов. Различие методов заключается в определении размера условного массива, места приложения уплотняющих давлений, без учета или с учетом приложенной нагрузки внутри массива.

А.А. Луга было предложено [83] рассматривать свайный фундамент как условный сплошной массив на естественном основании, включающий грунт и сваи, при этом контуры условного массива определяются: сверху плитой ростверка, с боков – наклонными плоскостями от контурного обвода свай под углом $\frac{\varphi_{ср}}{4}$ ($\varphi_{ср}$ – средневзвешенное значение угла внутреннего трения грунта) к вертикали; снизу – площадью, ограниченной пересечением наклонных граней массива с горизонтальной плоскостью в уровне нижних концов свай (рис.1.15).

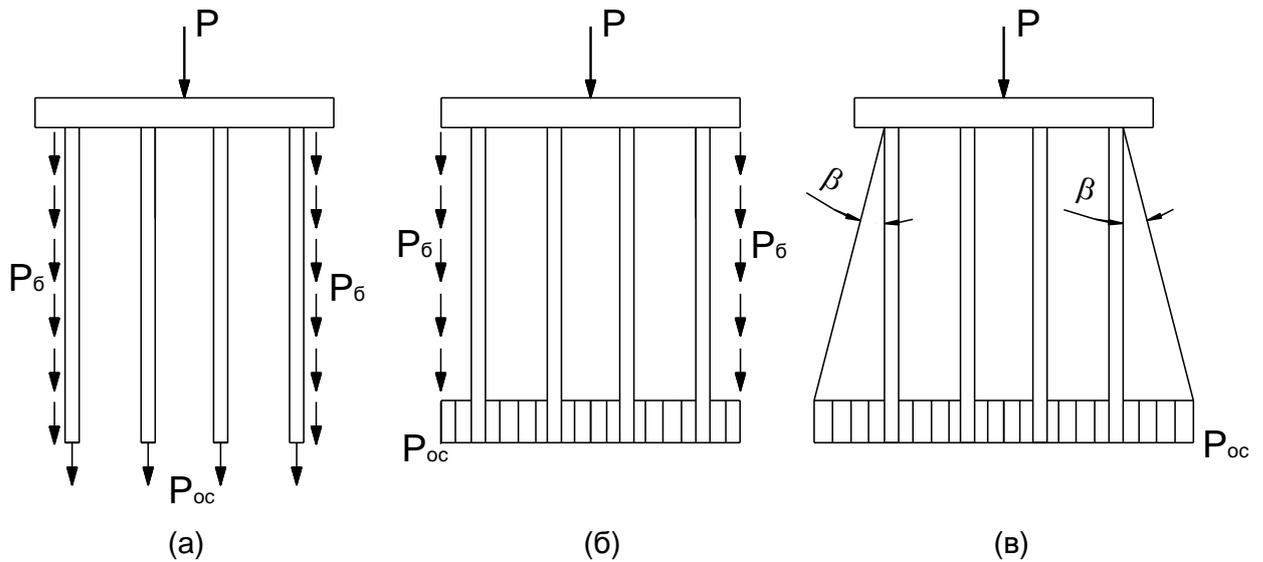


Рис. 1.18. Схема передачи нагрузки от куста свай грунту (а, б – по данным Н.М. Дорошкевич; в – по данным В.Н. Голубкова, А.А. Луга)

Этот метод был включен в СНиП. Следует отметить, что замена сил трения по боковой поверхности свай через угол внутреннего трения является условным. В различных литературных источниках в начале контур условного массива определялся наклонными плоскостями от контура фундамента под углом φ к вертикали, затем $\frac{\varphi}{2}$ и наконец $\frac{\varphi_{cp}}{4}$. А.А.Луга справедливо указывает, что в дальнейшем значение $\frac{\varphi_{cp}}{4}$ должно быть уточнено применительно к различным грунтам и для многослойных грунтовых толщ.

В 1965 г. А.А.Луга был разработан инженерный метод расчета осадок свайных фундаментов при их опирании на песчаные грунты (Луга А.А 1965):

$$S = S_{zp} - S_{од}, \quad (1.78)$$

где $S_{од}$ – осадка одиночной сваи, принимается по графикам в зависимости от размера сваи, глубины погружения и величины нагрузки; S_{zp} – осадка грунта активной зоны свайного фундамента:

$$S_{zp} = \frac{\sum_{i=1}^n P_{zi} h_i}{E_s}, \quad (1.79)$$

P_{zi} – полусумма вертикальных нормальных напряжений, возникающих на верхней и нижней границах i -го слоя грунта от давления передаваемых фундаментом; h_i – толщина i -го слоя

грунта в пределах сжимаемой толщи; E_3 – эквивалентный модуль деформации грунтов, расположенных в пределах сжимаемой толщи.

Для определения E_3 построены графики в зависимости от коэффициента пористости песков и мощности сжимаемой тощи. В связи с тем, что при исследовании использовались данные натуральных наблюдений за конечными осадками, полученные значения E_3 являются функцией всех главных напряжений, действующих в условиях ограниченного бокового расширения грунта основания. А.А Луга получены графики модуля деформации для глинистых грунтов (Луга А.А., 1974).

В.Н.Голубков (1961) заменяет значения сил трения по боковой поверхности углом распределения напряжений α , установленным экспериментальным путем и равным $1-7^0$; а осадку свайных фундаментов предлагает определять из условия равенства работ внутренних и внешних сил (Голубков В.Н., 1965, 1966):

$$S = \frac{R_{cp} V_{acb\phi}}{P_{cb\phi}}, \quad (1.80)$$

где $R_{гр}$ – среднее внутреннее единичное реактивное давление грунта, определяется по результатам полевых испытаний свай или статическим зондированием; $V_{acb\phi}$ – объем зоны деформации, формирующийся под подошвой фундамента от нагрузки на свайный фундамент, определяется по экспериментальному графику; $P_{cb\phi}$ – нагрузка, действующая на свайный фундамент. Метод В.Н. Голубкова требует проведения больших экспериментальных исследований.

В зарубежной практике кусты свай тоже рассматривают как условный массивный фундамент (Tschebotareoff G., 1948; Terzaghi K., 1958; Peck P.B., 1958; Hough B.K 1966). Широкое применение нашел метод, заключающийся в том, что нагрузка считается приложенной на уровне нижней трети длины свай (рис 1.17 в) или при наличии в пределах длины свай слабых грунтов – на уровне кровли грунта, способного воспринять нагрузку.

Н.М., Дорошкевич (1959) рассмотрела три схемы передачи нагрузки от куста свай грунту (рис.1.18, а, б). В схеме «а» принято, что нагрузка передается за счет сил трения по боковой поверхности куста и ряда сосредоточенных сил в плоскости острия. В схеме «б» сосредоточенные силы заменяются приближенно равномерно распределенной нагрузкой. В случае, когда нет данных о величине сил трения по боковой поверхности куста, Н.М., Дорошкевич рекомендует при расчетах пользоваться схемой «в». На основании решения уравнения Р. Миндлина составлены таблицы (Дорошкевич Н.М.,1961) для определения

напряжений под свайным фундаментом. Пользуясь этими таблицами, можно найти сжимающие напряжения от действия равномерно распределенной нагрузки по подошве фундамента:

$$\sigma_z = \alpha_1 P_1, \quad (1.81)$$

и от равномерно распределенных сил трения по боковым граням фундамента:

$$\sigma_z = \alpha_2 P_2, \quad (1.82)$$

где P_1 – нагрузка по подошве фундамента; P_2 – нагрузка по боковым граням фундамента; α_1 и α_2 – безразмерные коэффициенты, определяемые по таблицам.

Осадку свайного фундамента можно определить методом элементарного суммирования.

Х. Кишида (Kishida Н. 1964) на основании испытания маломасштабных свайных фундаментах из свай диаметром 13 мм длиной 320 мм предложил следующие схемы расчета осадок. При расстоянии между сваями $2d$ куст и грунт, расположенный между сваями, можно рассматривать как единый массив (рис.1.19, а), а при расстоянии между сваями более $2d$ сваи куста работают индивидуально. В случае контакта ростверка с грунтом фундамент рассматривается как массивный при расстоянии между сваями $3d$ (рис.1.19, б); при расстоянии между сваями более $3d$ сваи работают индивидуально (рис. 1.16).

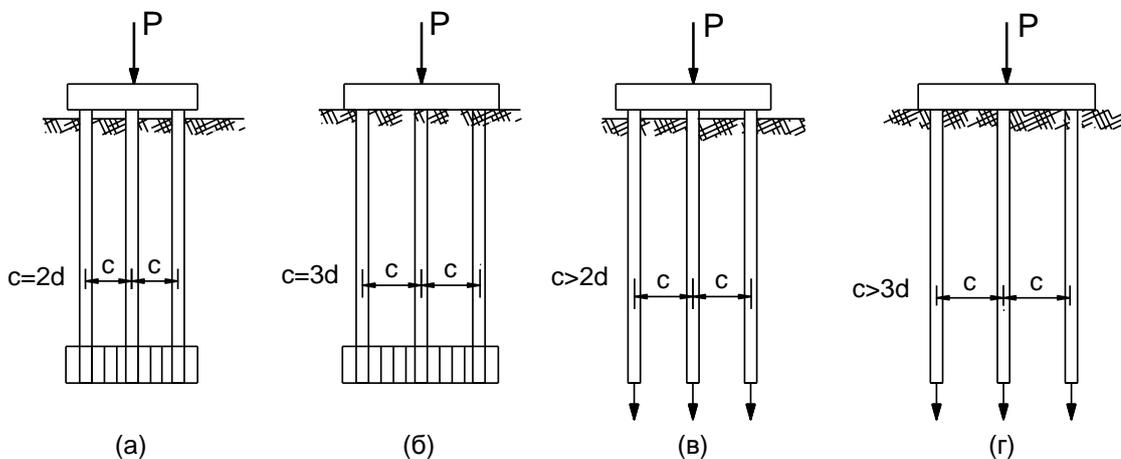


Рис.1.19. Схемы передачи нагрузки от куста свай грунту по данным Н. Kishida

Из приведенных данных видно, что Н. Kishida при выборе расчетной схемы учитывает как расстояние между сваями, так и тип ростверка. Однако с утверждением, что при расстоянии между сваями более $2d$ они работают индивидуально, нельзя согласиться. Если даже фундамент не работает как единый массив, то взаимовлияние свай будет значительным и их работу нельзя рассматривать как работу одиночных свай.

В.В. Знаменским под руководством Н.А. Цытовича и Н.М. Дорошкевич разработан метод расчета осадок кустов свай с учетом глубины приложения нагрузки. Предложенный метод является дальнейшим развитием метода эквивалентного слоя профессора Н.А. Цытовича применительно к свайным фундаментам.

Формула для расчета осадок кустов свай имеет вид:

$$S_0 = \frac{Pb}{E_0} K_0, \quad (1.83)$$

где P – удельная нагрузка на грунт, кгс/см²; b – ширина условной подошвы свайного фундамента, см; E_0 – модуль общей деформации грунта, кгс/см²; K_0 – безразмерный коэффициент, зависящий от соотношения сторон условной подошвы свайного фундамента, от отношения ширины подошвы к длине свай и от коэффициента бокового расширения грунта.

Предложенный метод имеет большое практическое значение, так как позволяет учесть мощность активной зоны под свайными фундаментами, изменение модуля деформации грунта, структурную прочность грунта сжатую.

На основании решения систем канонических уравнений Ю.И. Соловьевым (1967) составлены графики для определения осадки любой сваи в кусте с учетом загрузки соседних свай. Графики выражают зависимость влияния загрузки единичной нагрузкой i -ой сваи на осадку рассчитываемой сваи в зависимости от расстояния между сваями.

Решение В.А. Барвашова основано на методике фиктивных нагрузок М.И. Горбунова-Посадова. Решалась задача о жестком стрежне в упругом полупространстве, сведенная к системе канонических уравнений. Получено решение для абсолютно гибкого и жесткого ростверков. Осадка свайного фундамента определяется по формуле:

$$W = \sum_{j=1}^n p_j W_{ij}, \quad (1.84)$$

где p_j – нагрузка на j -сваю в кусте; W_{ij} – осадка j -сваи от действия единичной нагрузки на сваю; n – число свай в кусте, загрузка которых влияет на осадку ненагруженной сваи.

Методы В.А. Барвашова и Ю.И. Соловьева[9] позволяют учитывать взаимное влияние свай в кусте, однако, не установлены границы взаимного влияния свай, не учитывается уплотнение грунта в плоскости острия свай, граница сжимаемой толщи берется в бесконечности. Все эти допущения приводят к условным результатам.

Большой интерес представляют приближенные решения Х.Г. Поулоса (Poulos H.G 1968, 1969) по определению оптимальных вариантов расчета осадок одиночных свай, группы свай и кустов с учетом их взаимовлияния. Решение Poulos H.G основаны на использовании формулы Р. Миндлина. Автор принимает, что свая состоит из элементарных цилиндрических участков, через которые нагрузка передается грунту.

Рассмотрены случаи, когда граница сжимаемой толщи находится в бесконечности, и для слоя конечной толщины, учитывается различное значение модуля деформации по боковой поверхности сваи и под подошвой. К сожалению, автор в основном при решении использовал только одно значение коэффициента Пуассона $\mu=0,5$, что снижает точность формул для расчета осадок при работе свай в различных грунтовых условиях.

На рис. 1.20 даны значения коэффициентов взаимовлияния группы из 2-4 свай при ограниченной сжимаемой толщине и при границе сжимаемой толщи в бесконечности.

Из приведенных данных видно, что с увеличением количества свай происходит значительное увеличение коэффициента взаимовлияния свай (α -представляет собой отношение дополнительной осадки от соседних свай к осадке одиночной сваи).

Осадка группы свай и кустов определяется по формуле:

$$S_{gp} = \frac{P_{gp}}{LE} R_{gp} I_1, \quad (1.85)$$

где P_{gp} – нагрузка на группу свай или куст; R_{gp} – отношение осадки группы свай к осадке одиночной сваи, несущей такую же сосредоточенную нагрузку, как группа. Значение R_{gp} табулированы для различного расстояния между сваями, количества свай, приведенного значения сжимаемой толщи и длины свай при коэффициенте Пуассона $\mu=0,5$. I_1 – компонента перемещения для одиночной сваи; L – длина свай; E – модуль деформации грунта активной зоны.

А.В. Пилягин получил формулу для определения осадок кустов свай с учётом взаимного влияния и ограниченной сжимаемой толщи:

$$S = S_{\bar{\sigma}} + S_{2d} + S_{ocmp}, \quad (1.86)$$

где $S_{\bar{\sigma}}$ – осадка от нагрузки, передаваемой боковой поверхностью сваи на грунт с учетом влияния соседних свай.

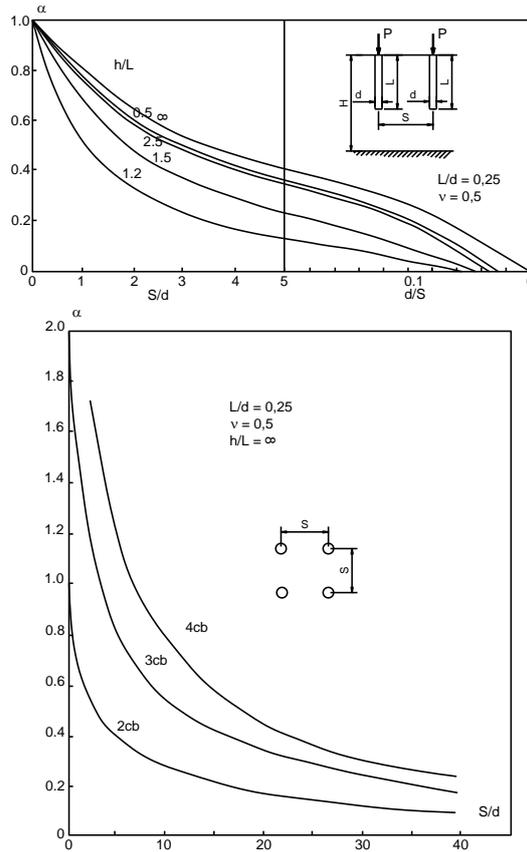


Рис. 1.20. Значение коэффициентов взаимовлияния группы свай в зависимости от расстояния между сваями (по данным Н.GPoulos)

В России и за рубежом предложен ряд эмпирических и графоаналитических методов определения осадок свайных фундаментов (Skempton A., Vassin Gibson R.E., 1953; A., Meyerhof G.G., 1959; Лалетин Н.В., 1967)

Графики А.Скемптона и др. для определения осадок кустов свай представляют собой зависимость между шириной свайного фундамента и отношением осадки куста к осадке одиночной свай, а график Г.Мейергофа учитывает, кроме того, и шаг свай. Указанные графики применимы для определения осадок кустов свай только в том случае, если в основании залегает слой однородного песка, так как результаты кратковременных испытаний свай в песчаных грунтах не отражают характер протекания осадок свай в глинистых грунтах.

Динь Хоанг Нам [49] по аналогам с одиночной сваей рассмотрел решение задачи о взаимодействии куста длинных свай с окружающим грунтовым массивом ограниченных размеров. Он учитывал трение по боковой поверхности куста свай и напряжения на уровне нижних концов свай. И в этом случае осадку грунтов на уровне нижних концов свай определял по формуле Шлейхера. При этом глубину заложения свайного фундамента учитывал также с помощью поправочного коэффициента $K(l)$. Отличительная особенность этих решений

заключается в том, что при решении задачи об осадке грунтов вокруг одиночной сваи или куста свай используется новая геомеханическая модель, существенно отличающаяся от модели Миндлина (полупространства). Это позволяет существенно упростить постановку и решение задач об осадке одиночной сваи и куста свай.

Недостатком этих решений является то, что они не учитывают влияние глубины заложения сваи или куста свай напрямую, т.е. с помощью решения соответствующей задачи.

Кроме этого в решениях Динь Хоанг Нама не учитывается фактор времени, который может оказать существенное влияние на распределение усилия между боковой поверхностью и острием сваи или группы свай.

1.6.3. О расчете осадок свайных фундаментов с учётом фактора времени

Прогноз скорости осадок оснований сооружений во времени имеет важное значение при проектировании фундаментов по предельным деформациям. Во многих случаях значение величины только полной осадки основания будет недостаточным, так как целостность самих фундаментов и поддерживаемых ими конструкций будет зависеть и от скорости протекания осадок во времени.

Как известно из многочисленных исследований, осадки свай в глинистых грунтах развиваются во времени, поэтому подход к описанию этого процесса должен рассматриваться как реологический.

Исследованиям взаимодействия свай с глинистыми грунтами во времени посвящены работы А.А. Бартоломея, Б.В. Баходина, С.С. Вялова, В.Н. Голубокова, И.З. Гольдфельд, Б.И. Далматова, Ю.К.Знаменского, Ф.К. Лапшина, Г.Н. Максимова, М.А. Метс, Ю.С. Миренбург, И.И. Омельчака, А.И.Пилягина, Ю.В. Россихина, Г.Е.Рукавишникова, В.И. Стурова, И.Ш. Разулина, А.П. Хамова, М.Э. Слепака, С. Ван де Веен, Ф. Шарман, К. Ямагата и другие.

При описании закономерностей развития осадки сваи во времени исследователи исходили из различных положений. Большинство из них исходили из простейшего вида зависимости $S=Af(t)$, что соответствует положениям теории старения. Однако некоторые авторы рассматривали параметр «А» как функцию нагрузки $A=f(P)$, другие относили осадку к некоторой заданной величине нагрузки, принимая $A = \text{const}$.

В 1953 г. С. Веен [49] на основании испытания свай вдавливающей нагрузкой с выдержкой на каждой ступени по 20 часов, установил логарифмический характер осадок во времени и описал ее следующей функцией:

$$S(t) = \beta + \gamma \ln t, \quad (1.87)$$

где S – общая осадка; β, γ – параметры, определяемые из испытания.

К этим годам относятся и исследования Ван Веел [49], который получил аналогичные результаты.

Ф. Шарман [49], изучая развитие осадок свай во времени в глинистых грунтах, получил на основе длительных испытаний свай при постоянной нагрузке выражение, прогнозирующее длительную осадку сваи при ее загрузке нагрузкой, близкой к предельной:

$$S = A(1 - (1 + t)^{-\alpha}). \quad (1.88)$$

Г. Камбфорт и Р. Чардейсен [49] предложили комбинированную формулу для расчета осадок свай во времени при постоянной нагрузке в виде:

$$S = \delta_1 + \delta_2 \log(1 + m\sqrt{t}). \quad (1.89)$$

Коэффициенты δ_1, δ_2 определялись из результатов испытаний свай.

М.А. Метсом [95] предложена степенная зависимость между осадкой сваи и временем в виде:

$$S = at^b, \quad (1.90)$$

где, b - коэффициенты, определяемые дифференцированно для каждой ступени нагрузки.

Следует отметить, что в формулах (1.90 – 1.92) условно-мгновенная осадка не учитывается, что оправдано лишь в случаях, когда значение условно-мгновенной осадки составляет лишь незначительную часть от общей осадки.

Ю.В. Россихин [113] предложил для описания прироста длительной осадки свай следующее выражение:

$$\Delta S_{oct} = a_i \sqrt{t_{ci}} + b_i \ln t_{ci}, \quad (1.91)$$

где t_{ci} – время выдержки на ступени нагрузки; a_i, b_i – коэффициенты, различные для каждой ступени нагрузки.

В своих работах [205] А.П. Хамов привел данные обширных экспериментальных исследований, основанную на их результатах, формулу для прогноза осадки свай во времени:

$$S_{t_2} = S_{t_1} \sqrt[3]{\frac{t_2}{t_1}}, \quad (1.92)$$

где t_2 – время затухания осадки; S_{t_2} – затухающая осадка за время t_2 ; S_{t_1} – осадка сваи за время t_1 (по результатам испытаний); t_1 – 3 часа.

По формуле (1.92) можно рассчитать осадку сваи на любой ступени нагрузки, построив график зависимости «нагрузка – осадка» с учетом фактора времени. На основании этой формулы И.Ж. Гольдфельд и В. Л. Фаянс [49] разработали методику определения предельной нагрузки на сваю.

Д. Буккер и Г. Поулос [211] использовали логарифмическую зависимость для описания осадки свай во времени в виде:

$$S(t) = \frac{C_r A}{B} + C_r \log(1 + \alpha t), \quad (1.93)$$

где C_r , A , B , α – параметры, определяемые из эксперимента.

Д. Ролберг на основании статических испытаний свай в глинистых грунтах предложил для прогнозирования развития осадки свай во времени использовать уравнение типа гиперболы в виде:

$$S(t) = \frac{t}{\alpha_t + b_t t} \xi, \quad (1.94)$$

где α_t , b_t – эмпирические коэффициенты; ξ – отношение нагрузки на сваю в заданный момент времени к полной нагрузке при испытаниях.

Следует отметить, что подобные выражения широко применяются в реологии грунтов.

Для экстраполяции данных стандартных испытаний свай на длительный период времени ($t \geq t_1$) В.И. Стуров использовал следующую формулу:

$$S(t) = \left(\frac{a}{\psi} \right)^\psi \exp \frac{P}{b} \psi t^\psi, \quad (1.95)$$

где ψ , a , b – параметры, определяемые из графика «осадка-время», построенного в полулогарифмических координатах. При этом начальная осадка определяется при $t = t_1$

В.Н. Голубков [30] на основе разработанного им интегрального метода, получил следующую формулу для прогноза развития во времени осадки свайного фундамента:

$$S_{\phi} = \frac{F_{\phi} S_{св} t_{\phi}}{F_{св} t_{св}}, \quad (1.96)$$

где $F_{св}$ – нагрузка на сваю; $S_{св}$ – осадка одиночной сваи, определенная из испытания; F_{ϕ} – нагрузка на свайный фундамент; $t_{св}$ – время полной стабилизации осадки сваи, определяемое из испытания; t_{ϕ} – время полной стабилизации осадки свайного фундамента.

Использование этой формулы в проектной практике требует проведения большого числа испытаний, а сравнение экспериментальных и расчетных данных показывает значительное расхождение результатов.

И.Ш. Фазулин [201] на основе модельных экспериментов получил эмпирическую зависимость для определения осадки сваи во времени при постоянной нагрузке:

$$\frac{S}{l} = \alpha \left(\frac{F}{F_{кр}} \right)^{\beta} (t - t_1) + \frac{S_0}{l} + \frac{S_i}{l}, \quad (1.97)$$

где l – глубина погружения сваи; $F_{кр}$ – критическая нагрузка на сваю; α , β – постоянные системы «свая – грунт»; S_0 – мгновенная осадка сваи; S_i – неустановившаяся осадка сваи за время $t_1 = 10-15$ ч.

Формула (1.97) описывает течение с постоянной скоростью и не объясняет затухание осадок свайных фундаментов, наблюдаемых в действительности.

В работе [49] В.И. Стуров предлагает метод расчета осадок свай во времени, основанный на результатах статических испытаний пробных свай по ГОСТ. Осадку свай при постоянной нагрузке в момент времени $t > t_{yc}$ определяется по формуле:

$$S = S_{yc} + \frac{S_{yc} t_{yc}}{m-1} \left[1 - \left(\frac{t_{yc}}{t} \right)^{m-1} \right]; m \neq 1, \quad (1.98)$$

$$S = S_{yc} + \dot{S}_{yc} t_{yc} \ln \frac{t}{t_{yc}}; m \neq 1, \quad (1.99)$$

где S_{yc} – условно-стабилизированная осадка пробной сваи в мм, определяемая по графику $S=f(F)$ при нагрузке F ; \dot{S}_{yc} – значение условной стабилизированной осадки сваи в мм/ч; t_{yc} – время, необходимое для достижения условной стабилизированной осадки сваи; t – время действия нагрузки; m – коэффициент, определяемый из испытаний сваи.

Параметр m является решающим фактором при определении осадки сваи. Если $m > 1$, то осадка при $t \rightarrow \infty$ имеет конечное значение, если $m \leq 1$, то осадка при $t \rightarrow \infty$ стремится к бесконечности.

Б.В. Бахолдин и В.И. Стуров [10] предложили степенную формулу для определения скорости осадки во времени при постоянной нагрузке в виде:

$$\dot{S} = A \left(\frac{t_0}{t} \right)^m, \quad (1.100)$$

где M и A – параметры, зависящие от режима нагружения сваи и определяемые из испытания свай, $t_0 = 1$ ч.

В дальнейшем В.И. Стуров и Э.А. Товмсян [10], проанализировав графики зависимости скоростей осадок свай от времени вследствие ползучести грунта при кратковременных режимах нагружения, установили вид зависимости параметра “ A ” от нагрузки, получили следующий вид формулы:

$$\dot{S}^c = \alpha \left(\frac{F}{\Phi} \right)^\alpha \left(\frac{t_0}{t} \right)^m, \quad (1.101)$$

где Φ – несущая способность сваи; F – нагрузка на сваю.

Ряд авторов применяют для описания развития осадки свай во времени теорию наследственной ползучести, согласно которой связь между осадкой, нагрузкой и временем устанавливается в интегральной форме, при этом время учитывается в неявном виде.

Рассматривая глинистые грунты тугопластичной, полутвердой и твердой консистенции как однокомпонентную систему, А.А. Бартоломей [10] получил следующую формулу для прогноза осадки сваи во времени:

$$S = \frac{1}{B} \operatorname{arctg} \frac{F}{b} (1 + At^{1-\lambda}), \quad (1.102)$$

где A , B , b , λ – опытные параметры, получаемые по результатам стандартных статических испытаний свай; F – нагрузка, соответствующая моменту времени t .

Решение (1.102) получено в предположении, что осадка свайного фундамента формируется за счет ползучести скелета грунта. При получении этого решения автором было использовано уравнение нелинейной теории наследственной ползучести. Сравнение экспериментальных и расчетных данных показывает, что формула (1.102) хорошо описывает

процесс накопления осадок во времени на четырех-пяти ступенях нагружения или в среднем до осадки, равной 30 мм.

Ю.В. Россихин [113] предложил для оснований, обладающих реологическими свойствами, записывать линейное интегральное уравнение Больцмана-Вольтера в виде:

$$S = S_{\text{мгн}} + \int_{v=0}^{v=t} \overline{K}(t-v)F(v)dv, \quad (1.103)$$

где $S_{\text{мгн}}$ – мгновенная осадка в момент времени t , определяемая из испытания; $\overline{K}(t-v) = C_i \exp[\xi(t-v)]$ - ядро ползучести; $F(v)$ – нагрузка, приложенная в момент времени v .

И.М. Омельчаком [10] разработан метод описания процесса развития осадки свай и свайных фундаментов во времени при постоянной и переменной нагрузках на основе нелинейной теории наследственной ползучести. Для расчета осадки свай во времени автор предложил следующую формулу:

$$S = S_0 t g \left[b F_a \theta_b \sum_1^n \delta(KT) \right] [1 - \Gamma(-\alpha)], \quad (1.104)$$

где $\Gamma(-\alpha)$ – гамма функция Эйлера; F_a – максимальная переменная нагрузка; T – период приложения нагрузки; θ_b – параметры уравнения.

Некоторые исследователи применяют для описания осадки свай во времени теорию упруго-вязкого деформирования, которая исходит из дифференциального соотношения осадки и времени с использованием, как правило, экспоненциальной функции.

Г.Шафнер применил реологическую модель как средство для описания кривой « нагрузка-осадка » для набивных свай с учетом фактора времени. Модель состоит из параллельно соединенных элементов Максвелла и Сен-Венана. Для случая загрузки свай ступенчатой нагрузкой уравнение, описывающее зависимость скорости осадки от нагрузки, получено в виде:

$$\dot{S}^{1-h} = \frac{F - f - \frac{c}{e^{dS}}}{\rho}, \quad (1.105)$$

где, c , f , h , ρ - параметры модели.

Продифференцировав уравнение (1.105) с граничным условием $S = 0$ при $t = 0$, автор получил следующее уравнение:

$$e^{dS} (F - f + ce^{-dS})^{\frac{2-h}{h-1}} = \frac{dc}{1-h} \xi^{\frac{1}{h-1}} t + (F - f + c) \frac{2-h}{h-1}. \quad (1.106)$$

Метод Х. Шафнера для прогноза осадок свай во времени не нашел распространения из-за своей сложности. Как показано С.С. Вяловым [28], механические модели не всегда соответствуют реальному поведению обладающих реологическими свойствами грунтов.

Ф.К. Лапшин [78], учитывая развитие реологических явлений в областях пластических деформаций грунта основания сваи, предложил зависимость между осадкой сваи $S_{исп}$ при испытании за время t статической нагрузкой и конечной осадки $S_{кон}$ при действии длительной нагрузки принять в виде:

$$S_{исп} = S_{кон} \left[1 - \left(1 - \frac{H}{E} \right) \exp\left(-\frac{Ht}{En}\right) \right], \quad (1.107)$$

где E и H – мгновенный и длительный модули деформации грунта в пластической области соответственно; n – показатель, определяемый из опытов на релаксационных приборах.

Л.С. Лapidус и Ф.К. Лапшин [78] на основе общих принципов термодинамики необратимых процессов получили зависимость между скоростью деформации и временем в виде экспоненциальной функции:

$$\dot{\varepsilon} = b \exp(-\beta t). \quad (1.108)$$

Недостаток методов прогнозирования осадок свайных фундаментов во времени, изложенных выше, заключается в том, что они основаны на принципе аналогии между уравнением, описывающим деформацию образца грунта (нульмерная задача), и уравнением описывающим взаимодействие сваи или куста свай с ростверком с грунтовым массивом (краевая задача). Для решения последней задачи необходимо по всем правилам прикладной механики грунтов рассмотреть решение краевой задачи о взаимодействии свай с грунтом с начальным и граничным условием. Очень редко удается получить решение такой задачи в замкнутом виде. Вот почему имеются многочисленные эмпирические формулы, в том числе, перечисленные выше. Забегая вперед отметим, что именно это обстоятельство служило основой для постановки решения задачи о взаимодействии свай с окружающим грунтовым массивом, обладающим реологическими свойствами (см. гл. 5, 6)

1.6.4. Цель и задачи исследований

Цель работы заключается в построении расчетных моделей взаимодействия водонасыщенных массивов грунтов с подземными конструкциями и частями зданий и сооружений с наиболее полным учетом нелинейных и реологических свойств грунтов.

Задачи исследования

1. Разработка новых реологических и нелинейных моделей грунтов и их использование в решении задач прикладной механики грунтов.
2. Решения одномерной, двухмерной и осесимметричной задач консолидации с учетом нелинейных свойств деформирования и водопроницаемости, а также реологических свойств скелета грунта, в том числе определение начального распределения порового давления.
3. Определение начальной и предельной критической нагрузок на основание фундаментов конечной ширины (плоская задача) и конечного диаметра с учетом степени их водонасыщения и исходного НДС.
4. Постановка и решение осесимметричной задачи консолидации и ползучести толстостенного водонасыщенного грунтового цилиндра при расширении диаметра лидирующей скважины с помощью различных технологий для устройств свай-дрен.
5. Определение приведенных параметров деформирования и несущей способности отдельной ячейки преобразованной толщи слабых грунтов с помощью грунтовых и грунтоцементных свай под воздействием плитного фундамента аналитическим и численным методами, с учетом и без учета продавливания подстилающего слоя конечной жесткости.
6. Количественная оценка НДС системы «предварительно уплотненный глинистый грунт – свая-дрена» под воздействием абсолютно жесткого ростверка с учетом нелинейных и реологических свойств грунтов.
7. Количественная оценка взаимодействия длинной ($l > 20\text{м}$) одиночной сваи конечной жесткости и окружающего слабого грунта, подстилаемого грунтами конечной жесткости с учетом их линейных, нелинейных и реологических свойств.
8. Разработка теоретических основ преобразования (уплотнения) физико-механических свойств слабых водонасыщенных грунтов путем глубинного уплотнения.
9. Количественная оценка остаточных напряжений и их релаксации вокруг лидирующей скважины после ее принудительного расширения в процессе изготовления сваи - дрены.
10. Внедрение результатов экспериментальных и теоретических исследований, выполненных автором, в проектах и строительстве объектов повышенной ответственности, в том числе высотных зданий в Москве, СПб, Казани и Сочи. Подробное описание всех объектов приводится в разделе "Внедрение результатов работы".

ГЛАВА 2. ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНО - ТЕОРЕТИЧЕСКИЕ ОСНОВЫ ИССЛЕДОВАНИЯ МЕХАНИЧЕСКИХ СВОЙСТВ ГРУНТОВ

2.1. Введение. Общие положения

Отличительные особенности грунтовой среды (дисперсность, многофазность, плотность) существенно отражаются на её физических и механических свойствах, в том числе на деформационных и прочностных, реологических и нелинейных при статическом, циклическом и вибрационном воздействиях. Это в первую очередь относится к упруго-вязко-пластическому характеру развития объёмных и, особенно, сдвиговых деформаций, в которых доля вязких и вязкопластических деформаций может составить до 50 % и более. Также на механические свойства грунтов существенное влияние оказывает степень водонасыщения. При циклическом и вибрационном воздействиях в грунтовой среде возникают необратимые остаточные деформации и остаточные напряжения, которые могут привести к негативным явлениям при взаимодействии подземных конструкций с грунтовыми массивами.

Очевидно, что существует связь между механическими свойствами грунта при его нагружении статической, циклической и вибрационной нагрузкой. Механизмы накопления необратимых пластических деформаций при однократном и многократном циклах «нагрузка-разгрузка», а также при вибрации часто совпадают, поскольку в этих случаях происходит необратимое вязкое и пластическое взаимное перемещение минеральных частиц, сопровождаемое уплотнением или сдвигом в представительном объеме грунта, который зависит от гранулометрического состава грунта. Зависимость между напряжениями и соответствующими деформациями в общем случае является сложной, основывается на экспериментах и может быть описана на основе теории деформируемой сплошной среды, в том числе теорией упругости, пластичности и ползучести. Эти теории могут быть описаны также с помощью моделей Гука, Сен - Венана и Ньютона (рис. 2.1) путем последовательного или параллельного их соединения, которое приводит к сложным зависимостям между напряжениями и деформациями и их скоростями в виде дифференциальных и интегральных уравнений [14, 28, 109, 112, 168].

Широкий диапазон изменения физико-механических свойств грунтов, зависящих от их плотности, влажности, исходного напряженного состояния и степени водонасыщения, привел к созданию многочисленных теорий для описания деформационных и прочностных свойств грунтовой среды [168]. Попытка учёта многочисленных факторов при построении механической модели грунта неизбежно приводит к росту параметров

этой модели, которые необходимо определить по результатам экспериментов с достаточной точностью, что не всегда возможно. Поэтому в последнее время для описания механических свойств пользуются, в основном, ограниченным числом экспериментальных параметров, в том числе: модулем линейной деформации при нагрузке E_n и разгрузке $E_n > E_p$, соответствующими коэффициентами Пуассона $\nu_n > \nu_p$, углом внутреннего трения φ , удельным сцеплением c и углом дилатансии ψ (особенно для песков). В общем случае зависимости σ - ε и τ - γ для грунтовой среды при нагрузке и разгрузке имеют вид (рис. 2.2).

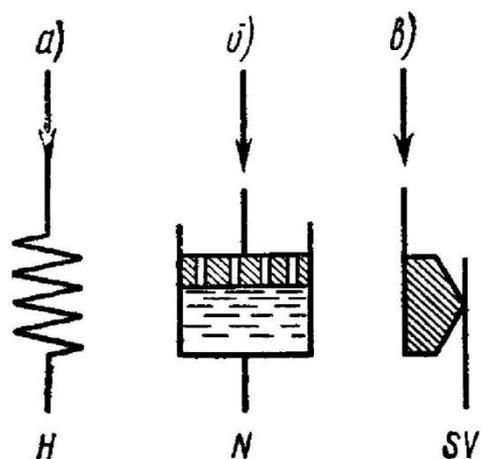


Рис. 2.1. а. Механические модели: а - упругого тела Гука; б - вязкого тела Ньютона; в - пластичного тела Сен - Венана

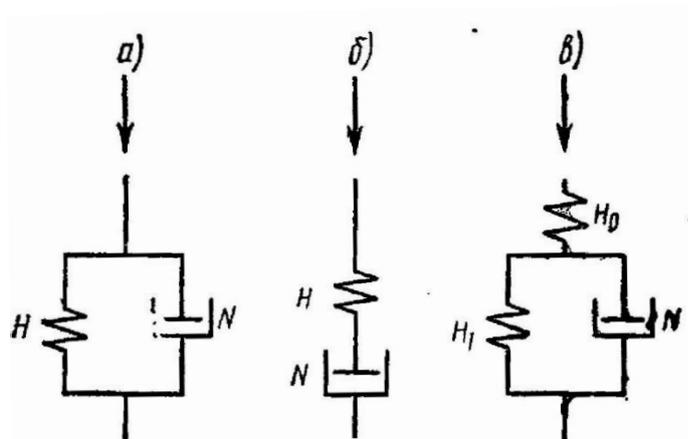


Рис. 2.1. б. Модели упруговязких тел: а - Кельвина - Фойгта; б - Максвелла; в - обобщенного упруговязкого тела

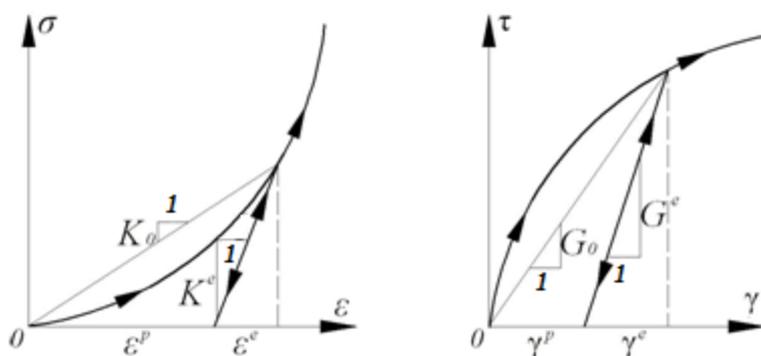


Рис. 2.2. Общий вид зависимостей σ - ε и τ - γ в грунте при нагрузке и разгрузке

В настоящей работе мы будем также придерживаться такого подхода, т.е. будем строить механическую модель грунта при минимальном количестве экспериментальных параметров.

Приведённый в работе [28] обзор существующих методов описания механических свойств при статическом нагружении показывает высокий уровень теоретической

механики грунтов. Однако и этого часто бывает недостаточно для решения конкретных задач прикладной механики грунтов, особенно при циклическом, вибрационном и динамическом воздействиях.

Приходится составлять новые и новые уравнения состояния грунтов, учитывающие различные факторы, в том числе: упрочнение и разупрочнение в процессе деформирования, неодинаковая реакция при нагружении и разгрузке при циклическом воздействии и др. Поскольку циклическое и вибрационное воздействия связаны с фактором времени (частота, период) особенно важно при описании механических свойств за основу взять реологическое уравнение состояния грунтов [99, 109, 112].

Анализ проведённого в первой главе обзора моделей деформируемого твёрдого тела для описания упруго – вязко - пластических свойств грунтов показал, что они не всегда приводят к желаемым результатам, особенно, когда необходимо учитывать фактор времени. В частности не всегда удаётся одной реологической моделью описать и ползучесть, и релаксацию и получить экстремум при кинематическом режиме нагружения [28, 112, 168]. Это связано с тем, что процесс деформирования в грунтовой среде сопровождается сложными физическими и физико-химическими явлениями, изменениями ориентации каждой минеральной частицы в пространстве и во времени, взаимным их смещением, уплотнением (упрочнением) и разуплотнением (разупрочнением).

Учёт этих явлений на микроуровне для описания механических свойств грунтов на макроуровне в настоящее время связан с большими трудностями. Поэтому мы ограничимся рассмотрением механических моделей на макроуровне, полагая, что они отражают внутренние процессы на микроуровне. В частности упрочнение (разупрочнение) глинистого грунта в процессе деформирования при постоянной нагрузке обусловлено возникновением и исчезновением (рождением и гибелью) контактов между частицами. Накопление остаточных деформаций при циклическом нагружении связано с основным свойством грунтов - необратимыми вязкими и пластическими взаимными смещениями минеральных частиц. Затухающий во времени характер деформирования любого грунта при статическом нагружении обусловлен перестройкой структуры грунта и более плотной упаковкой частиц и т.д. Следует отметить, что реологические модели грунта (для описания деформаций сдвига и объёма) существенно отличаются, т.к. наиболее ярко реологические процессы проявляются при сдвиговых деформациях. Они могут иметь затухающий и незатухающий во времени характер.

Деформационные характеристики грунтов при циклическом нагружении существенно зависят от уровня средних напряжений, пористости и амплитуды

деформаций [99, 112, 168]. Основными параметрами, используемыми в инженерных динамических расчетах устойчивости на настоящее время, являются динамический модуль сдвига G и коэффициент демпфирования D (рис. 2.3), характеризующий свойство материалов поглощать динамические воздействия. Они могут быть определены с помощью циклического нагружения.

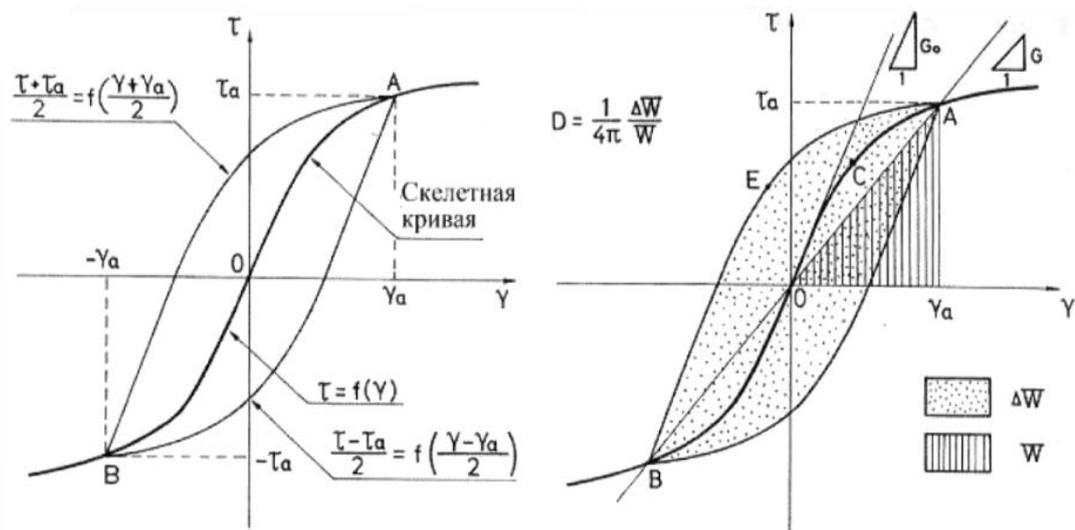


Рис. 2.3. Схематическое представление петли гистерезиса для определения динамического модуля сдвига G_d и коэффициента поглощения D

Деформационные характеристики грунтов в большой степени зависят от интенсивности деформаций (таблица 2.1). Общие закономерности поведения грунтов в зависимости от деформаций сдвига достаточно подробно приведены в работе [68]. Установлено, что при бесконечно малых величинах деформации (ниже 10^{-5}) в большинстве грунтов возникают чисто упругие обратимые деформации. При средних величинах деформации (от 10^{-4} до 10^{-2}) поведение грунтов является упругопластическим и характеризуется развитием необратимых деформаций. В случае деформаций превышающих несколько процентов перемещения в грунте значительно увеличиваются с ростом касательного напряжения, что приводит к разрушению.

Определение значений динамического модуля сдвига грунтов выполняется в соответствии с ASTM D3999-96 "Standard Test Methods for the Determination of the Modulus and Damping Properties of Soils Using the Cyclic Triaxial Apparatus" по графикам петель деформаций, построенных в координатах τ - γ .

где D - коэффициент демпфирования, в д.е.; ΔW - потеря энергии за один цикл «нагрузка-разгрузка», количественно равная площади петли гистерезиса; W - максимальная сохраненная энергия за один цикл, количественно равная площади треугольника $0 - \tau_a - \gamma_a$.

Проверку на разжижение, как правило, следует производить только для несвязных и слабосвязных грунтов, обладающих невысокой проницаемостью и ощутимым временем рассеивания избыточного порового давления (пылеватые пески и супеси).

Величину циклического касательного напряжения в любой точке под горизонтальной поверхностью грунта при проходе горизонтальной волны определяют по методу, предложенному в работах Seed H.B. и Idriss I.M. (1971). Если предположить что грунтовая колонна перемещается горизонтально по всей глубине z , а a_{max} принять за пиковое значение горизонтального ускорения на поверхности колонны, то максимальное значение касательного напряжения τ_{max} , действующее на колонну грунта составит:

$$\tau_{max} = \frac{a_{max}}{g} \cdot \gamma \cdot r_d \cdot z, \quad (2.3)$$

где a_{max} - пиковое значение ускорения поверхности грунтового основания, обусловленное землетрясением, $см/с^2$; g - ускорение свободного падения, $см/с^2$; r_d - коэффициент редукиции напряжений, зависящий глубины залегания рассматриваемого слоя грунта z . Коэффициент редукиции напряжений r_d определяется по упрощенным соотношениям:

$$\begin{aligned} r_d &= 1.0 - 0.00765z \text{ при } z \leq 9.15 \text{ м;} \\ r_d &= 1.174 - 0.0267z \text{ при } 9.15 \text{ м} < z \leq 23 \text{ м.} \end{aligned} \quad (2.4)$$

Наибольшее изменение коэффициента редукиции происходит в верхней части грунтового разреза. Значение r_d достигает величины 0,5 на глубинах порядка 25 м, поэтому учет разжижения грунтов на больших глубинах по предложенной методике не проводится.

Способность грунтов переходить в состояние разжижения определяется двумя процессами: доуплотнением скелета при знакопеременном воздействии и рассеиванием (или накоплением) избыточного порового давления в зависимости от режима испытания (дренированное или недренированное). Как правило [63, 68, 168, 114] чаще разжижаются

водонасыщенные пылеватые песчаные грунты, суглинки и супеси текучей и мягкопластичной консистенции.

2.2. Результаты испытаний песчаных грунтов в условиях трехосного сжатия в кинематическом режиме

В рамках диссертационного исследования было выполнено в общей сложности 72 трехосных испытания в кинематическом режиме. Образцы-близнецы для проведения испытаний изготавливались из пылеватого песка, предварительно подготовленного гранулометрического состава.

Для исключения влияния различного значения плотности образцов при проведении испытаний с различными значениями бокового обжатия использовалась методика *разгрузки образцов* после процесса консолидации. Так, если по плану экспериментального исследования значения всестороннего обжатия составляют 100, 200 и 500 кПа, то образцы грунтов при реконсолидации обжимались максимальным всесторонним давлением 500 кПа, а затем во время реконсолидации разгружались до заданного значения всестороннего давления. Такой прием позволяет определить степень влияния всестороннего обжатия на исследуемые реологические параметры, при этом не учитывая сопутствующее влияние увеличения плотности образцов с увеличением обжатия. Таким образом, во время проведения испытания получают образцы-близнецы песчаного грунта одинаковой плотности, но испытываются при различных значениях всестороннего обжатия.

В настоящее время предложено несколько распространенных методик определения вязкости [28, 88, 168]. В частности, наиболее широкое распространение получил способ определения вязкости в стандартном срезовом приборе. Однако эти приборы, широко применяемые для определения прочностных параметров, малопригодны для исследования деформационных процессов. В этих приборах зона сдвига образца мала и является неопределенной, что не позволяет с достаточной точностью определить относительную деформацию сдвига γ . К числу недостатков срезового прибора следует также отнести переменность рабочей площади образца, ограниченность величины деформации и непостоянство зазора между верхней и нижней каретками сдвигового прибора. Применение приборов перекашивания решает часть указанных недостатков, однако величина деформаций в них также ограничена.

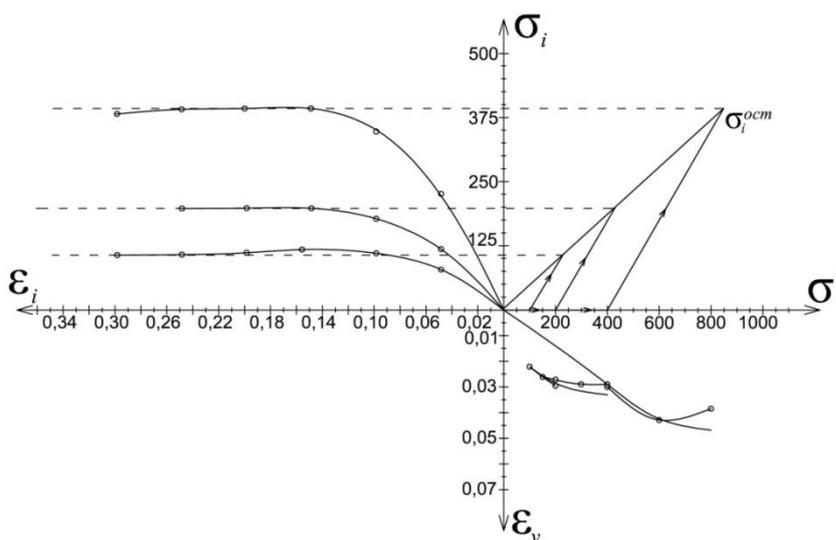


Рис. 2.4. Результаты трехосных испытаний в кинематическом режиме нагружения воздушно-сухого песчаного грунта при скорости угловых деформаций $\dot{\gamma}=0,5 \text{ с}^{-1}$ и при $\rho \approx \text{const}$

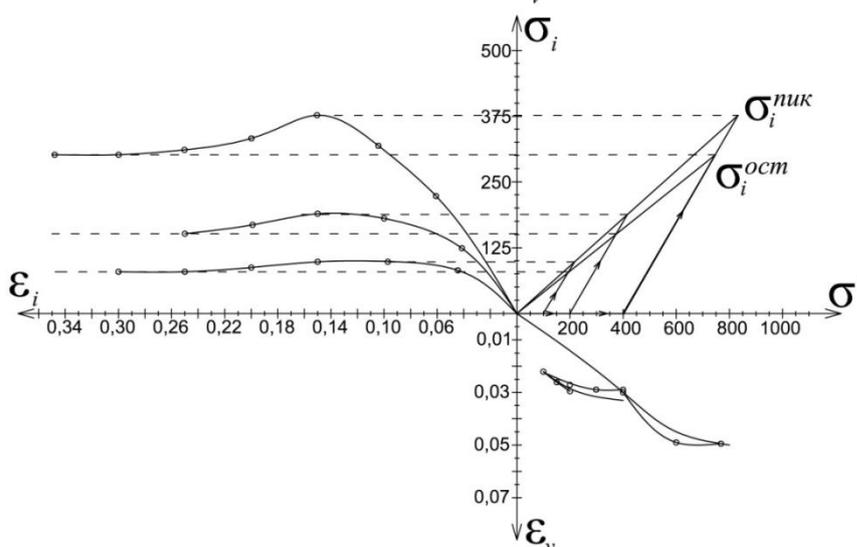


Рис. 2.5. Результаты трехосных испытаний в кинематическом режиме нагружения водонасыщенного песчаного грунта при постоянной скорости угловых деформаций $\dot{\gamma} = 0,5 \text{ с}^{-1}$ и при $\rho \approx \text{const}$

Анализ результатов лабораторных испытаний песчаных образцов грунтов в кинематическом режиме трехосного сжатия при постоянной скорости вертикальных деформаций позволил построить зависимости предельных касательных напряжений от действующих нормальных напряжения (паспорта прочности). Установки ГТ 0.3.13 позволяют проводить испытания с заданной скоростью перемещений при строго определенных значениях. В эксперименте были приняты скорости угловых деформаций равные $0,005 \text{ с}^{-1}$, $0,05 \text{ с}^{-1}$ и $0,5 \text{ с}^{-1}$.

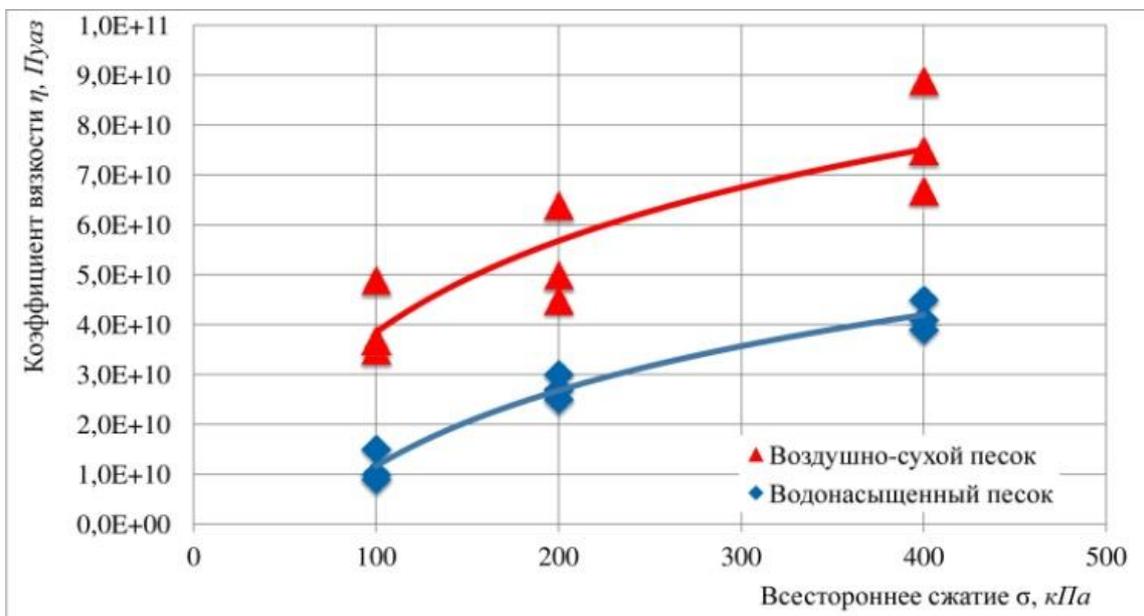
Для описания сдвиговых деформаций ползучести использовалась реологическая модель Максвелла, которое применительно к грунтовой среде представляется уравнением Бингама-Шведова-Маслова в виде:

$$\dot{\gamma}_i = \frac{\tau_i - \tau_i^*}{\eta(t, \sigma_m)} + \frac{\dot{\tau}_i}{G(\sigma_m)}, \quad (2.5)$$

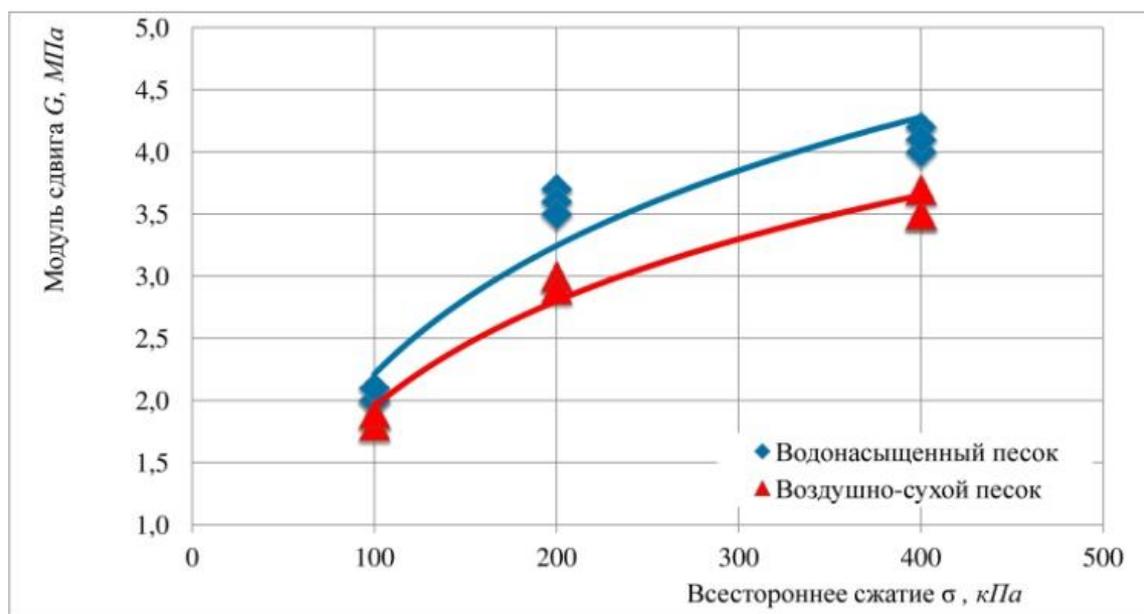
где $\eta(t, \sigma_m)$ – изменяющаяся во времени вязкость, $G(\sigma_m)$ – модуль сдвига, зависящий в общем случае от σ_m .

Анализ результатов испытаний образцов-близнецов песчаного воздушно-сухого (рис. 2.4) и водонасыщенного грунта (2.5) можно использовать для определения

реологического параметра вязкости грунта в зависимости от касательных напряжений, решив с помощью программного комплекса *MathCAD* уравнение (2.5) относительно неизвестного η .



(a)



(б)

Рис. 2.6. Результаты трехосных испытаний водонасыщенного песчаного грунта в кинематическом режиме нагружения. Зависимости вязкости (η) (а) и модуля сдвига (G) (б) от всестороннего сжатия (σ)

Таким образом, по результатам трехосных испытаний в кинематическом режиме (с контролем скорости деформаций) разработана методика определения вязкости для сухого и водонасыщенного песчаного грунта в соответствии с упруго-вязкой реологической моделью Максвелла.

2.3. Результаты испытаний песчаных грунтов в условиях трехосного сжатия в вибрационном режиме нагружения

Испытания песчаных грунтов в режиме трехосного сжатия в циклическом и вибрационном режимах нагружения проводились с целью исследования динамических свойств песчаных сухих и водонасыщенных грунтов. Испытания проводились по траектории раздавливания. После приложения обжимающей гидростатической нагрузки к образцу песчаного грунта прикладывалась девиаторная статическая нагрузка. После стабилизации осевых деформаций прикладывалась динамическая нагрузка с различными частотами. Характер динамического нагружения во всех случаях принимался гармоническим.

После приложения всех действующих нагрузок и стабилизации деформаций дренаж перекрывался, и к образцу прикладывалась вибрационная нагрузка с частотой 20 и 50 Гц. Количество циклов составляло 180×10^3 (при частоте 20 Гц) и 300×10^3 (при частоте 50 Гц), что представляет собой около 2,5 часов динамического нагружения. Амплитуда циклического вертикального нагружения составляла 30 кПа, что составило около 5% от общей осевой нагрузки.

Таким образом, в ходе последнего этапа испытания были получены значения дополнительных деформаций образца вследствие действия нагрузки заданной частоты в условиях консолидировано-недренированного трехосного сжатия с циклической вертикальной нагрузкой. После обработки протоколов испытаний были получены значения коэффициентов виброползучести на этапе вибрационного нагружения.

Испытания проводились в камерах типа "А", предназначенных для образцов высотой 140 мм и диаметром 70 мм. Верхний и нижний штампы выполнены из нержавеющей стали. Между штампами и образцом располагались пористые пластины из прессованной стальной крошки и фильтровальная бумага. Оболочки применялись латексные, толщиной 0,5 мм.

Образцы песчаного грунта заданной плотности скелета грунта ($\rho_d = 1,67 \text{ г/см}^3$), помещались в камеру трехосного прибора, после чего производилось их полное водонасыщение, при испытании водонасыщенных образцов.

Результаты выполненных испытаний представлены на рисунках 2.7 и 2.8. На графиках представлены зависимости развития относительных вертикальных деформаций за период длительного вибрационного нагружения от количества циклов при частотах 20 и 50 Гц соответственно.

По результатам проведенных испытаний были построены линии тренда методом наименьших квадратов, позволяющие произвести сравнение результатов для частот 20 Гц и 50 Гц (рис.2.7 и 2.8, соответственно).

При совместном анализе полученных кривых могут быть сделаны следующие общие выводы:

- дополнительная деформация при виброползучести увеличивается с увеличением частоты, и, как правило, имеет затухающий во времени характер.
- независимо от частоты и количества циклов в одном и том же грунте стабилизация деформаций происходит за одно и то же время;
- логарифмические уравнения линии тренда для одного и того же грунта различаются свободными членами.

Закон развития деформаций вследствие виброползучести будет идентичным для одного и того же грунта. Несмотря на то, что логарифмическая зависимость не позволяет получить полную стабилизацию дополнительных деформаций, можно считать, что она имеет затухающий характер, т.к. при $t \rightarrow \infty$, $\dot{\varepsilon} \rightarrow 0$.

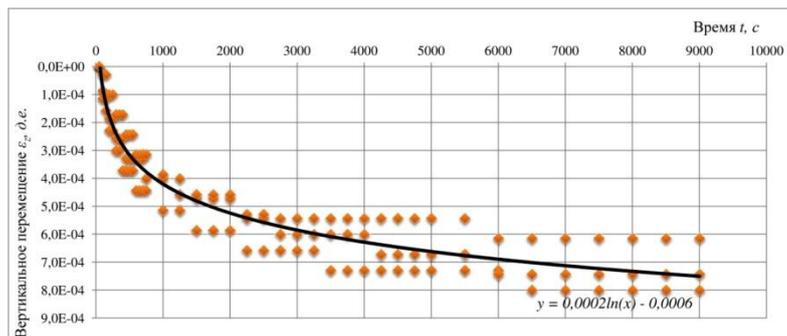


Рис. 2.7. Зависимость относительных деформаций ε_z от времени нагружения t в секундах при частоте 20 Гц

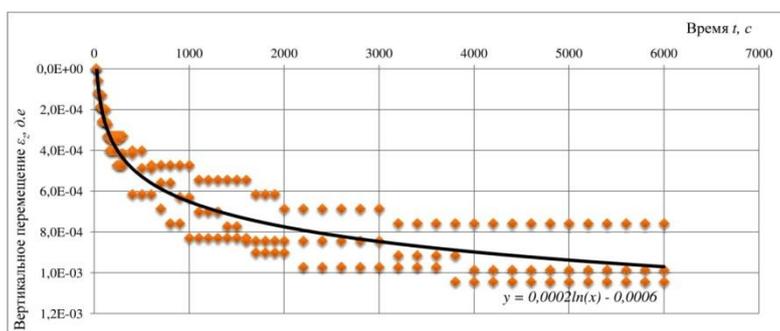


Рис. 2.8. Зависимость относительных деформаций ε_z от времени нагружения t в секундах при частоте 50 Гц

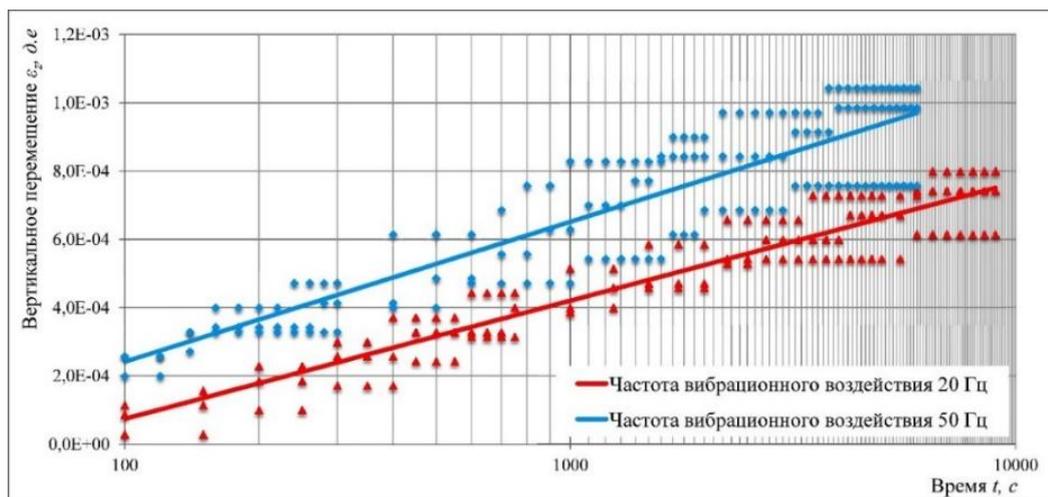


Рис. 2.9. Зависимость относительных деформаций (ε_z) от времени нагружения (t) в секундах при частоте 20 и 50 Гц

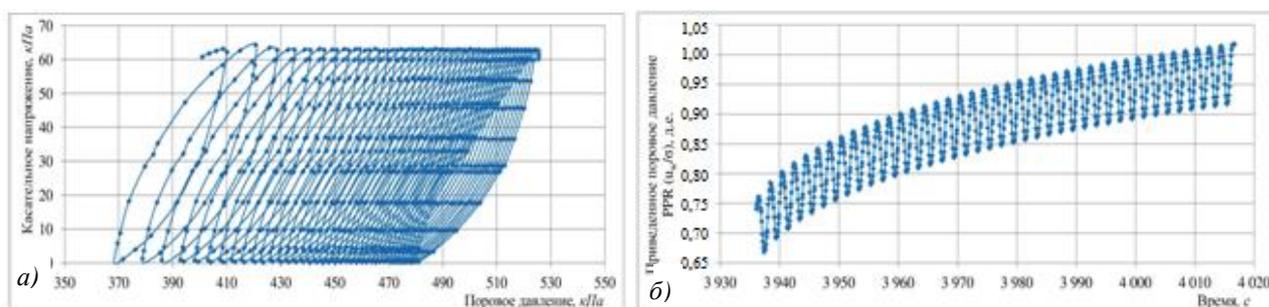
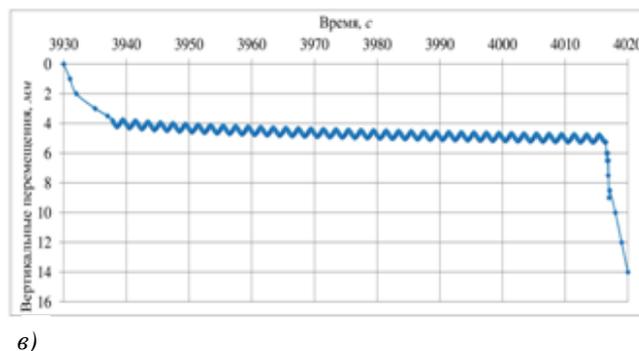


Рис.2.10. Результаты испытаний пылеватого водонасыщенного песка, отобранного с глубины 24,75 м. Зависимости накопления порового давления от циклического нагружения(а), приращения порового давления (б) и вертикальных перемещений (в) от времени под воздействием циклического нагружения ($\sigma_1 = \sigma_a \sin \omega t$) в вибростабилометре



На основе подробного анализа выполненных вибрационных испытаний песчаных грунтов, аналогичных представленным на рис. 2.10, можно сделать следующие основные выводы:

1. Все исследованные песчаные грунты в сухом и водонасыщенном состояниях до вибрационного воздействия имеют повышенные деформационные характеристики по сравнению с полученными после вибрации.

2. В процессе циклического нагружения наблюдается уплотнение сухих и водонасыщенных песчаных грунтов. В случае $S_r \geq 0,8$ уплотнение грунтов сопровождается ростом давления поровой воды при закрытой системе.

3. Стабилизация относительных деформаций при проведении вибрационных испытаний песчаных грунтов в условиях трехосного сжатия при частоте 20 Гц и амплитуде девиаторного нагружения 30 кПа (4,5% от общей вертикальной нагрузки) наступила в среднем после 4500 с.

4. Стабилизация относительных деформаций при проведении вибрационных испытаний песчаных грунтов в условиях трехосного сжатия при частоте 50 Гц и амплитуде девиаторного нагружения 30 кПа (4,5% от общей вертикальной нагрузки) наступила в среднем после 4000 с.

5. Виброползучесть каждого отдельного вида грунта может быть описана общим законом, неизменным для различных частот в виде $\varepsilon(t) = A \times \ln(t) - B$, где $\varepsilon(t)$ - дополнительные относительные деформации на стадии вибрационного нагружения; А, В - свободные члены.

2.4. Определение параметров виброползучести грунтов

При выполнении экспериментальных исследований в рамках диссертационной работы была поставлена цель определения реологических параметров грунта в режиме циклического нагружения.

Вязкость грунтов особенно важно учитывать при прогнозировании НДС грунтовых оснований при вибрационных воздействиях [65, 73, 88, 168]. В процессе исследования была выдвинута гипотеза о том, что при вибрационном нагружении образцов грунта в приборе трехосного сжатия вязкость будет переменной во времени.

На рисунке 2.11 представлены результаты трехосных испытаний песчаного грунта при различных сжимающих напряжениях по траектории раздавливания в кинематическом режиме (левая часть). На этом же рисунке показаны результаты циклического нагружения с амплитудой $\Delta\sigma_1$ и частотой ω 20 и 50 Гц (правая часть). Очевидно, что в зависимости от скорости нагружения кривая деформация (γ_i) - напряжение (τ_i) существенно зависит от скорости и частоты нагружения.

Из анализа результатов трехосных циклических испытаний песчаных грунтов следует, что ползучесть и виброползучесть, как правило, имеют затухающий во времени характер и при заданном диапазоне воздействия девиаторного нагружения, зависят от скорости его изменения, а также всестороннего сжатия. С ростом всестороннего сжатия скорость угловой деформации уменьшается. При циклическом нагружении в диапазоне частот от 5 до 100 Гц скорость и величина деформаций ползучести возрастают с ростом частоты девиаторного нагружения.

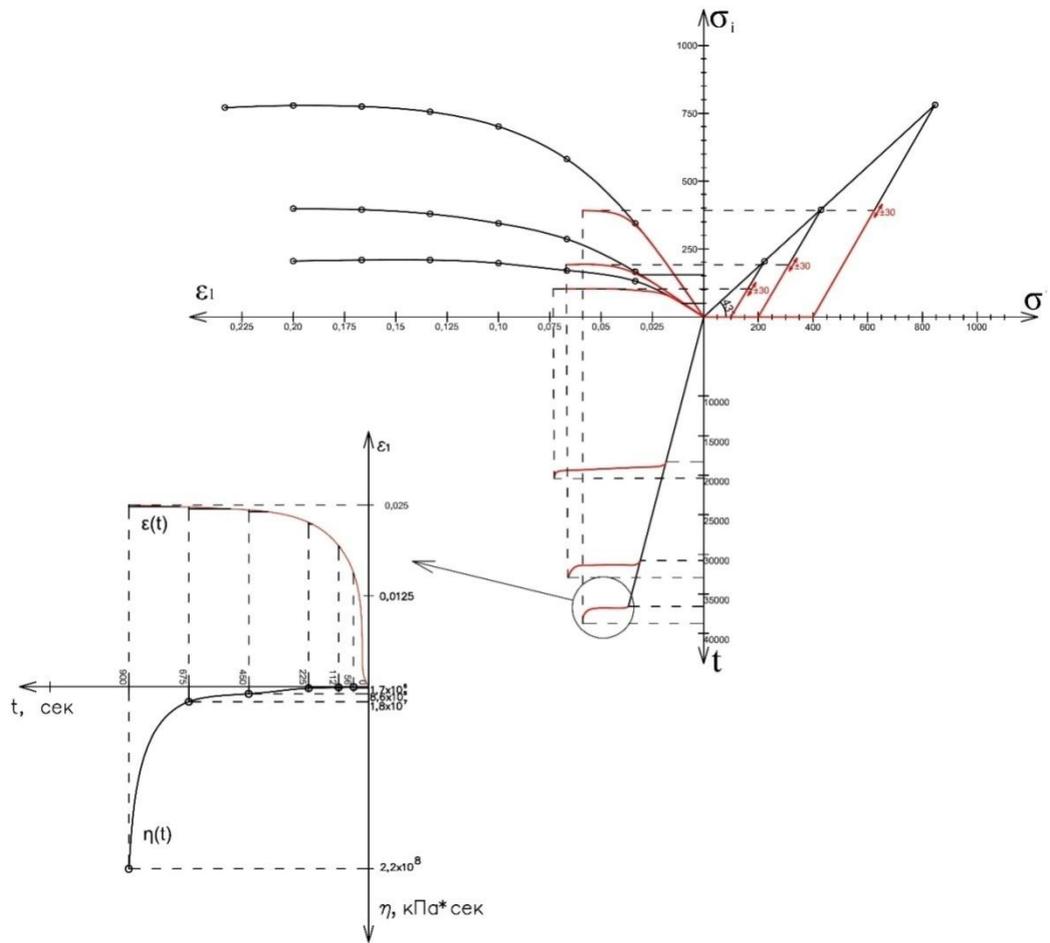


Рис. 2.11. Результаты трехосных испытаний песчаного грунта в кинематическом и динамическом режимах. Зависимости интенсивности касательных напряжений (σ_i) от вертикальных деформаций (ϵ_1) и средних напряжений (σ')

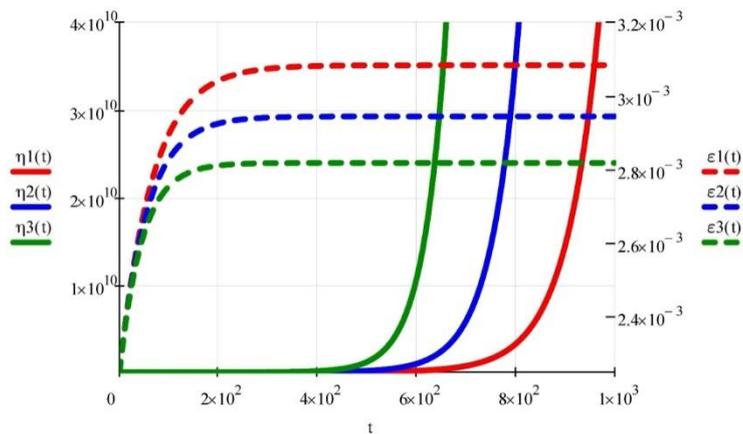


Рис. 2.12. Зависимость коэффициента вязкости (η) песчаного пылеватого грунта и вертикальных деформаций (ϵ) от времени вибрационного нагружения (t). Анализ уравнений (2.7) и (2.8) в ПК MathCAD при различных значениях реологического параметра $\alpha_1=0.015$, $\alpha_2=0.018$, $\alpha_3=0.022$

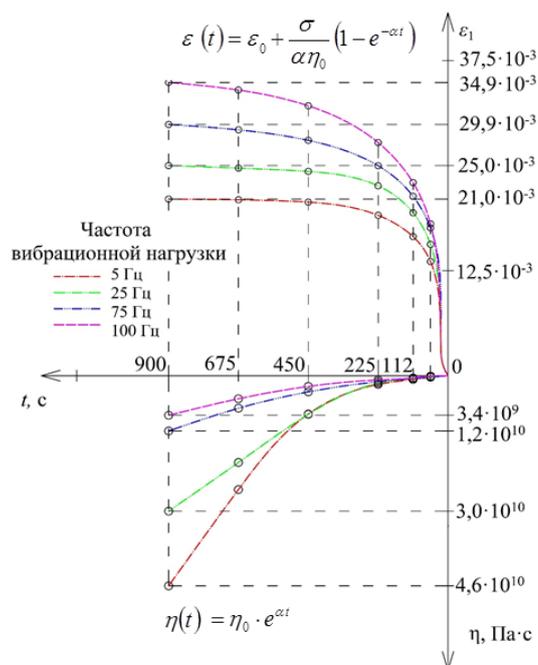


Рис. 2.13. Результаты трехосных испытаний с вибрационным нагружением. Зависимости дополнительных вертикальных деформаций (ε_1) и динамической вязкости (η) от времени (t)

В полулогарифмическом масштабе зависимости «угловая деформация (γ) - время (t)» выпрямляются, т.е. деформации развиваются с затухающей скоростью, причем обратно пропорционально времени:

$$\dot{\gamma} = \frac{a}{t} \quad \text{или} \quad \gamma(t) = a \cdot \ln \frac{t}{t_0}, \quad (2.6)$$

где $a = \tau/\eta$ - реологический коэффициент.

Циклические испытания проводились по консолидировано-недренированной схеме на образцах близнецах песчаного пылеватого грунта, приготовленных методом разгрузки. Испытания проводились с контролем вертикальных напряжений (при постоянной амплитуде напряжений ± 30 кПа) и при частотах 5, 25, 50, 75 и 100 Гц. Всестороннее обжатие задано значением 400 кПа. Девиатор задан в 70% от разрушающего усилия. После приложения девиатора включалась вибрация с заданными частотами. Общая продолжительность вибрации на каждой частоте составила 900 секунд. Схемы нагружения образца представлены на рис. 2.11.

Вязкость во время вибрационного нагружения определялась после 56, 112, 225, 450, 675 и 900 секунд вибрации в соответствии с зависимостью (2.7):

$$\eta(t) = \frac{\sigma_i}{\dot{\varepsilon}_i(t)} = \eta_0(\sigma) \cdot e^{\alpha t}, \quad (2.7)$$

где $\eta_0(\sigma) = \eta_0 + \beta\sigma$; σ_i - интенсивность касательных напряжений, в данном случае, установлена на уровне $30 \cdot 10^3$ Па; $\dot{\varepsilon}_i$ - скорость интенсивности вертикальных деформаций, сек⁻¹; определяется по формуле (2.8) в заданный момент времени; η_0 - коэффициент вязкости перед началом этапа вибрационного нагружения, Па·с; α - экспериментальный реологический параметр упрочнения.

$$\dot{\gamma} = \frac{\tau - \tau^*}{\eta} = \frac{\tau - (\sigma \cdot \operatorname{tg} \varphi + c)}{\eta},$$

$$\dot{\varepsilon}_i(t) = \frac{d\varepsilon_i}{dt} = \frac{\sigma_i}{\eta_0 \cdot e^{\alpha t}}. \quad (2.8)$$

Проинтегрировав выражение (2.8) по времени, получим зависимость деформаций от времени с учетом вязкости грунта и реологического параметра упрочнения при вибрационном нагружении (рис. 2.8):

$$\varepsilon_i(t) = \varepsilon_{i0} + \frac{\sigma_i}{\alpha \eta_0} (1 - e^{-\alpha t}), \quad (2.9)$$

где ε_{i0} - интенсивность вертикальных деформаций перед началом фазы вибрационного нагружения.

В инженерной практике часто приходится сталкиваться с постепенным затуханием осадок сооружения, т.е. с затуханием во времени процесса ползучести. Следует предположить, что это явление связано с нарастанием плотности грунта под воздействием нагрузки от сооружения в процессе его осадки. Можно провести здесь некоторую аналогию с поведением вязкости в процессе динамического испытания. Из результатов испытаний видно, что вязкость в процессе приложения динамической нагрузки увеличивается. И ко времени стабилизации вертикальных деформаций значения вязкости приближаются к значениям, полученным при испытаниях с малыми скоростями (почти статическим). Вязкость в начале динамического испытания отличается от "статической" вязкости в 100 раз! Следовательно, грунт во время приложения динамических нагрузок ведет себя как не ньютоновская жидкость.

Вязкость резко падает в начале приложения нагрузки, что вызывает скачок вертикальных деформаций. Затем в процессе испытания плотность грунта увеличивается, вязкость постепенно возрастает, и вертикальные деформации стабилизируются. Кроме того, показано, что с увеличением частоты вибрационного нагружения вязкость при

одинаковом времени возрастает в процессе испытания гораздо медленнее, чем при воздействиях более низкой частоты.

2.5. Определение параметров динамических свойств грунтов

В отечественной и зарубежной литературе приводятся систематизированные результаты испытаний связных и несвязных грунтов по измерению модуля сдвига и коэффициентов затухания при циклическом (низко- и высокочастотном) нагружении.

Коэффициент демпфирования (или коэффициент потери, затухания) D (%) характеризует свойство материалов поглощать динамические воздействия.

С целью исследования динамических свойств грунтов основания Смоленской АЭС-2 в рамках настоящего диссертационного исследования выполнены испытания песчаных и пылевато-глинистых образцов.

Задачами экспериментальных лабораторных исследований песчаных и пылевато-глинистых грунтов являлись:

- исследование изменений динамического модуля сдвига G_d (рис. 2.20, а);
- исследование коэффициента демпфирования грунтов D (рис. 2.20, б);
- построение кривых зависимостей модуля сдвига и коэффициента демпфирования от деформаций сдвига при циклических нагрузках: $G_d = f(\gamma)$ и $D = f(\gamma)$.

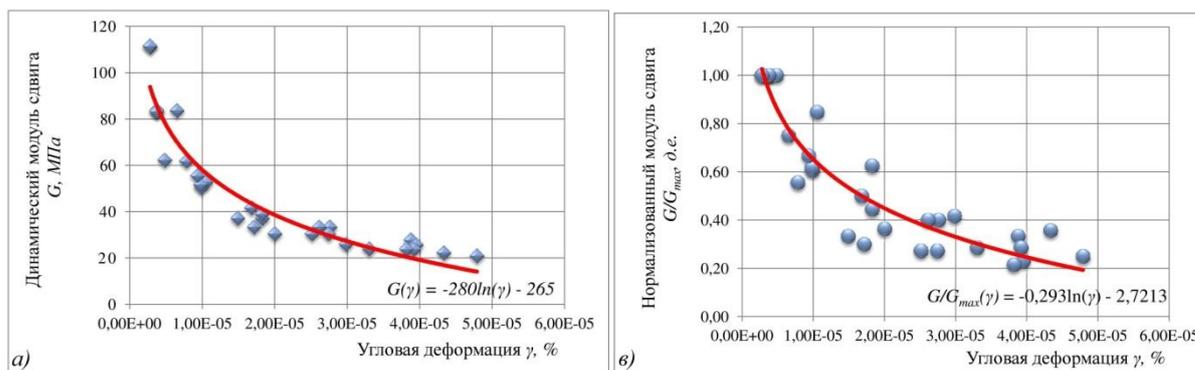


Рис. 2.14. Результаты испытаний пылеватых водонасыщенных песков для оценки динамического модуля деформации и коэффициента демпфирования. Глубина отбора - 15,5 м. Зависимости динамического модуля сдвига (а) и нормализованного модуля сдвига (б) от угловых деформаций

По результатам изучения динамических свойств песчаных и пылевато-глинистых грунтов можно сделать следующие основные выводы:

1. Для связных пылевато-глинистых грунтов со значительной структурной прочностью параметры исходного состояния сильнее влияют на деформационные характеристики, чем для песчаных.

2. Анализ результатов испытаний показал увеличение амплитуды деформаций сдвига приводит к заметному снижению динамического модуля сдвига. Это одна из ключевых зависимостей, подлежащих измерению при проведении циклических испытаний грунтов.

3. Отмечено, что изменение коэффициента демпфирования (затухания) связано с необратимыми потерями энергии с ростом амплитуды деформаций.

4. Установлено, что циклические параметры деформируемости зависят в первую очередь от амплитуды деформаций и среднего уровня эффективных напряжений.

2.6. Выводы по результатам экспериментальных исследований

Анализ результатов лабораторных исследований реологических и виброреологических свойств песчаных грунтов, приведённых в рамках диссертационной работы, показал:

1. Возможность определения коэффициента вязкости воздушно-сухих и водонасыщенных грунтов на основе вязкоупругой реологической модели песчаного грунта по результатам испытаний в приборе трехосного сжатия по траектории раздавливания образца в кинематическом режиме.

2. В процессе циклического нагружения наблюдается уплотнение как воздушно-сухих, так и водонасыщенных грунтов.

3. Процесс развития угловых деформаций во времени (ползучесть и виброползучесть) в случае воздушно-сухих грунтов имеет преимущественно затухающий характер

4. Водонасыщенные песчаные грунты в случае испытания с учетом природного порового давления (ВФС) проявляют свойства прогрессирующей виброползучести.

5. Подтверждено, если в процессе приложения циклической нагрузки приведенное поровое давление (u_w/σ) в образце песчаного грунта достигает 100% величины, отмечается явление динамического разжижения образцов.

6. В ходе анализа лабораторных испытаний в приборе трехосного сжатия в кинематическом и вибрационном режимах выявлена зависимость вязкости от частоты

вибрационного нагружения. Показано, что с ростом частоты нагружения вязкость грунтов уменьшается.

7. Установлено, что при возрастании статических касательных напряжений растут и деформации в режиме циклического и вибрационного воздействия, что говорит о зависимости от степени приближения к предельному состоянию (τ_i/τ_i^*).

8. Чувствительность песчаных грунтов к вибрационным воздействиям при испытаниях в режиме трехосного сжатия выше, чем при компрессионном испытании. Причём, если в первом случае процесс может иметь как затухающий, так и прогрессирующий характер, то во втором случае - только затухающий характер.

9. Предложена методика для оценки дополнительных деформаций в режиме трехосного сжатия с помощью коэффициента виброползучести. Использование такой методики упрощает решение инженерных задач расчета дополнительных осадок и разности осадок фундаментов с учетом реологических и виброреологических свойств грунтов основания.

2.7. Аппаратура и методика испытаний

Современные комплексы управления лабораторным оборудованием позволяют производить автоматическую регистрацию показаний всех измерительных устройств, входящих в состав испытательной установки – датчиков перемещения, давления, объема. Кроме того, посредством этих комплексов могут быть заданы различные траектории нагружения в ступенчатом или кинематическом режиме. Это позволяет существенно повысить качество выполняемых экспериментов, особенно в случаях, когда необходимо проведение длительных испытаний, а также при высокочастотных нагрузках. Использование современного испытательного оборудования позволяет полностью исключить человеческий фактор при регистрации показаний.

Тем не менее, использование современного оборудования требует глубокого понимания принципов его работы и высокой квалификации специалистов. Автоматизация испытаний не позволяет вмешаться в ход испытания после его запуска, в связи с чем ошибки задания начальных параметров приводят к неверным результатам эксперимента.

Кроме того, большое количество регистрируемых значений требует тщательной проверки и калибровки всех измерительных каналов.

Компрессионные испытания

Компрессионные испытания позволяют с высокой точностью определять изменение объема образца в ходе деформирования в условиях компрессионного сжатия. Несложная

конструкция прибора в совокупности с точно известными граничными условиями позволяет получать результаты с хорошей сходимостью.

Важным дополнением конструкции прибора компрессионного сжатия является тензометрическое кольцо, позволяющее выполнять испытание с измерением боковых напряжений. Такой компрессионный прибор позволяет проводить определение коэффициента бокового давления и коэффициента Пуассона в любом диапазоне нагрузок, причем с большей достоверностью, чем это делается в приборе трехосного сжатия.

Для проведения стандартных компрессионных испытаний применялось сертифицированное и поверенное оборудование производства ООО «НПП «Геотек», включающее в себя комплект из пневматического нагрузочного устройства, блоков управления, стандартного одометра ГТ 2.0.7 и персонального компьютера, оснащенного программным обеспечением АСИС 3.3. Образцы для данного прибора имеют высоту 20мм и диаметр 87мм.

Применяемое оборудование позволяет производить испытания по схеме компрессионного сжатия в ступенчатом режиме с измерением:

- вертикального усилия датчиком силы ГТ 5.2.8 с точностью $\pm 1\%$;
- вертикальной деформации датчиком перемещений ГТ 5.3.5. с точностью $\pm 0,2\%$.

Для проведения компрессионных испытаний с измерением бокового давления применялось сертифицированное и поверенное оборудование производства ООО «НПП «Геотек», включающее в себя комплект из электромеханического нагрузочного устройства ГТ 2.0.5, блоков управления, одометра ГТ 2.1.7 и персонального компьютера, оснащенного программным обеспечением АСИС 3.3. Образцы для данного прибора имеют высоту 20мм и диаметр 71,4мм

Применяемое оборудование позволяет производить испытания по схеме компрессионного сжатия в ступенчатом режиме или с заданной скоростью нагружения с измерением:

- вертикального усилия датчиком силы ГТ 5.2.8 с точностью $\pm 1\%$;
- горизонтального усилия тензометрическим кольцом Wille ÖН2 с точностью $\pm 0,5\%$;
- вертикальной деформации датчиком перемещений ГТ 5.3.5. с точностью $\pm 0,2\%$.

Общие требования к составу, конструкции, измерительным устройствам и тарировке установки для испытания грунтов методом компрессионного сжатия изложены в *ГОСТ Р 12248-2010 "Грунты. Методы лабораторного определения характеристик прочности и деформируемости"* (пункт 5.4.2.1).

Трехосные испытания

Испытания трехосного сжатия относятся к наиболее сложным из всех лабораторных испытаний, так как позволяют моделировать напряженное состояние, приближенное к естественному, включая различные условия дренирования. Современный прибор трехосного сжатия представляет собой комплекс различных вспомогательных устройств, позволяющих контролировать и измерять поровое давление, давление жидкости в камере прибора, различные компоненты напряжений и деформаций.

Для проведения трехосных испытаний применялось сертифицированное и поверенное оборудование производства ООО «НПП «Геотек», включающее в себя комплект из кинематического нагрузочного устройства, блоков управления, контрольной панели ГТ 2.0.12, камеры трехосного сжатия типа "А" ГТ 2.3.10 для песчаных образцов высотой от 100 до 200мм и диаметром от 50 до 100мм, камеры трехосного сжатия типа «А» ГТ 2.3.8 для пылевато-глинистых образцов высотой 100мм и диаметром 50мм и персонального компьютера, оснащенного программным обеспечением АСИС3.3. Общий вид представлен на рисунке 2.15.

Применяемое оборудование позволяет производить испытания по схеме компрессионного сжатия и раздавливания в трехосном приборе с измерением:

- вертикального усилия датчиком силы ГТ 5.2.8 с точностью $\pm 1\%$;
- вертикальной деформации датчиком перемещений ГТ 5.3.5. с точностью $\pm 0,2\%$;
- бокового давления датчиком давления ГТ 5.1.2. с точностью $\pm 0,5\%$.

Общие требования к составу, конструкции, измерительным устройствам и тарировке установки для испытания грунтов методом трехосного сжатия изложены в *ГОСТ Р 12248-2010 "Грунты. Методы лабораторного определения характеристик прочности и деформируемости"* (пункты. 5.3.2.1-5.3.2.4).

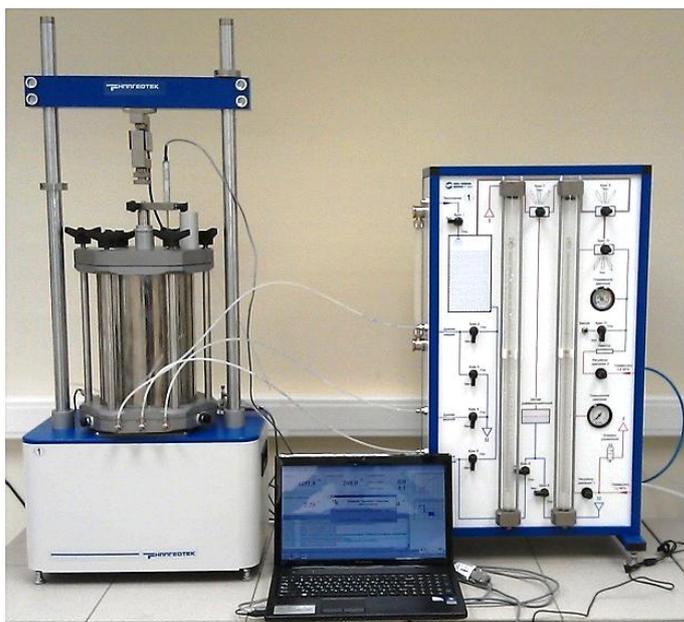


Рис. 2.15. Общий вид установки трехосного сжатия в статическом и кинематическом режиме

В связи с необходимостью восстановления природного напряженного состояния перед началом испытания принято выделять два этапа опыта: уплотнение под влиянием всестороннего давления и приложение девиатора напряжений. Первый из этих этапов, называемый фазой консолидации, позволяет управлять исходным напряженным состоянием и моделировать естественное НДС в образце испытываемого грунта. Вторым этапом - девиаторное нагружение или раздавливание - может проводиться по-разному в зависимости от вида и условий приложения нагрузки. Для каждого этапа программой испытаний могут быть установлены свои условия дренирования, что позволяет выделить три режима или разновидности испытаний.

1. **Неконсолидированно-недренированное** испытание (НН). Дренирование отсутствует, и поэтому во время приложения всестороннего давления не происходит рассеивания порового давления. Не допускается дренирование и в процессе приложения девиатора напряжений.

При проведении неконсолидированно-недренированных испытаний моделируется поведение грунта в нестабилизированном состоянии (пока фильтрационная консолидация не началась) при быстром нагружении. В естественных условиях в нестабилизированном состоянии находятся многие слабые водонасыщенные грунты с низкими коэффициентами фильтрации при полном водонасыщении. В таких грунтах присутствует значительное поровое давление, обусловленное гидростатическим давлением и воспринимающее часть напряжений, приложенных к грунту. При этом, в силу малых коэффициентов фильтрации и большого пути фильтрации, рассеивание порового давления происходит крайне медленно. В результате грунт имеет недоуплотненную структуру, которая легко может быть нарушена при избыточном давлении на образец.

Рыхлая структура и высокая степень водонасыщения играют основную роль в формировании свойств подобных грунтов. При приложении нагрузок сразу происходит увеличение порового давления, под действием которого начинается фильтрационная консолидация. Однако в случаях, если нагрузки прикладываются быстро (динамические нагрузки), времени для начала фильтрационной консолидации недостаточно. Все приложенные к образцу напряжения при этом воспринимаются исключительно поровой водой и не передаются на скелет.

Такое распределение напряжений приводит к тому, что при разрушении образца трение не реализуется, так как отсутствуют или ничтожно малы напряжения в скелете грунта. Сопротивление сдвигу в таких условиях обеспечивается исключительно величиной недренированного сцепления c_u , а касательная к кругам Мора представляет собой горизонтальную линию.

2. **Консолидированно-недренированное** испытание (КН). Дренажное допускается во время приложения всестороннего давления, так что образец полностью уплотняется под этим давлением. Не допускается дренажное в процессе приложения девиатора напряжений.

Испытания в данном режиме проводятся в случае, когда в естественном состоянии грунт стабилизировался, и фильтрационная консолидация завершилась, однако приложение нагрузки происходит достаточно быстро. Значения параметров прочности, получаемые при данных испытаниях, отличаются от режима испытаний в консолидированно-дренированном режиме.

Данные испытания применяются для всех видов грунтов при быстром нагружении либо при динамических воздействиях частотой выше 0,1 Гц. В этом случае наблюдается прирост порового давления, изменяющий распределение напряжений между скелетом и поровой жидкостью и влияющий на механическое поведение образца.

3. **Консолидированно-дренированное** испытание (КД). Дренажное допускается в течение всего испытания, так что полное уплотнение происходит при приложении всестороннего напряжения, а избыточное поровое давление под влиянием приложения девиатора не возникает или быстро рассеивается.

Данные испытания применимы ко всем без исключения видам грунта в стабилизированном состоянии, то есть после завершения фильтрационной консолидации. Предварительное уплотнение позволяет восстановить природное НДС в образце, а в ходе нагружения моделируется постепенная статическая нагрузка. Эти испытания наиболее соответствуют развитию НДС при строительстве и чаще всего проводятся для определения механических свойств грунтов оснований.

Трехосные испытания при динамических нагрузках

Установка трехосного сжатия для исследования механических свойств грунтов при циклических и вибрационных нагрузках *LO70-SH0063-S2* производства *APS WILLE* (ФРГ, г. Гёттинген) имеет гидравлическую систему динамического нагружения. Система динамического нагружения установки обеспечивает создание и контроль заданной амплитуды гармонически изменяющихся динамических напряжений в диапазоне от 1 кПа до 200 кПа в течение всего испытания. В дополнение к этому система может создавать и другие, в том числе сложные, формы волны нагружения. Общий вид и принципиальная схема такого прибора приведена на рис. 2.16. При необходимости калибровка системы нагружения на нужную амплитуду динамического нагружения проводится перед опытом в отсутствие образца, вместо которого монтируется металлический цилиндр.

Учитывая то, что в большинстве случаев, процессы при вибрационном нагружении грунта быстротечны, испытательная установка *LO70-SH0063-S2* имеет в своем составе автоматическую систему регистрации данных и управления испытанием на базе персонального компьютера – программный комплекс (ПК) *GeoSYS*. ПК *GeoSYS* имеет возможность регистрации деформации образца, порового давления и осевого усилия не менее 20 раз за каждый цикл динамического нагружения при выбранной частоте воздействия.

Измерение порового давления производится по нижнему торцу образца. Для измерения осевых деформаций образца использовались внутренние датчики перемещений, имеющие (как и датчики напряжений) обратную связь с системой нагружения, что обеспечивает автоматизированный режим работы всей установки.

Подготовка образцов песчаных грунтов к испытанию проводилась в соответствии с требованиями ГОСТ 12248-2010 "Грунты. Методы лабораторного определения характеристик прочности и деформируемости" (пункты 5.3.3.1-5.3.3.7).

Подготовка *образцов-близнецов* песчаных грунтов из проб нарушенного сложения проводилась непосредственно на основании камеры способом сухой послойной отсыпки воздушно-сухого песка [168], который позволяют исключить значительные вариации пористости по высоте образца и обеспечить их практическую идентичность в серии экспериментов.

Формирование образцов проводилось в цилиндрическую разъёмную форму-шаблон, установленную непосредственно на пьедестале камеры прибора трёхосного сжатия, с растянутой на её внутренней поверхности латексной мембраной. Для формирования образцов строго цилиндрической формы между внутренней стенкой формы и мембраной с помощью вакуумного насоса создавалось разрежение, обеспечивающее полное прилегание последней по внутренней поверхности шаблона. Масса грунта контролировалась с точностью до 0,01 г.

Формирование образцов методом сухой послойной отсыпки проводилось через воронку с выходным отверстием диаметром 5 мм с постоянной высоты около 2 см над поверхностью формируемого образца. При постукивании резиновым или пластиковым молотком по основанию камеры достигалось более плотное сложение песка.

После установки штампа и закрепления на нём верхнего конца мембраны, но до заполнения камеры прибора водой к образцам для повышения эффективных напряжений и сохранения их однородности через верхнюю дренажную линию прикладывался вакуум. Нижняя дренажная линия оставалась перекрытой. После этого герметически перекрывалась верхняя дренажная линия, удалялась разъёмная форма-шаблон и с

помощью штангенциркуля контролировалась высота и диаметр образца с точностью 0,01 мм.

Перед началом проведения испытания производилось водонасыщение образца, что необходимо для контроля порового давления и эффективных напряжений в образце в процессе испытания. Водонасыщение исходно сухого песка проводилось непосредственно в камере прибора трёхосного сжатия. Сначала каждый образец подвергался гидростатическому сжатию до $\sigma_3=10...15$ кПа с одновременным снятием вакуума во избежание чрезмерных радиальных деформаций. Заполнение образца дистиллированной и предварительно вакуумированной для её полной дегазации водой проводилось снизу с напором около 30 см до выделения воды через верхнюю дренажную линию.

После установки полностью снаряженной камеры с образцом и его водонасыщения все управление ходом испытания и непрерывная регистрация данных проводилась с ЭВМ через меню ПК *GeoSYS*.

Степень водонасыщения образцов и отсутствие воздуха в системе измерения порового давления контролируется известным параметром Скемптона [229]:

$$\beta = \Delta u / \Delta \sigma_3, \quad (2.10)$$

где $\Delta \sigma_3$ – изменение полного гидростатического давления в камере, кПа; Δu – соответствующее изменение порового давления, кПа.

При полном водонасыщении $\beta=1,00$. Для плотных песков величина β может быть существенно ниже 1,00 даже при полном заполнении пор водой. Контроль параметра β проводится при увеличении σ_3 с шагом ~ 20 кПа в условиях закрытой системы до достижения $\beta \geq 0,95$.

После завершения консолидации перекрывался дренаж и проводилось испытания образца грунта с заданными параметрами динамической нагрузки. Количество циклов нагружения, амплитуда и частота определялись для каждой серии испытаний в соответствии с поставленными целями.

Динамическое нагружение в зависимости от задачи испытания велось либо до разрушения (видимое разрушение образца или достижение осевой деформации более 10%), либо до достижения заданной осевой деформации образца или определенного количества циклов воздействия. Главные напряжения, поровое давление и осевая деформация регистрировались ПК *GeoSYS* автоматически не менее 20 раз за 1 цикл нагружения.

Предварительная консолидация (уплотнение) грунта проводилась в соответствии с требованиями *ГОСТ 12248-2010 "Грунты. Методы лабораторного определения*

характеристик прочности и деформируемости" (пункты 5.3.5.2-5.3.5.4). Консолидация принималась изотропной.

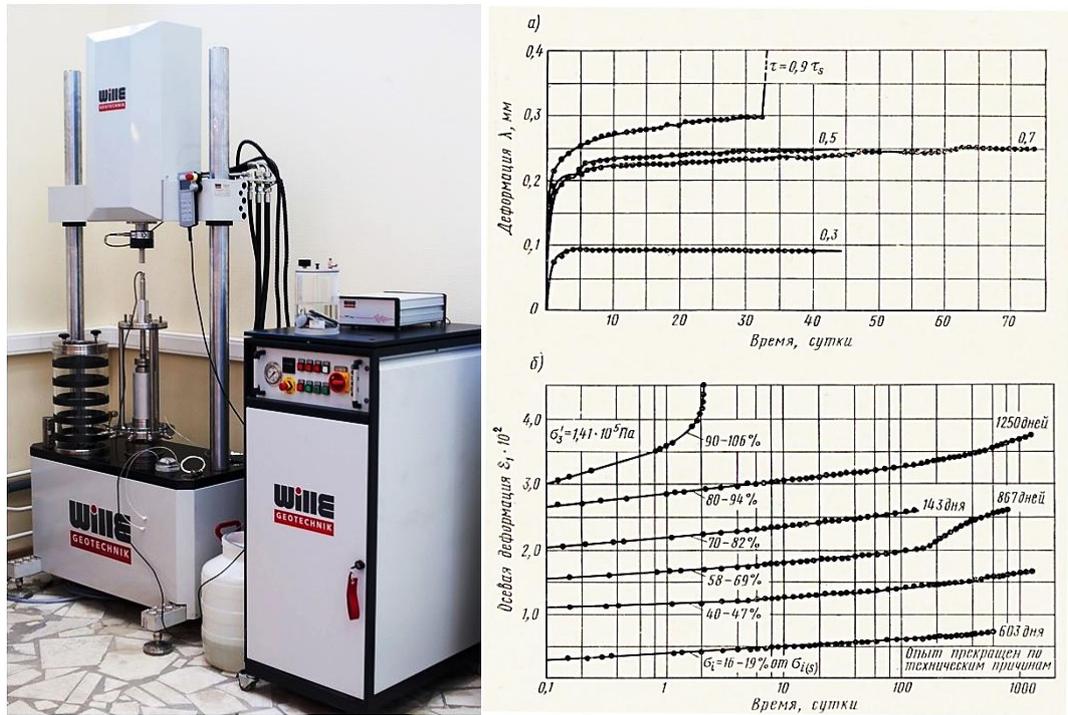


Рисунок 2.16. Общий вид испытательной установки для динамических испытаний и принципиальная схема устройства установки трехосного сжатия с возможностью создания динамических нагрузок (вибростабилометр)

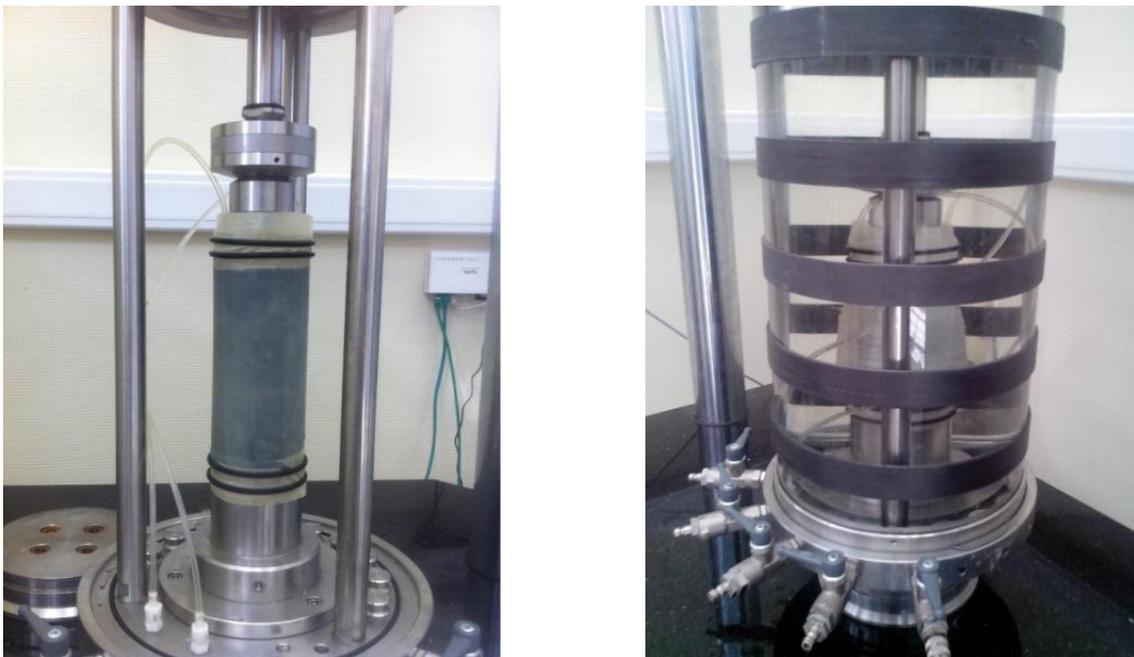


Рисунок 2.17. Фотографии песчаного образца грунта, до и после испытания

2.8. Методика определения параметров нелинейных моделей, используемых в современных программных комплексах при численном моделировании НДС

В настоящее время при проектировании оснований фундаментов и расчетах напряженно-деформированного состояния (НДС) грунтов оснований используются программные комплексы, реализующие различные методы численного моделирования. Данные комплексы, такие как PLAXIS, Z-Soil, Midas, ANSYS, ABAQUS, FLAC позволяют учитывать многие характерные для грунта эффекты. К ним относятся упрочнение и разупрочнение, ползучесть, нелинейность деформирования, фильтрационные процессы. Кроме того, решение краевых задач невозможно без учета особенностей грунтовых оснований:

- неоднородности залегания инженерно-геологических элементов в плане и по мощности;
- сложной формы сооружений в плане и по высоте, приводящей к неравномерности нагрузки на основание;
- изменчивости гидрогеологических условий;
- динамических воздействий различной природы.

Учет всех перечисленных факторов возможен благодаря применению математических моделей грунтов основания, учитывающих особенности его деформирования, сопротивления сдвигу и водопроницаемости. При этом модели не имеют универсального характера и не могут применяться для моделирования всего многообразия грунтовой среды. Каждая такая модель характеризуется набором входных параметров, устанавливающих связь между компонентами напряженно-деформированного состояния: напряжениями, деформациями и перемещениями. Однако определение этих параметров возможно только на основании прямого определения в ходе лабораторных или полевых испытаний, а схемы проведения испытания для различных моделей различаются.

В описании каждой математической модели приведены методики определения параметров для них из испытаний, проводимых при определенных условиях. Зачастую режим этих испытаний отличается от рекомендаций нормативных документов, в результате чего определение параметров по результатам изысканий становится невозможным. Таким образом, эффективное использование результатов изысканий при проектировании возможно только при правильном выборе условий испытания в соответствии с предполагаемой для данного грунта математической моделью. Тем не менее, определение большинства параметров современных моделей недостаточно полно

описано на русском языке. При этом параметров, входящих в действующие нормативные документы, недостаточно для полного использования современных моделей. В связи с этим проектировщики вынуждены пользоваться эмпирическими формулами пересчета, точность расчета при этом существенно снижается.

Кроме того, технических возможностей оборудования, описанного в нормативных документах, бывает недостаточно для определения некоторых параметров современных моделей. Это относится к диапазону максимальных давлений, точности измерения малых деформаций. В этой связи опыт определения особых параметров современных моделей в нашей стране крайне мал.

Требования к техническим возможностям оборудования, приведенные в нормативных документах, составлены в соответствии с моделями, для которых определяются параметры. Однако для измерения малых деформаций ($\varepsilon < 10^{-6}$) предлагаемой точности уже недостаточно. В связи с этим необходимо совершенствовать конструкцию установок и применять дополнительные датчики измерения.

Грунты являются многофазными телами, в которых твердые частицы образуют пространственную структуру – скелет, поры которого заполнены жидкостью или газом. При уплотнении происходит уменьшение объема пор, сокращается расстояние между частицами, увеличивается плотность их упаковки. На данном этапе наблюдаются исключительно объемные деформации. Дальнейшее уплотнение грунта невозможно без взаимного смещения частиц, при котором более мелкие частицы занимают более крупные поры. При этом наблюдаются сдвиговые деформации, приводящие к уменьшению объема. Это явление характерно исключительно для дисперсных сред. На последнем этапе уплотнение происходит за счет сжатия самих частиц, однако при строительных уровнях напряжений это наблюдается редко, а величина деформаций настолько мала, что ей можно пренебречь.

Описанный механизм приводит к выраженной нелинейности деформирования, которая в современных моделях описывается посредством изменения жесткости в зависимости от действующего уровня средних напряжений. Это соответствует физическому смыслу явления, так как средние напряжения вызывают исключительно деформации объема и увеличивают плотность и жесткость. Для учета изменения жесткости в зависимости от среднего напряжения в модели HardeningSoil (HS) вводится следующая зависимость:

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \left(\frac{c \cos \varphi - \sigma'_3 \sin \varphi}{c \cos \varphi + p^{ref} \sin \varphi} \right)^m. \quad (2.11)$$

Индекс "ref" обозначает все характеристики, определенные в ходе испытаний образца в условиях естественного залегания, то есть при всестороннем обжатии равном бытовому давлению. Таким образом, для их определения следует проводить испытания при величине всестороннего обжатия, равной бытовому давлению на глубине отбора образца или средней глубине залегания инженерно-геологического элемента. Эта же величина, обозначаемая p^{ref} вводится при задании свойств материала в программных комплексах

Модели грунта с увеличивающейся жесткостью содержат в себе многие параметры, из которых по результатам трехосных испытаний определяется только часть. В общей сложности модель Hardening Soil использует следующие основные входные параметры:

p_{ref} - опорное всестороннее давление при консолидированно-дренированных трехосных испытаниях;

E_{oed}^{ref} - опорный модуль жесткости, полученный из компрессионных испытаний при давлении, равном p_{ref} ;

E_{50}^{ref} - секущий модуль жесткости при половине предельного значения девиатора;

E_{ur} - модуль разгрузки (модуль упругости);

ν_{ur} - коэффициент относительной поперечной деформации при разгрузке;

m - показатель степени для зависимости жесткости от уровня напряжений;

c - сцепление;

φ - угол внутреннего трения;

ψ - угол дилатансии.

Верное определение параметров возможно только в случае правильного выбора условий проведения испытания, в первую очередь гидростатического обжатия. Данное напряжение должно быть численно равно величине опорного напряжения p_{ref} , выбираемого в зависимости от природной глубины залегания образца, тогда величина опорного модуля деформации при 50% прочности E_{50}^{ref} будет определена верно.

Определение E_{50}^{ref} проводится путем построения зависимости (см. рис. 2.18) между вертикальными относительными деформациями ε_1 и девиатором напряжений для плоского напряженного состояния $(\sigma_1 - \sigma_3)$. На этой зависимости отмечается горизонтальная линия предела прочности с ординатой q_f . Предел прочности рекомендуется вычислять по закону Кулона. На графике находится точка, имеющая ординату $\frac{1}{2}q_f$. E_{50}^{ref} определяются в диапазоне от начала девиаторного нагружения до этой точки.

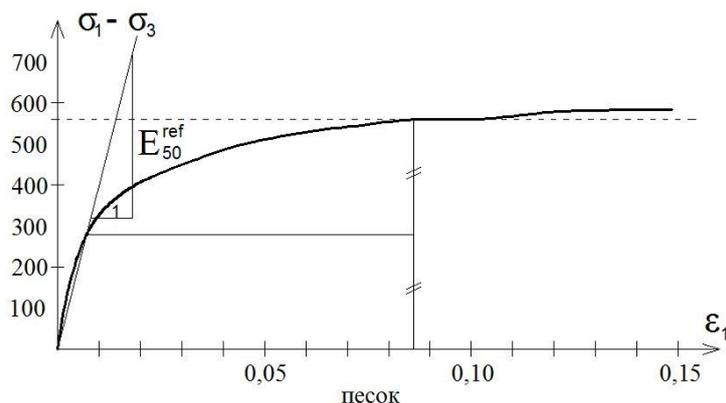


Рис. 2.18. Схема определения модуля деформации E_{50}^{ref}

ГОСТ 12248-2010 предлагает менее подробное описание определения величины модуля E_{50}^{ref} . Там предел прочности не вычисляется, а определяется по графику испытания как максимальное значение девиаторного напряжения. Этот способ не всегда удобно применять, так как в большинстве случаев выраженный перегиб зависимости вертикальных относительных деформаций от девиатора напряжений не наблюдается. Кроме того, вычисление предела прочности q_f по формуле обеспечивает некоторый запас и в то же время вносит однозначность в определение E_{50}^{ref} . Наконец, определение предела прочности по данным прочностных характеристик, которые будут использованы при моделировании, объединяет все параметры модели общими значениями c и ϕ . Таким образом, для верного определения параметров модели Hardening Soil в первую очередь должны определяться параметры прочности по результатам трехосных или сдвиговых испытаний, а уже затем следует проводить определение деформационных характеристик.

Деформационные характеристики при разгрузке, E_{ur} и ν_{ur} , определяются в соответствии с формулами, относящимися к модели Мора-Кулона на этапе разгрузки. При этом сама модель упрочняющегося грунта Hardening Soil предполагает, что разгрузка и повторное нагружение происходит по одной прямой. На самом деле в реальных испытаниях ветвь разгрузки и повторного нагружения имеет форму незамкнутой петли. При определении параметров рекомендуется для обеспечения запаса принимать в качестве конечной точки диапазона конечную точку ветви повторного нагружения, так как в этом случае значение модуля деформации при разгрузке оказывается меньше.

Прочие параметры модели Hardening-Soil определяются по результатам испытаний в компрессионном приборе, либо расчетом.

В модели Hardening Soil предполагается, что изменение жесткости происходит только при первичном нагружении. При разгрузке или повторном нагружении модель

работает по линейно-упругому закону. Однако, в случае, когда проводится расчет глубоких котлованов или подземных сооружений (например, тоннелей) возникает необходимость учета нелинейности деформаций на ветви разгрузки/повторного нагружения. Для этого была разработана модифицированная модель Hardening Soil Small-strain (HSS), в которой устанавливается дополнительная гиперболическая зависимость между напряжениями и деформациями при "малых деформациях" ($\epsilon < 10^{-3}$) [68].

Модель HSS выражает изменение жесткости при малых деформациях через изменение секущего модуля сдвига G относительно его начальной величины G_0 :

$$\frac{G}{G_0} = \frac{1}{1 + \alpha \left| \frac{\gamma}{\gamma_{0.722}} \right|}. \quad (2.12)$$

В данном выражении $\alpha = 0,385$, $\gamma_{0.722}$ - такая величина угловых деформаций, при которых секущий модуль сдвига G составляет 72,2% от начального.

Учет зависимости параметров деформируемости от средних напряжений невозможен без достоверной оценки естественного НДС для каждого ИГЭ, в частности горизонтальных напряжений. Известно, что в простейшем случае данная зависимость предполагается линейной и выражается с помощью коэффициента бокового давления грунта:

$$K_0 = \frac{\sigma_x}{\sigma_z}. \quad (2.13)$$

Коэффициент бокового давления может быть определен отдельно в рамках специальных испытаний в трехосном приборе или компрессионном приборе с возможностью измерения бокового давления, либо полевыми методами. Его величина зависит от степени уплотнения грунта и меняется в достаточно широких пределах.

В случае переуплотненных грунтов используется дополнительный параметр OCR , коэффициент переуплотнения грунта. Параметр OCR определяется как отношение исторического вертикального давления σ'_{zk} действующему в настоящий момент σ_z :

$$OCR = \frac{\sigma'_z}{\sigma_z}. \quad (2.14)$$

Определение параметра OCR проводится в ходе специальных испытаний в компрессионных приборах с большими предельными нагрузками (до 10 МПа) либо в ходе полевых испытаний. Результаты данных испытаний могут быть обработаны различными методами. Согласно исследованиям, проведенным в НОЦ "Геотехника" НИУ МГСУ, из распространенных наиболее достоверным является метод Беккера.

При указании значения OCR , отличного от 1, расчетный комплекс пересчитывает значения коэффициента бокового давления по следующей формуле:

$$K_0 = (1 - \sin \varphi') OCR^{\sin \varphi'}. \quad (2.15)$$

В результате меняется НДС основания до начала нагружения, и, как следствие, его жесткость и прочность. Таким образом, для определения начальных параметров трехосных испытаний необходимо предварительно определить коэффициент бокового давления и коэффициент переуплотнения.

Дополнительный параметр, входящий в уравнение потенциала пластичности, называется углом дилатансии ψ и связывает между собой объемные и сдвиговые деформации. В случае, если угол дилатансии равен 0, то объемные деформации при пластическом течении не наблюдаются. Если угол дилатансии равен углу внутреннего трения, то используется ассоциированный закон течения и пластическое течение развивается по нормали к поверхности текучести. Промежуточные значения угла дилатансии дают промежуточные значения объемных деформаций. Он может быть определен по результатам трехосных испытаний:

$$\sin \psi = \frac{2\dot{\varepsilon}_v}{\dot{\varepsilon}_v - 2\dot{\varepsilon}_1}. \quad (2.16)$$

Или из испытаний одноплоскостного среза (при условии измерения вертикальных деформаций):

$$\tan \psi = \frac{\dot{\varepsilon}_1}{\dot{\gamma}}. \quad (2.17)$$

Согласно условию прочности Мизеса-Шлейхера-Боткина, прочность грунта исчерпывается при определенном соотношении интенсивности касательных напряжений и среднего нормального напряжения:

$$\tau_i^* = \sigma tg \varphi_{окт} + c_{окт}. \quad (2.18)$$

В частном случае при испытании грунта в стабилометре, когда $\sigma_2 = \sigma_3$, интенсивность касательных напряжений определяется по формуле:

$$\tau_i = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{\sqrt{3}}.$$

Очевидно, что параметры прочности для октаэдрической площадки $\varphi_{окт}$ и $c_{окт}$ не совпадают с параметрами прочности для критерия Мора-Кулона.

Модель Друкера-Прагера, разработанная в 1952 году, отличается от модели Мора-Кулона формой поверхности текучести и использует те же параметры прочности. В связи с этим в литературе часто не делают существенных различий между ними. Тем не менее, с аналитической точки зрения эти две модели принципиально различаются. При этом в большинстве программ, реализующих метод конечных элементов и используемых для расчета оснований реализована именно модель Друкера-Прагера [52, 168, 215].

В общем виде можно записать критерий прочности Друкера-Прагера как:

$$\tau_i^* = \frac{6}{\sqrt{3}(3 \pm \sin \varphi)} (c \cos \varphi + \sigma_m \sin \varphi).$$

Если используется знак "-", то поверхность текучести вписана в поверхность текучести Мора-Кулона, а если "+", то описывает ее.

Из различных режимов испытаний могут быть получены различные значения параметров прочности, определение которых описано в действующих нормативных документах. При моделировании условия дренирования учитываются путем использования в расчете того или иного набора параметров прочности. В частности, программный комплекс PLAXIS использует следующие варианты для недренированных режимов:

Undrained A - изменение прочности в недренированном режиме учитывается за счет расчета эффективных напряжений с учетом фактического порового давления. При этом используются только параметры эффективной прочности φ' и c' .

Undrained B - сопротивление сдвигу в недренированном режиме учитывается с помощью c_u . При этом все равно выполняется расчет эффективных напряжений и в дренированных условиях прочность определяется параметрами эффективной прочности.

Undrained C - деформируемость и прочность определяются недренированными механическими параметрами: $E_u, \nu_u \approx 0,5, c_u$. Прочность не зависит от уровня обжатия.

Таким образом, в зависимости от условий залегания грунта и предполагаемого режима нагружения при строительстве необходимо выбирать состав предполагаемых испытаний. В практике часто встречаются случаи, когда в ходе испытаний для слабых водонасыщенных отложений определяются только эффективные параметры прочности.

Современный уровень сложности объектов промышленного и гражданского строительства повышенной ответственности требует тщательного учета особенностей поведения грунтовой среды, обусловленных ее строением. Для этого используются современные математические модели, позволяющие учесть нелинейность деформирования, изменение прочности, различные условия дренирования. Данные модели, помимо широко известных параметров прочности и деформируемости содержат дополнительные параметры.

Определение этих параметров невозможно без воспроизведения в лабораторных условиях природного НДС в образце грунта. Параметры испытания при этом должны выбираться с учетом предполагаемого НДС грунта в массиве по согласованию с проектировщиком, а применение "стандартных" значений приводит к существенному занижению механических параметров.

Действующие нормативные документы позволяют проводить все необходимые испытания, однако не содержат рекомендаций по интерпретации данных. Эти

рекомендации могут быть найдены в описаниях математических моделей и находятся в свободном доступе. Определение этих параметров не противоречит действующим в строительной отрасли нормам и принимается в качестве исходных данных для проектирования при прохождении государственной экспертизы.

ГЛАВА 3. ВЗАИМОДЕЙСТВИЕ ВОДОНАСЫЩЕННЫХ ОСНОВАНИЙ И ФУНДАМЕНТОВ ПРИ СТАТИЧЕСКОМ, ЦИКЛИЧЕСКОМ И ВИБРАЦИОННОМ ВОЗДЕЙСТВИЯХ С УЧЕТОМ РЕОЛОГИЧЕСКИХ И НЕЛИНЕЙНЫХ СВОЙСТВ

3.1. Теоретические основы взаимодействия водонасыщенных оснований и фундаментов

Известно, что для количественной оценки НДС массива, состоящего из сплошной, однородной и изотропной деформируемой среды, в том числе грунтовой, необходимо совместное решение трех уравнений равновесия, шести уравнений совместности деформаций (сплошности) и шести физических уравнений состояния, при заданных граничных условиях в виде нагрузок или перемещений. Первые девять уравнений справедливы для любой расчетной модели, в том числе линейной, нелинейной и реологической. Поэтому определяющими являются физические уравнения состояния, включающие расчетные модели деформируемой среды и отражающие физические свойства этой самой среды. В простейшем случае это закон Гука, связывающий напряжения и деформации при сжатии и растяжении линейной зависимостью вида $\sigma = \varepsilon \cdot E$, где E – модуль линейной деформации, определяемые по результатам эксперимента.

Аналогичная линейная зависимость существует и между сдвиговыми напряжениями и угловыми деформациями ($\tau = \gamma \cdot G$), а также между средним напряжением $\sigma_m = (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)/3$ и средней объемной деформацией $\varepsilon_m = (\varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3)/3$, в виде $\sigma_m = \varepsilon_m \cdot K$, а также между инвариантами напряжений и деформаций $\tau_i = \gamma_i / G$, где G и K – модули сдвиговой и объемной деформаций, причем:

$$\begin{cases} \tau_i = \frac{1}{\sqrt{6}} \sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2}, \\ \gamma_i = \frac{2}{\sqrt{3}} \sqrt{(\varepsilon_1 - \varepsilon_2)^2 + (\varepsilon_2 - \varepsilon_3)^2 + (\varepsilon_3 - \varepsilon_1)^2}. \end{cases} \quad (3.1)$$

На основе этих физических уравнений, представляющих по существу линейную модель деформируемой среды, обобщенное уравнение состояния Гука представляется в виде:

$$\varepsilon_x = \frac{\sigma_x}{E} - \frac{\nu}{E} (\sigma_y + \sigma_z); \gamma_{xy} = \frac{\tau_{xy}}{G}, \dots, (x, y, z), \quad (3.2)$$

или в виде

$$\varepsilon_x = \frac{\sigma_x - \sigma_m}{2G} + \frac{\sigma_m}{K}; \gamma_{xy} = \frac{\tau_{xy}}{G}, \dots, (x, y, z). \quad (3.3)$$

Последняя форма записи удобна для разделения линейной деформации на сдвиговую и объемную, что важно для грунтовой среды.

Уравнения состояния Генки, основанные на деформационной теории пластичности, и на подобии напряженного и деформированного состояния ($\mu_\sigma = \mu_\varepsilon$) обобщают уравнения состояния Гука на случай нелинейности деформируемой среды. В общем случае они имеют вид:

$$\varepsilon_x = \chi(\sigma_x - \sigma_m) + \chi^* \sigma_m; \quad \gamma_{xy} = 2\chi \cdot \tau_{xy} \dots (x, y, z). \quad (3.4)$$

где χ и χ^* - функции, представляющие расчетные модели деформируемой среды при формоизменении и объемном изменении, причем:

$$\chi = \frac{\gamma_i}{2\tau_i} = \frac{f(\tau_i, \sigma_m, \mu_\sigma, t)}{2\tau_i}; \quad \chi^* = \frac{\varepsilon_m}{\sigma_m} = \frac{f^*(\tau_i, \sigma_m, \mu_\sigma, t)}{\sigma_m}. \quad (3.5)$$

Уравнения состояния Генки можно записать также и для описания связи между напряжениями и скоростями деформаций на основе теории пластического течения, то есть:

$$\dot{\varepsilon}_x = \dot{\chi}(\sigma_x - \sigma_m) + \dot{\chi}^* \sigma_m; \quad \dot{\gamma}_{xy} = 2\dot{\chi} \tau_{xy} \quad (3.6)$$

где $\dot{\chi} = \frac{\dot{\gamma}_i}{2\tau_i} = \frac{f(\tau_i, \sigma_m, \mu_\sigma, t)}{2\tau_i}; \quad \dot{\chi}^* = \frac{f^*(\tau_i, \sigma_m, \mu_\sigma, t)}{\sigma_m}.$

В этом случае также принимается, что поля напряжений и поля скоростей деформаций являются подобными, т.е. $\mu_\sigma = \mu_\varepsilon$.

При сопоставлении обобщенных уравнений состояния деформационной теории пластичности (3.4) и теории пластического течения (3.6) остаются в силе исходные положения деформационной теории пластичности [28,109,71]. Условия подобия лучше удовлетворяются, если рассматривать поле скоростей деформаций, а не поле деформаций, и поэтому (3.6) более применимы для грунтовой среды, чем уравнение (3.4).

3.1.1. Влияние среднего нормального напряжения на деформации сдвига и объема грунта

Важное преимущество уравнений Генки заключается в том, что они позволяют учитывать влияние среднего напряжения σ_m на сдвиговые и объемные деформации, а так же нелинейную связь между напряжениями и деформациями, что имеет существенное значение для построения модели грунтовой среды. Действительно, для конструкционных материалов, прочность которых обеспечивается молекулярными силами взаимодействия, на зависимость τ_i - γ_i влияние σ_m практически отсутствует при большом диапазоне его изменения. В то же время в подавляющем большинстве видов грунтов на зависимости τ_i - γ_i существенное влияние оказывает σ_m , так как в грунте деформации сдвига и объема сопровождаются взаимными связями минеральных частиц, которые в сотни тысяч раз меньше прочности самих частиц и, следовательно, неизбежно возникает трение между ними, величина которого пропорциональна нормальному давлению между частицами (рис. 1.15).

Если к сопротивлению сдвигу грунтовой среде, обусловленного трением, добавить сцепление и зацепление между частицами, обусловленные структурными и водно-коллоидными связями, получаем двухпараметровую модель прочности грунта Кулона-Мора, которая, как известно, описывается уравнениями вида:

$$\tau^* = \sigma_m \tan \varphi + c, \quad (3.7)$$

где φ – кулоновское трение скольжения, c – сцепление.

Следует отметить, что для описания прочностиконструкционных материалов используется один параметр – сопротивление сжатию или растяжению, которое одинаково для металлов и которое не зависит от гидростатического обжатия. Отметим также, что неодинаковое сопротивление сжатию и растяжению для любого тела означает, что оно обладает внутренним трением, и что сопротивление такого тела сдвигу зависит от среднего напряжения σ_m .

При использовании уравнений Генки для описания НДС массива грунта, необходимо получить связь между сдвиговыми γ_i и объемными ε_m деформациями и средним напряжением σ_m . Эти зависимости удобно иллюстрируются на диаграмме «паспорта прочности», составленной на основе результатов трехосных испытаний (рис. 3.1) в координатах τ_i - σ_m , τ_i - γ_i . Для этого опытные значения напряжений σ_1 , $\sigma_2=\sigma_3$ и соответствующие деформации ε_1 , $\varepsilon_2=\varepsilon_3$ нужно представить инвариантной форме τ_i , γ_i и σ_m .

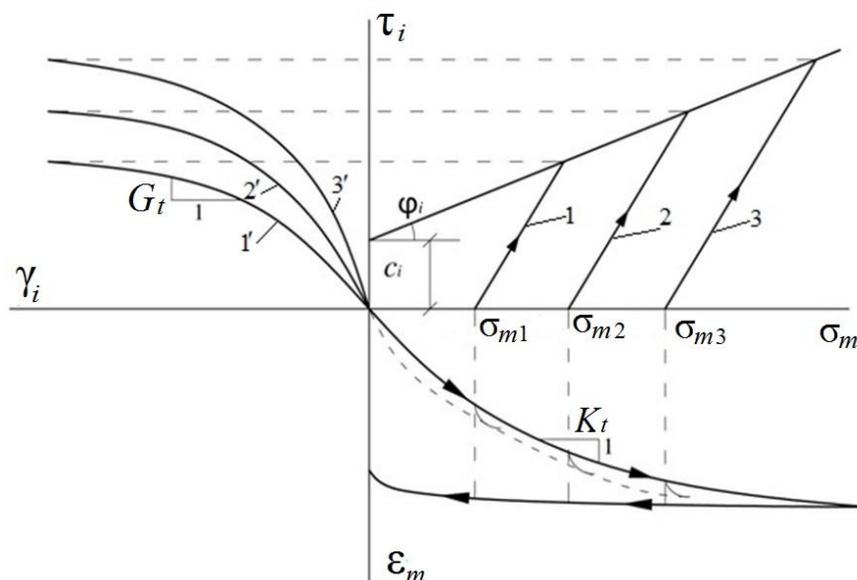


Рис. 3.1. Схематическое представление диаграммы «паспорта прочности» грунтов, построенной по результатам трехосных испытаний при кинематическом режиме загрузки: 1,2,3 – траектории нагружения; 1', 2', 3' – кривые τ_i - γ_i , соответствующие траекториям 1, 2, 3

Из анализа этой диаграммы следует, что:

1) предельное сопротивление сдвигу τ_i^* прямо пропорционально среднему напряжению σ_m (верхний правый квадрант) и может быть аппроксимировано уравнением в виде

$$\tau_i^* = \sigma_m \tan \varphi_i + c_i, \quad (3.8)$$

где φ_i и c_i – параметры предельной прямой в плоскости τ_i - σ_m .

2) Зависимость τ_i - γ_i нелинейная, на которую существенное влияние оказывает σ_m (верхний левый квадрант) и может быть аппроксимирована, например, уравнением С.П. Тимошенко (1936), которое применительно к грунтам имеет вид:

$$\gamma_i = \frac{\tau_i}{G} \cdot \frac{\tau_i^*}{\tau_i^* - \tau_i}, \quad (3.9)$$

где τ_i и τ_i^* – действующая и предельная интенсивности касательных напряжений, G – модуль сдвига при $\tau \rightarrow 0$.

Зависимость объемной деформации ε_m от среднего напряжения σ_m нелинейная и может быть аппроксимирована формулой С.С. Григоряна (1956) в виде:

$$\varepsilon_m = \varepsilon_m^* (1 - e^{-\alpha \sigma_m}), \quad (3.10)$$

где ε_m^* – предельное значение ε_m при $\sigma_m \rightarrow \infty$, α – экспериментальный параметр.

На основании этих физических уравнений можно определить вид функций χ и χ^* , входящих в уравнение Генки (3.4), т.е. получаем:

$$\chi = \frac{\gamma_i}{2\tau_i} = \frac{\tau_i}{2G(\tau_i^* - \tau_i)}; \quad \chi^* = \frac{\varepsilon_m}{\sigma_m}. \quad (3.11)$$

Подставляя эти функции в уравнения Генки (3.4), получим относительно неизвестных деформаций ε_{ij} при заданном напряженном состоянии σ_{ij} и вида напряженного состояния ($-1 < \mu_\sigma < 1$) нелинейные уравнения. В простейшем случае трехосного сжатия цилиндрического образца при заданном $\sigma_x = \sigma_y = \text{const}$ и переменном (растущем) σ_z ($\mu_\sigma = -1$) получаем нелинейное уравнение относительно ε_z , ε_x и γ_{xz} . Так, например, для ε_z получаем уравнение вида:

$$\varepsilon_z = \frac{\tau_i}{2G(\tau_i^* - \tau_i)} (\sigma_z - \sigma_m) + \frac{\sigma_m}{K}, \quad (3.12)$$

где $\sigma_m = (\sigma_z + 2\sigma_x)/3$; $\tau_i = (\sigma_z - \sigma_x)/\sqrt{3}$; $\tau_i^* = \sigma_m \tan \varphi_i + c_i$.

В результате решения этого уравнения получим криволинейную зависимость между ε_z и σ_z аналогичную зависимости τ_i - γ_i в диаграмме «паспорта прочности» (рис. 3.1). Совпадение экспериментальной и теоретической кривых означает, что выбранная модель грунта является оптимальной.

Предельное равновесие в пространственном НДС можно представить также уравнением Мора-Кулона:

$$\sigma_1 - \sigma_2 = \sin \varphi (\sigma_1 + \sigma_2) + c \cdot \cos \varphi, \quad (3.13)$$

где $\tau_i^* = (\sigma_1 - \sigma_2)/\sqrt{3}$

По теории прочности Мизеса–Шлейхера предельная прямая в координатах τ_i - σ_m записывается в виде:

$$\tau_i^* = (H + \sigma_m) \tan \varphi_i, \quad (3.14)$$

где $H = \tau_s/\tan \varphi_i$, φ_i - угол прямой τ_i - σ_m на октаэдрической площадке, H – связность, или сопротивление всестороннему растяжению.

Очевидно, что использование в качестве предела сопротивления сдвигу (3.13) или (3.14) в уравнениях Генки может привести к разным результатам, так как $\varphi_i \neq \varphi_0$. Аналогичным образом могут повлиять на исход решения задачи использование в качестве физического уравнения степенной и экспоненциальной функций [28,71,99].

В наших исследованиях при решении краевых задач в нелинейной постановке будем использовать дробно-линейную функцию Тимошенко (3.9) при сдвиге. Она позволяет учитывать не только исходное среднее напряжение σ_m , но и его изменение в процессе нагружения, то есть траекторию нагружения.

В частности, при испытании грунтов в приборе трехосного сжатия по трем траекториям (рис. 3.2) приводят к росту σ_m (1), постоянству $\sigma_m = \text{const}$ (2) и снижению σ_m (3). Они отличаются еще и тем, что параметры Надаи-Лоде μ_σ по этим трем траекториям не равны, то есть $\mu_\sigma(1) = -1$; $\mu_\sigma(2) = 0$; $\mu_\sigma(3) = 1$.

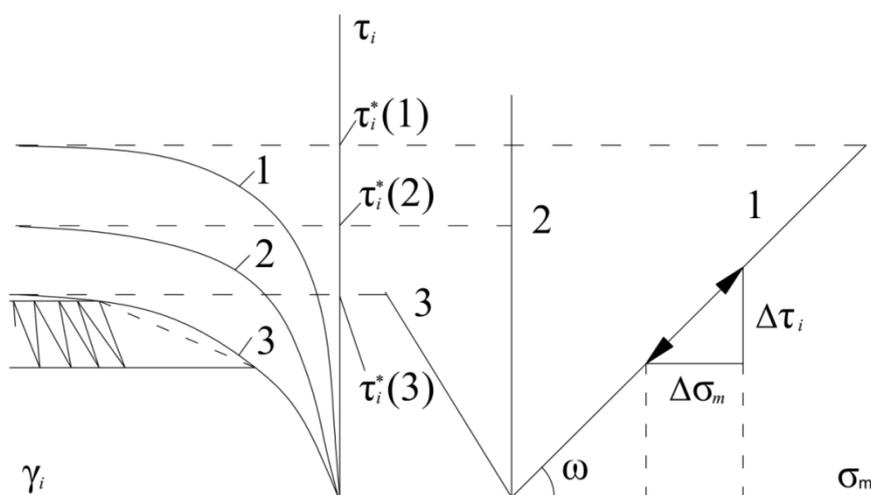


Рис. 3.2 Влияние траектории нагружения (1,2,3) реализуемые в условиях трехосного сжатия на зависимости τ_i - γ_i и на предел прочности

Приращение $\Delta\sigma_m$ зависят от наклона траектории нагружения, то есть угла ω в виде:

$$\Delta\sigma_m = \Delta\tau_i \cot \omega. \quad (3.15)$$

В случае циклического изменения σ_m получаем:

$$\gamma_i = \frac{\tau_i}{G} \cdot \frac{(\sigma_{m0} \pm \Delta\sigma_m) \tan \varphi + c}{(\sigma_{m_i} \pm \Delta\sigma_m) \tan \varphi + c - \tau_i}, \quad (3.16)$$

где $\Delta\sigma_m$ – амплитуда циклического нагружения.

В этом случае при неизменном τ_i и циклическом изменении $\Delta\sigma_m(t) = \Delta\sigma_m \cdot \sin \alpha t$ будут накапливаться угловые деформации (рис.3.2, левая сторона).

3.1.2. Современные нелинейные и реологические модели грунтов

Для описания нелинейных и реологических свойств грунтов в настоящее время широко используются в инженерной практике, в том числе, в настоящей работе, следующие модели, применительно к грунтовой среде.

Нелинейные упруго-пластические модели

1. Тимошенко С.П. Используется дробно-линейная функция для описания сдвиговой деформации согласно уравнениям (3.8) и (3.9).

Эти зависимости сохраняют свой вид и для случая чистого сдвига τ – γ , а также одноосного сжатия в виде

$$\varepsilon_1 = \frac{\sigma_1}{E_0} \frac{\sigma_1^*}{\sigma_1^* - \sigma_1}. \quad (3.17)$$

2. Григорян С.С. – экспоненциальная функция для описания объемных деформаций

$$\varepsilon_m(\sigma_m) = \varepsilon_m^* (1 - e^{-\alpha \sigma_m}), \quad (3.18)$$

где α и ε_m^* – экспериментальные параметры, причем ε_m^* – предельное значение ε при $\sigma_m \rightarrow 0$.

3. Степенная комбинированная зависимость для описания сдвиговых деформаций

$$\gamma_i = \frac{\tau_i}{G} + \left(\frac{\tau_i}{\tau_i^*} \right)^{1/m}, \quad (3.19)$$

где $m \leq 1$ – коэффициент упрочнения.

Реологические линейные и нелинейные модели

1. Закон Ньютона для описания скорости угловой деформации в общем случае можно представить в виде

$$\dot{\gamma}_i = \tau_i / \eta(\sigma_m, t), \quad (3.20)$$

где $\eta(t)$ – изменяющаяся вязкость при сдвиге, причем при упрочнении $\eta(\sigma_m, t) = \eta_0(\sigma_m) \cdot e^{\alpha t}$, а при разупрочнении $\eta(\sigma_m, t) = \eta_0(\sigma_m) \cdot e^{-\alpha t}$, где $\eta_0(\sigma_m) = \eta_0 + K\sigma_m$.

Вязкость способна также сопротивляться сжатию и растяжению, и тогда

$$\sigma_1 = \lambda \dot{\varepsilon}_1, \quad (3.21)$$

где λ – коэффициент вязкости при сжатии (растяжении) по Трутону [28].

2. Реологическое уравнение Кельвина-Фойгта в общем случае переменной нагрузки и упрочнения имеет вид

$$\sigma(t) = \varepsilon E(t) + \dot{\varepsilon} \eta(t), \quad (3.22)$$

где $\eta(t) = \eta_0 e^{\alpha t}$, $E(t) = E_0 e^{\beta t}$.

$$(3.23)$$

3. Реологическое уравнение Максвелла в общем случае имеет вид:

$$\dot{\varepsilon} = \sigma / \eta(t) + \dot{\sigma} / E(t). \quad (3.24)$$

4. Реологическое уравнение «старяющегося» (упрочняющегося) грунта по Работнову Ю.Н. имеет вид:

$$\dot{\gamma} = \tau / (G \cdot t). \quad (3.25)$$

5. Уравнение Нортон-Бейли для описания скорости угловой деформации

$$\dot{\gamma}_i = \dot{\gamma}_i^* \left(\frac{\tau_i}{\tau_i^*} \right)^{1/m}, \quad (3.26)$$

где $m \leq 1$, $\dot{\gamma}_i^*$, τ_i^* – параметры, причем τ_i^* вводится для обеспечения размерности. Для общности можно τ_i^* представить в виде уравнения (3.8).

6. А. Надаи использует функцию гиперболического синуса для описания скорости угловой деформации

$$\dot{\gamma} = \dot{\gamma}^* \operatorname{sh} \frac{\tau_i}{\tau_i^*}. \quad (3.27)$$

7. В настоящей работе на основе модели Тимошенко предлагается уравнение для определения скорости угловой деформации в виде

$$\dot{\gamma} = \frac{\tau_i}{\eta(t)} \frac{\tau_i^*}{\tau_i^* - \tau_i}, \quad (3.28)$$

где $\eta(t) = \eta_0 (1+t)$; $\eta(t) = \eta_0 e^{\alpha t}$.

8. Новое универсальное реологическое уравнение предложено в настоящей работе для описания скорости угловой деформации упрочняющегося и разупрочняющегося глинистого грунта в виде

$$\dot{\gamma}(\sigma_m) = \frac{\tau_i - \tau_i(\sigma_m)}{\eta_0(\sigma_m)} \left(\frac{e^{-\alpha \gamma}}{a} + \frac{e^{\beta \gamma}}{b} \right). \quad (3.29)$$

9. Для описания остаточных деформаций при циклическом П-образном изменении нагрузки по результатам экспериментальных исследований используется уравнение вида:

$$\varepsilon(N) = \varepsilon(1)(1 + \ln N), \quad (3.30)$$

где N – количество циклов, $\varepsilon(1)$ – деформация после первого цикла.

Эти уравнения чаще всего используются для описания физических свойств в составе физических уравнений, в том числе, Генки в зависимости от реологических свойств, определенных по результатам эксперимента. В случае действия постоянной нагрузки для получения связи деформация–время достаточно интегрировать эти уравнения во времени.

Ни одного реологического уравнения кроме (3.29), способного описать реологические свойства при различных режимах испытания грунтов, в том числе, ползучесть, кинематический сдвиг, и релаксацию не было предложено.

3.1.3. Реологические модели, предлагаемые в настоящей работе

В настоящей работе на основе анализа исследований С.С. Вялова, М.Н. Гольдштейна, А.Л. Гольдина, Н.Н. Маслова, Ю.К. Зарецкого, Г.И. Тер-Степаняна, С.Р. Месчяна, З.Г. Тер-Мартirosяна, А.Р. Ржаницына, Мурояма и Шибата и др., предлагается новое универсальное реологическое уравнение, которое при одних и тех же параметрах может описать ползучесть, кинетический сдвиг и релаксацию и получить точно такие же кривые, как приведены в первой обзорной главе, построенные на основе экспериментальных исследований (рис. 1.15).

В основу предлагаемого уравнения ползучести лежит идея об одновременном упрочнении и разупрочнении глинистых грунтов в процессе сдвига, о котором многократно отмечалось в работах С.С. Вялова, Гольдштейна, Н.Н. Маслова, Г.И. Тер-Степаняна, С.Р. Месчяна, З.Г. Тер-Мартirosяна [28,33,88,93,168].

Изучая кинетику деформации грунтов, С.С. Вялов отмечает [28], что процесс ползучести при сдвиге сопровождается взаимно противоположными явлениями упрочнения и разупрочнения, обусловленные накоплением дефектов и их исчезновением. Если преобладает процесс упрочнения, деформации сдвига затухают, в противном случае развивается незатухающая ползучесть. Аналогичным образом в своих работах рассуждал М.Н. Гольдштейн, полагая, что при сдвиге имеет место разрушение и восстановление контактов между минеральными частицами в скелете глинистого грунта. Для учета упрочнения глинистого грунта при сдвиге, описываемого теорией вязкопластического течения, Н.Н. Маслов предложил учитывать изменяющуюся во времени вязкость скелета [88]. Г.И. Тер-Степанян предложил оригинальную идею о скачкообразном изменении деформации сдвига при постоянной нагрузке. Эту идею он обосновал на длительном испытании глины (несколько лет) на приборе кольцевого среза (кручения). Наконец, А.Л. Гольдин, С.Р. Месчян и З.Г. Тер-Мартirosян для описания ползучести грунтов использовали теорию наследственной ползучести Больцмана - Вольтерра, развитую Г.Н.

Масловым и Н.Х. Аругтюняном для описания процесса ползучести упрочняющихся сред, в частности бетона. Эта теория позволяла учитывать «старение» (упрочнение) грунтов в процессе ползучести.

Ю.Н. Работнов в своей работе [109] отмечает, что "Предложение о том, что мерой упрочнения является величина деформации ползучести, представляется самым простым из всех возможных". Исходя из изложенных теоретических рассуждений уравнение ползучести сдвига можно представить в виде:

$$\dot{\gamma} = \frac{\tau - \tau^*(t)}{\eta_0} \left(\frac{e^{-\alpha\gamma}}{a} + \frac{e^{\beta\gamma}}{b} \right), \quad (3.31)$$

где α , β , a , b – параметры упрочнения и разупрочнения глинистого грунта, определяемые по результатам эксперимента (рис. 3.9).

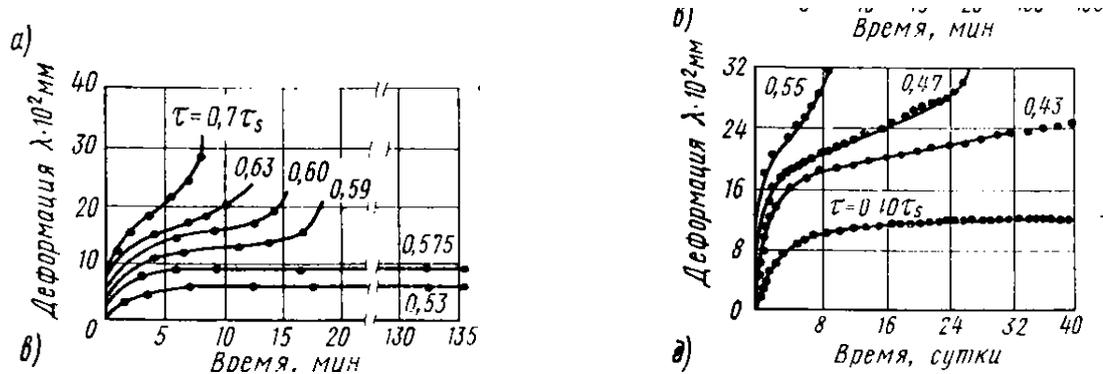


Рис. 3.3. Кривые ползучести пластичных глин по Вялову С.С., 1978 г.

Для построения кривых ползучести γ - t при различных τ следует интегрировать уравнение (3.31) с помощью Mathcad при $\tau_i^*(t) = 0$ (рис. 3.4).

Предложенная модель может быть использована также для определения параметров экспериментальной кривой (рис. 3.3 и др.).

Аналогичным образом можно построить кривые зависимости τ - t при кинематическом режиме нагружения ($\dot{\gamma} = const$), интегрируя уравнение вида:

$$\dot{\gamma} = \frac{\tau - \tau^*}{\eta_0} \left(\frac{e^{-\alpha\gamma}}{a} + \frac{e^{\beta\gamma}}{b} \right) + \frac{\dot{\tau}}{G}. \quad (3.32)$$

Задавая различные значения скорости сдвига $\dot{\gamma}_1, \dot{\gamma}_2, \dots, \dot{\gamma}_n$, получим зависимости $\tau_1(t), \tau_2(t), \dots, \tau_n(t)$ (рис. 3.5).

В случае испытания образцов в режиме релаксации следует интегрировать уравнение вида:

$$\dot{\tau} + \frac{\tau}{\eta_0} G \left(\frac{e^{-\alpha\gamma}}{a} + \frac{e^{\beta\gamma}}{a} \right) = \frac{\tau^*}{\eta_0} G \left(\frac{e^{-\alpha\gamma}}{a} + \frac{e^{\beta\gamma}}{a} \right) \quad (3.33)$$

Задавая различные значения $\gamma_0 = const$, получим семейство $\tau-t$ (рис. 3.6).

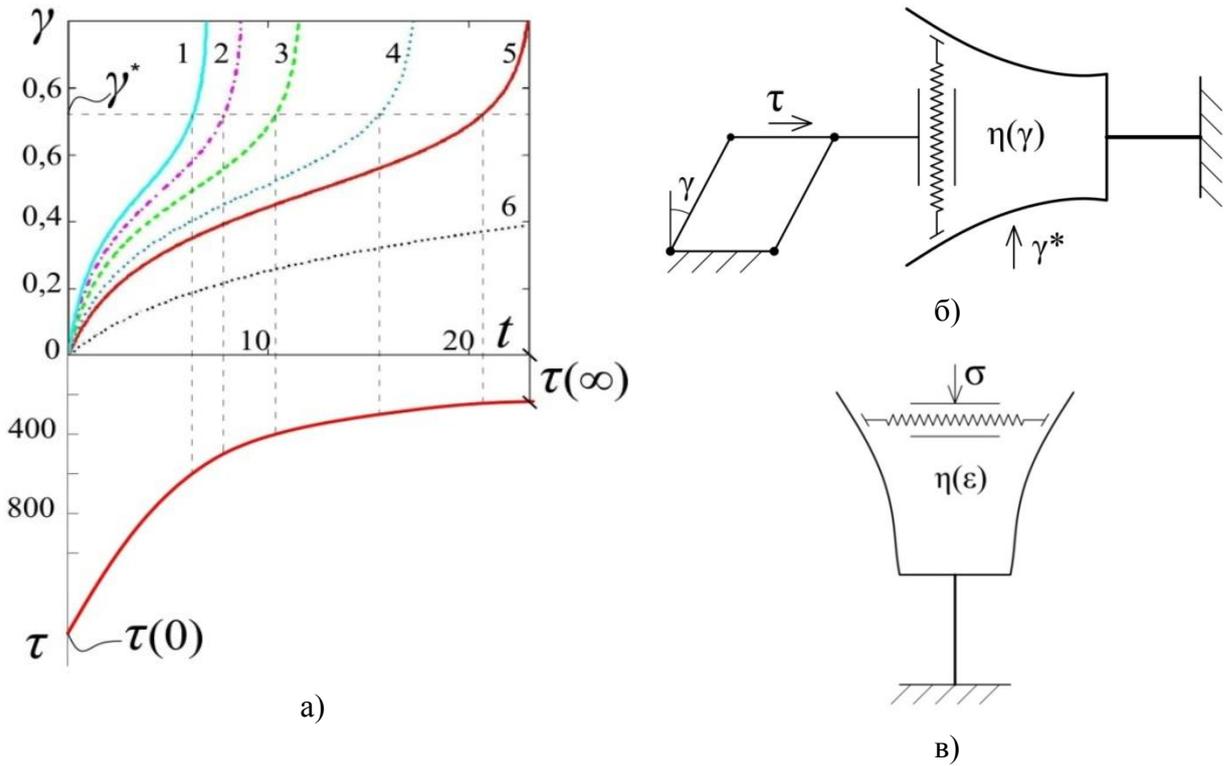


Рис. 3.4. Кривые ползучести $\gamma-t$ при $\tau_1 > \tau_2 > \dots$ (верхняя часть) и кривая длительной прочности (нижняя часть). $\gamma^* = const$ - критическое значение угловой деформации в точке перегиба кривой ползучести (а), их механическая модель (б), механическая модель нелинейно-деформируемого грунта в условиях компрессионного сжатия согласно реологическому уравнению с учетом упрочнения $\dot{\epsilon} = \frac{\sigma}{\eta_0} \cdot e^{-a\epsilon}$ (в)

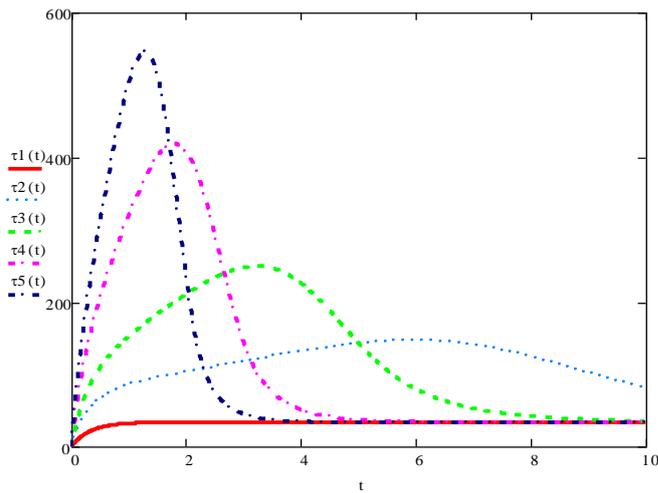


Рис. 3.5. Кривые $\tau-t$ по результатам испытаний в кинематическом режиме при различных значениях $\dot{\gamma} = const, \dot{\gamma}_1 > \dot{\gamma}_2 > \dots > \dot{\gamma}_5$

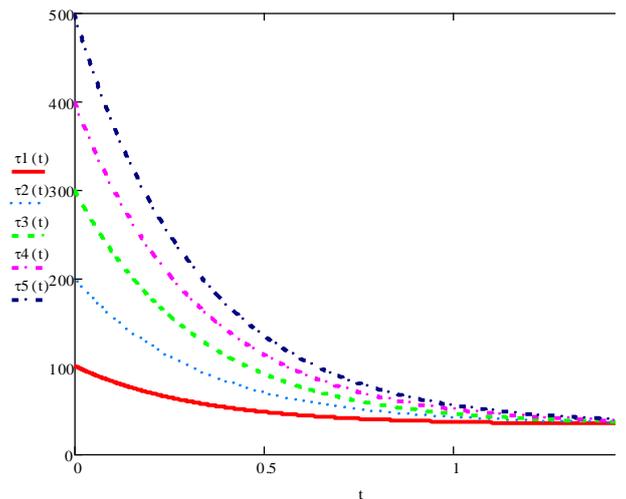


Рис. 3.6. Кривые релаксации напряжения сдвига $\tau(t)$ при различных начальных напряжениях сдвига $\tau(0)$ и при $\gamma = const$

В диссертации подробно анализируются уравнение скорости ползучести (3.31). Отмечается, что впервые предложено реологическое уравнение, которое описывает все три кривые реологии – ползучесть, релаксация и кинематический сдвиг при одних и тех же параметрах (α, β, a, b).

3.2. Циклическиевибрационные воздействия на грунты основания зданий и сооружений

При проектировании оснований и фундаментов сооружений, возводимых вблизи источников динамических воздействий (СП, п. 6.13) рекомендуется учитывать влияние:

- от стационарного оборудования с динамическими нагрузками, установленного в существующих и проектируемых сооружениях;

- от строительного оборудования;

- от автомобильного и наземного транспорта и метрополитена.

Расчёт оснований производят по несущей способности и по длительным осадкам от совместного действия статического и динамических нагрузок, в том числе на виброползучесть.

Вибрационные воздействия на грунты оснований зданий и сооружений возникают от разных источников, в том числе от действия сеймики, взрывов, транспорта, различных строительных машин и оборудования, от ветровой нагрузки и др. Они, как правило, являются дополнительными воздействиями относительно статических сил и вызывают дополнительные напряжения и деформации в грунтовой среде. Наиболее чувствительными на вибрационные воздействия являются несвязные песчаные и особенно водонасыщенные мелкозернистые песчаные грунты. Последние при определённых условиях, могут переходить в разжиженное состояние с нулевой прочностью. Техногенные вибрационные нагрузки распространяются на небольшое расстояние от источника и действуют в грунтовой тоще до глубин 10-15 м.

Существует также понятие «вибрационного поля» мегаполисов, территория которых является единым очагом техногенных вибрационных нагрузок. Основной вклад в это «вибрационное поле» вносит транспорт.

Деформационные и прочностные свойства грунтов при вибрационных воздействиях изучаются на специальных стендах и приборах, о которых говорилось в обзорной первой главе. Для этого, как правило, используются вибраторы направленного действия, чаще всего вертикального, а также вибростабилометры.

При вибрации с достаточно большими ускорениями песчаный грунт приобретает свойства вязкой среды, коэффициент вибровязкости которой зависит от ускорения. В

сухих песках полное уплотнение достигается при ускорениях в диапазоне от 0,2 до 1,2g, в водонасыщенных от 1 до 2g и во влажных, не полностью водонасыщенных – свыше 2g.

Таблица 3.1. Характеристики транспортных источников динамических нагрузок (Локшин, 1987; Жигалин, Локшин, 1991).

Источник	Доминирующие частоты	Виброскорость частиц грунта		Виброускорение частиц грунта		Зона влияния м
	Гц	10^{-3} м/с	дБ	м/с ²	дБ	
Железная дорога	10–70	16–50	110–120	1–22	70–97	150–300
Трамвайная линия	20–45	1,6–160	90–130	0,5–45,2	56–103	150–300
Метрополитен	30–60	0,3–300	75–135	10–1 800	90–135	6–120
Автомагистраль	10–20	0,005–0,07	40–65	0,0003–0,011	до 31	40–100

При наличии статической нагрузки песчаный грунт начинает уплотняться после достижения определённого уровня ускорения, называемым критическим ускорением. Считается, что критическое ускорение линейно зависит от уплотняющей нагрузки (рис. 3.7).

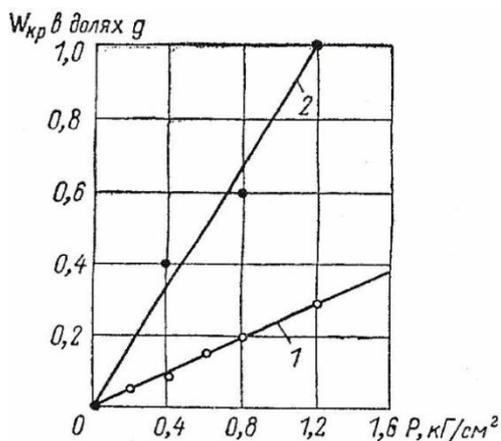


Рис. 3.7. Зависимость критического ускорения от удельного статического давления для сухого песка. 1 – среднезернистого с окатанными зёрнами; 2 – крупнозернистого с угловатыми зёрнами (по Савинову О.А.).

Виброуплотнение песков в условиях компрессии обусловлено преимущественно разрушением первоначальной структуры и переукладкой твёрдых частиц.

Механизм изменения сопротивления сдвигу при вибрационном воздействии изучен для оценки предельного состояния. Был сделан вывод [65], что угол трения песчаных грунтов при вибрационных воздействиях остаётся постоянным, а изменение сопротивления сдвигу определяется изменением напряженного состояния грунта при наложении на статическое напряжение дополнительных вибрационных напряжений (\pm) от вибратора:

$$P(t) = m\omega^2 \sin(\omega t). \quad (3.34)$$

Если приложенное статическое тангенциальное усилие $T_{на}$ штамп превышает сопротивление трению, т.е. при $T > tg\varphi(N \pm P_0)$ (где N – статическая нагрузка), то

происходят смещения штампа, если же нет, то штамп остаётся на месте. Здесь $\operatorname{tg}\varphi$ – коэффициент трения покоя.

Между тем важным является не только предельное значение контактного сопротивления сдвигу, но горизонтальное смещение штампа и грунта под штампом.

Горизонтальные смещения вибрирующего штампа (виброползучесть) наблюдались при сдвигающих усилиях в 10-15 раз меньших, чем при статическом сдвиге при статической нагрузке. По результатам испытаний на протаскивание гладкой и зубчатой стальной полосы через грунт при вибрации был сделан вывод, что имеет место более сложный вид трения, чем сухое [65], т.е. вязкое трение, которое пропорционально скорости движения. Но оно тоже не получило подтверждения.

Под влиянием вибраций истинный коэффициент внутреннего трения песка уменьшался в 2,5 – 3,5 раза! независимо от T_{cm} и P_0 . Снижение внутреннего трения до 5 раз [65] пытались объяснить эффектом перекатывания зёрен песка в пограничном слое. Нам представляется, что это связано с трением качения, которое меньше трения скольжения.

Механические свойства грунтов при циклических воздействиях (силовых, физических, физико-химических) меняются в широких пределах в зависимости от интенсивности воздействия (амплитуды и частоты), а также от исходного их состояния в условиях естественного залегания, в том числе НДС, состава и строения.

Циклические воздействия в зависимости от их интенсивности (амплитуды, сдвиговых напряжений, их переменности знака и уровня сжимающих напряжений) могут вызвать упругие и вязко-упругие (обратимые) деформации объёма и формы, а также упруго-вязко-пластические деформации с изменением физико-механических свойств грунтов.

К циклическим воздействиям на грунтовый массив в первую очередь следует отнести изменяющиеся во времени в виде синусоиды силовые низкочастотные воздействия, в том числе, внешние нагрузки, сейсмические нагрузки низкой частоты, нагрузки от морских волн и от высотных сооружений при ветровых воздействиях.

Однако следует, учитывать, что циклические напряжения (нормальные и касательные) могут меняться, оставаясь в процессе нагружения и разгрузки положительными, или менять свой знак по закону синусоиды. В первом случае будем иметь зависимость – напряжение в виде:

$$\sigma(t) = \sigma_{cm} + \sigma_{\delta} \sin(\omega t); \quad \tau(t) = \tau_0 + \tau_{\delta} \sin(\omega t). \quad (3.35)$$

а во втором случае в виде:

$$\tau(t) = \tau_8 \sin(\omega t). \quad (3.36)$$

Механизм развития деформаций в первом и во втором случае могут существенно меняться в зависимости от соотношений амплитуд $\sigma_8/\sigma(t)$, а также соотношений касательных τ и нормальных напряжений (τ/σ) и (τ/τ^*).

Наряду с этими при неизменности силовых воздействий на грунтовый массив могут оказать циклические воздействия низкой частоты другого происхождения, которые не менее опасны, чем силовые. Это изменяющиеся во времени уровень грунтовых вод и напор воды в водонасыщенных горизонтах, увлажнение – высыхание, колебания температуры, химическая и механическая суффозия, периодического характера действия (зима – весна – лето – осень). Общее представление о соотношении параметров динамических нагрузок от разных источников и их относительной значимости даёт диаграмма (рис. 3.8), представленный в работе Е.А. Вознесенского (по данным Massarch, 1993) с дополнениями.

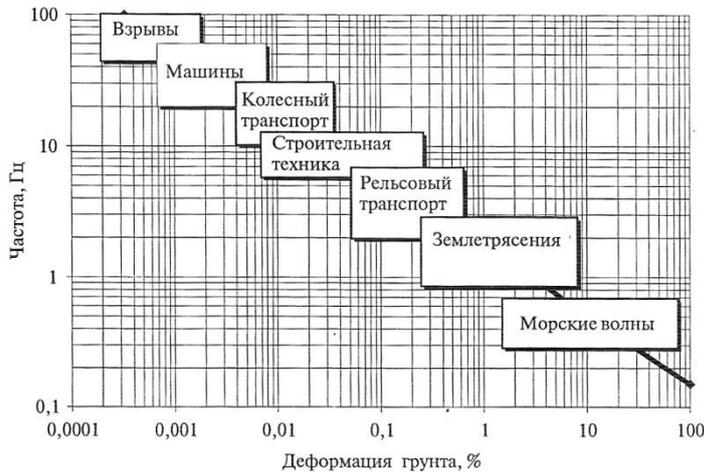


Рис. 3.8. Обобщённая характеристика динамических и циклических нагрузок разного происхождения (для каждого источника показан лишь наиболее типичный диапазон параметров, характеристик для их спектральных максимумов)

Источники, генерирующие колебания с частотами, близкими к собственным для большинства зданий (1-8 Гц), находятся в центральной части этой диаграммы. Однако значимые деформации возникают в пределах зон их влияния, которые различаются существенно.

Ветровые нагрузки на высотные здания вызывают их колебания с частотой 0,5 - 1 Гц, что соизмеримо с частотой воздействия землетрясения низкой частоты (1-2 Гц) и морской волны (0,1 – 0,5 Гц).

Наконец, самые значимые деформации возникают в структурно неустойчивых грунтах (мерзлых, набухающих, лессовых, рыхлых песчаных, слабых глинистых) при циклическом воздействии физического происхождения (увлажнение, высыхание, промерзание – оттаивание).

В настоящем разделе основное внимание будет уделено циклическим низкочастотным силовым воздействиям, которые не меняют свой знак и имеют широкое

распространение. Механические свойства грунтов при таких циклических воздействиях в достаточно большом количестве исследованы в условиях трёхосного сжатия (см. гл. 2).

Имеются многочисленные эмпирические формулы для описания механических свойств грунтов при силовых циклических воздействиях. Однако теоретические исследования в этой области не достаточны и требуют совершенствования. Это в первую очередь относится к грунтам, обладающим в условиях естественного залегания реологическими свойствами, и к грунтам, чувствительным к циклическим силовым воздействиям. В этих случаях задача затрудняется тем, что в грунтах такого вида происходят сложные внутренние процессы, в том числе, упрочнение и разупрочнение, структурные изменения и др., безотносительно от изменения НДС. Такие процессы могут происходить в глинистых грунтах, лёссовых и набухающих грунтах при увлажнении, мёрзлых и оттаивающих грунтах при изменении температурного поля, при химической и механической суффозии, при высокочастотном вибрационном воздействии и др.

Ниже обсуждаются вопросы количественной оценки дополнительных деформаций различных видов грунтов при циклическом силовом и физическом воздействиях. В первую очередь рассмотрим вопрос о механизме накопления дополнительных деформаций в грунтах обладающих упруго-вязко-пластическими свойствами, т.к. идеально упругие среды при циклических воздействиях не накапливают остаточные деформации при нагрузке, разгрузке и повтором нагружении.

Механизм накопления дополнительных объёмных и сдвиговых остаточных деформаций при интенсивном циклическом воздействии связан с упруго-вязко-пластическими свойствами грунта. Однако при небольшом диапазоне изменения циклических воздействий реализуются, в основном, упругие, вязко-упругие и вязко-пластические частично обратимые деформации, характеризуемые упругими и упруго-вязкими модулями сдвига G^e и G^{ev} соответственно.

По данным Ишихары К. (2006) (таблица 2.1) в пределах деформаций сдвига 10^{-6} – 10^{-4} возникают упругие реакции грунта и применение упругой модели оправдано. В диапазоне средних деформаций, т.е. более 10^{-4} , реакция грунта становится вязко-пластической, а модуль сдвига G^{ep} уменьшается с ростом деформации сдвига. В процессе нагружения происходит диссипация энергии, которая носит гистерезисный характер.

В работе Ишихары К. [68] приводится описание деформаций грунтов в пределах деформации сдвига 10^{-6} - 10^{-4} (упругие), 10^{-4} - 10^{-2} (вязко – пластические) и более 10^{-2} (деформации прогрессирующего типа).

В пределах первых видов деформаций предлагается использовать эквивалентно - линейные и нелинейные модели, которые, однако, не могут описать остаточные

деформации. Для описания деформаций более 10^{-2} предлагается использовать численные методы.

Основной задачей наших исследований является определение остаточных деформаций, а не определение реакции основания на циклические нагрузки. Поэтому в дальнейшем основное внимание будем уделять решению задач по количественной оценке остаточных деформаций при цикле нагрузка – разгрузка –повторное нагружение, иногда деформации сдвига превышают 10^{-2} .

Как было отмечено выше, такие задачи в настоящее время решаются численным методом (МКЭ) с использованием различных упруго-пластических, упруго-вязко-пластических моделей, реализуемых программными комплексами Plaxis, Ansys, Flag, Geo-Studio и др. К этому вопросу мы вернёмся в пятой главе при решении ряда сложных неоднородных задач.

Здесь же попытаемся аналитическими методами в рамках одномерных задач проанализировать поведение различных моделей грунтов при циклическом нагружении с учётом изменяющихся во времени и от цикла к циклу параметров деформирования (K , G , η) и прочности (φ , c).

3.2.1. Описание механических свойств грунта при вибрационном воздействии

Как было отмечено выше, вибрационное воздействие влияет на деформационные свойства грунта при уплотнении и при сдвиге. В подавляющем большинстве случаев влияние вибрации изучено для определения дополнительной осадки оснований зданий, расположенных вблизи источников вибрации (транспорта). По данным Савинова О.А. [114] влияние длительных сотрясений грунта на осадку фундамента зависит от ускорения (см/сек^2), возникающего в грунте.

Таблица 3.2. Данные характеризующие влияние длительных сотрясений грунта на осадку фундаментов зданий(Маслов 1982).

Ускорение колебаний поверхности грунта около фундаментов, см/с^2	Характеристика динамических осадок фундаментов	
	в водонасыщенных заиленных песках, текучепластичных глинах и других слабых грунтах	в песках (кроме указанных слева) и пластичных глинистых грунтах
До 5	Незначительные затухающие осадки	Осадок нет
От 5 до 15	Незначительные незатухающие осадки (2-3 мм/год)	Весьма незначительные незатухающие или слабо затухающие осадки (1-2 мм/год)
От 15 до 30	Незатухающие осадки (3-5 мм/год)	Незатухающие осадки (2-3 мм/год)
От 30 до 50	Значительные незатухающие осадки (более 5 мм/год)	Незатухающие осадки (3-5 мм/год)

Виброкомпрессионную кривую (рис. 3.9) Д.Д. Баркан предложил описать по формуле:

$$e_i = e_\infty + (e_0 - e_\infty) \exp(-\beta n), \quad (3.37)$$

где e – коэффициент пористости, $n=a/g$ – относительное ускорение, β – эмпирический коэффициент.

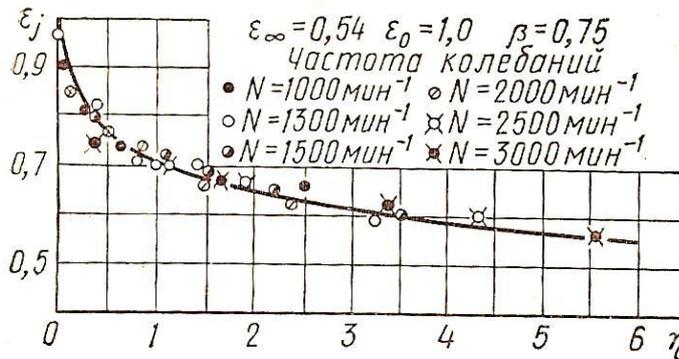


Рис. 3.9 Виброкомпрессионная кривая: зависимость между коэффициентом пористости ε_i и относительным ускорением колебания песка η (по Д. Д. Баркану)

Развитие виброползучести во времени по Д.Д. Баркану можно описать зависимостью коэффициента пористости $e(t)$ от времени в виде:

$$e(t) = e_i + (e_0 - e_i) \exp(\beta_i t). \quad (3.38)$$

Очевидно, что при достаточной мощности песчаного слоя процесс виброползучести может длиться долго и достичь значительных величин.

Анализ изложенных выше результатов исследований, а также наших (см. гл. 2) показывают, что грунты и особенно несвязные (песчаные) при вибрационном воздействии накапливают дополнительные осадки в условиях компрессионного сжатия и сдвиговых деформаций при одновременном действии сдвиговых и уплотняющих напряжений. В последнем случае процесс может иметь незатухающий во времени характер. Механизм процесса накопления таких дополнительных деформаций и в первом, и во втором случаях не до конца раскрыт, и не имеется соответствующих теоретических методов их описания.

Приведенные выше формулы, в основном, эмпирические. Ниже приводятся некоторые результаты теоретических исследований для описания деформаций виброползучести в условиях компрессии и сдвига.

Они основаны на двух гипотезах. Первая предполагает, что под воздействием вибрации песчаный грунт переходит в новое физическое состояние, т.е. из твердого состояния переходит в состояние вязкой жидкости, обладающее определенной вязкостью и плотностью. Вторая предполагает, что под воздействием вибрации в грунте возникают дополнительные ускорения и напряжения (знакопеременные), которые и вызывают

дополнительные деформации, при этом физическое состояние грунта твёрдого тела сохраняется.

Очевидно, что первая относится к несвязным песчаным грунтам, а вторая к связным глинистым грунтам.

3.2.2. Механические свойства грунтов на основе первой гипотезы

Компрессия

Известно, что в условиях компрессии под воздействием вибрации возникают дополнительные осадки с затухающей во времени скоростью, которые стабилизируются. Если исходить из первой гипотезы следует предположить, что после того как грунт перешёл в состояние вязкой жидкости, он со временем уплотняется и упрочняется. Для учёта этого фактора необходимо рассмотреть задачу уплотнения упрочняющегося вязкого грунта. Реологическое уравнение такого грунта для условий компрессии можно представить в виде:

$$\dot{\varepsilon}_1 = \frac{\sigma_1 - \sigma_1^*}{\eta_v e^{-\alpha\varepsilon}}, \quad (3.39)$$

где σ_1^* – структурная прочность сжатия, которая соответствует критическому ускорению, т.е.:

$$a_{кр} = gK\sigma_1^*, \quad (3.40)$$

где g – ускорение силы тяжести, K – параметр, зависит от зернового состава и окатанности частиц песка, η_v – вязкость при компрессионном сжатии, α – параметр упрочнения.

Решение уравнения (3.39) при начальном условии $t=0, \varepsilon(0) = \varepsilon_0$ имеет вид:

$$\varepsilon_1(t) = \frac{1}{\alpha} \ln \left[\frac{\sigma_1 - \sigma_1^*}{\eta_v} \alpha \frac{t}{t_0} + e^{-\alpha\varepsilon_0} \right], \quad (t \geq t_0) \quad (3.41)$$

Это решение соответствует результатам компрессионных испытаний песков, проведённых при различных исходных плотностях и ускорениях. Во-первых, при $\sigma_1 < \sigma_1^*$; $\varepsilon_1(t) = 0$, во-вторых, скорость $\dot{\varepsilon}_1(t) \rightarrow 0$, в-третьих, зависимость $\varepsilon(t_1) - \sigma(t_1)$ нелинейная, что и наблюдается в экспериментах (см. гл. 2).

Сдвиг (перекашивание)

В этом случае реологические уравнения упрочняющегося (разупрочняющегося) вязкого грунта можно представить в виде:

$$\dot{\gamma} = \frac{\tau - \tau^*}{\eta_0 (ae^{\alpha\gamma} + be^{\beta\gamma})}, \quad (3.42)$$

где η_0 – вязкость грунта при чистом сдвиге, a и α , b и β – параметры упрочнения и разупрочнения, τ^* – предел прочности, зависящий от критического ускорения a_0 , который в этом случае определяется по формуле [73]:

$$\tau^* = \tau_0 e^{-K(a-a_0)}, \quad (3.43)$$

где K – параметр, τ_0 – прочность при статике,

$$a_0 = a_\gamma + m\sigma_1, \quad (3.44)$$

где a_γ – ускорение при $\sigma_1=0$, m – параметр.

Решение уравнения (3.42) можно получить аналитическим и численным методами с помощью программы Mathcad. Решение (3.42) имеет вид:

$$\gamma(t) = \frac{(\tau - \tau^*)t}{\eta_0} \cdot \frac{1}{(a/\alpha)e^{\alpha\gamma} + (b/\beta)e^{\beta\gamma}} + C \quad (3.45)$$

при $\gamma(0) = 0$, $C=0$. Тогда:

$$\gamma = \frac{(\tau - \tau^*)t}{\eta_0} \cdot \frac{1}{(a/\alpha)e^{\alpha\gamma} + (b/\beta)e^{\beta\gamma}}. \quad (3.46)$$

Кривые $\gamma(t) - t$, построенные по (3.46), имеют затухающий и незатухающий характер в зависимости от соотношения параметров α , β , a , b . Построим кривые $\gamma(t) - t$ при $b=0$ и при различных значениях α и a (рис. 3.10).

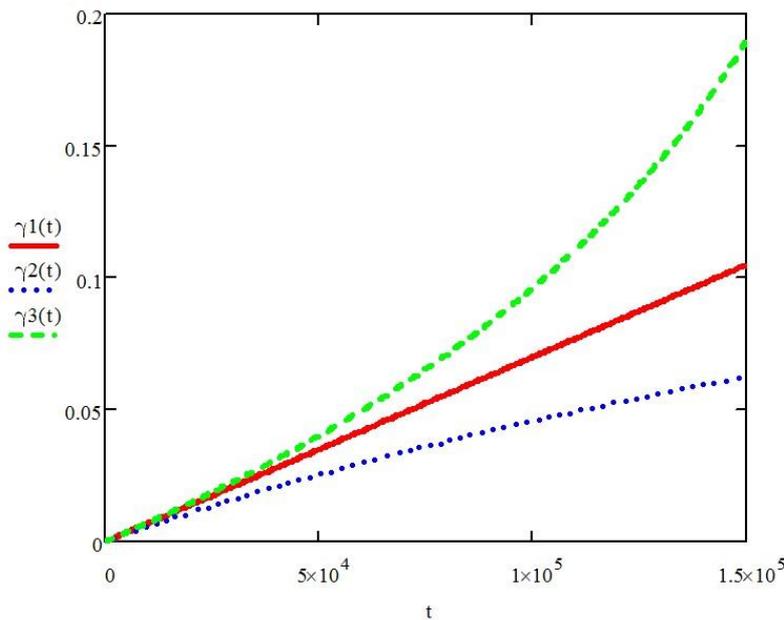


Рис. 3.10. Зависимость изменения угловой деформации во времени при различных значениях α и a : 1 – прогрессирующее разрушение, 2 – упрочнение, 3 – течение с постоянной скоростью

Определим скорость движения наклонного пласта (рис. 3.11) в вязко-пластическом состоянии, полагая, что $d\dot{u}_x/dz = -\dot{\gamma}$, где \dot{u}_x – скорость движения наклонного слоя в предельном состоянии.

Напряженное состояние наклонного слоя под действием собственного веса определяется по формулам (рис. 3.11):

$$\tau_{xz} = (p + \gamma_0 z) \sin \lambda; \quad \sigma_z = (p + \gamma_0 z) \cos \lambda, \quad (3.47)$$

где p – пригрузка на поверхности слоя, λ – угол наклона пласта, γ_0 – удельный вес грунта.

$$\text{Причем } \tau_{xz}^* = \sigma_z \gamma_0 z \cdot \cos \lambda \cdot \operatorname{tg} \varphi. \quad (3.48)$$

Подставляя эти значения в уравнение вязко-пластического течения вида $\dot{\gamma} = \frac{\tau - \tau^*}{\eta_0(t)}$,

получаем:

$$\dot{\gamma}_{xz} = \frac{(p + \gamma_0 z) \cos \lambda (\operatorname{tg} \lambda - \operatorname{tg} \varphi)}{\eta_0(t)}, \quad (\lambda < \varphi, \dot{\gamma} = 0). \quad (3.49)$$

Проинтегрировав это уравнения в пределах от 0 до h с учетом $\dot{u}(x, z) = -\dot{\gamma} dz$, получаем:

$$\dot{u}_{xz} = \frac{[p + \gamma_0 (h_0^2 - z^2)] \cos \lambda (\operatorname{tg} \lambda - \operatorname{tg} \varphi)}{\eta_0(t)}. \quad (3.50)$$

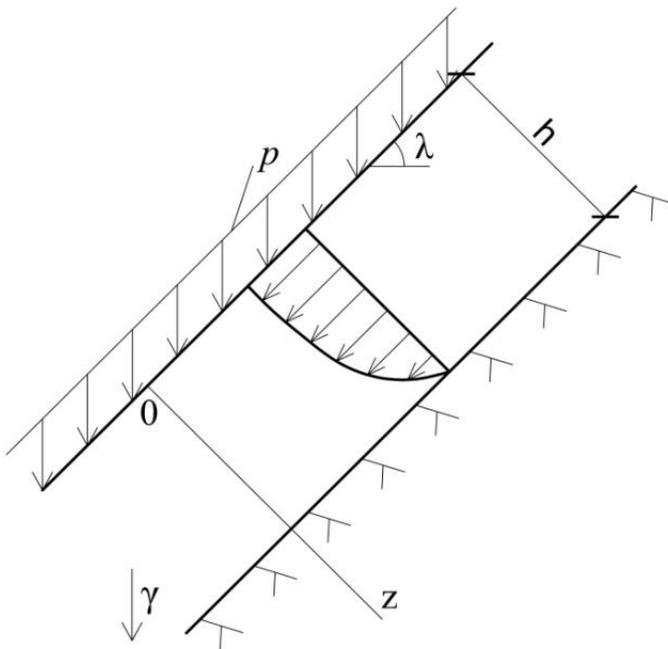


Рис.3.11. Расчетная схема течения (ползучести) разжиженного песчаного водонасыщенного слоя грунта на склоне

При отсутствии трения ($\varphi = 0$) получаем:

$$\dot{u}_{xz} = \frac{[p + \gamma_0 (h_0^2 - z^2)] \sin \lambda}{\eta_0(t)}. \quad (3.51)$$

Уравнение виброползучести при деформации сдвига (3.42) отличается от уравнения виброползучести при компрессии (3.39), т.к. последнее неизбежно приводит к затуханию деформаций, а (3.42) нет.

3.2.3. Механические свойства грунтов на основе второй гипотезы

Согласно второй гипотезе при вибрационном воздействии развитие процесса виброползучести обусловлено возникновением дополнительных знакопеременных напряжений периодического характера, амплитуды σ_0 и частотой ω , т.е:

$$\sigma(t) = \sigma_0 (1 + \alpha \sin(\omega t)); \tau(t) = \tau_0 (1 + \beta \sin(\omega t)). \quad (3.52)$$

где $\alpha = \Delta\sigma/\sigma_0$, $\beta = \Delta\tau/\tau_0$, ω – частота (круговая), $\Delta\sigma$ и $\Delta\tau$ – дополнительные напряжения, которые определяются (задаются) в эксперименте с помощью вибратора.

Компрессия

Для описания механических свойств грунта в этом случае воспользуемся модифицированной моделью Кельвина – Фойгта.

Решение такой задачи при циклическом воздействии рассмотрено в разделе 3.3.4 настоящей главы. Полагая, что в этом случае действие дополнительных вибрационных напряжений $\Delta\sigma$ на грунт аналогично циклическому, можем воспользоваться в первом приближении этим решением.

Для определения порового давления в водонасыщенном грунте в условиях компрессии без возможности дренажа (закрытая система) можно воспользоваться решением, приведённым в том же разделе 3.4.2, заменяя циклическую нагрузку на вибрационную, т.е. увеличивая частоту в несколько раз. Такой подход оправдан, т.к. модель Кельвина-Фойгта используется в задачах колебания фундамента на грунтовом основании, при вынужденных колебаниях под воздействием периодической нагрузки.

3.3. Об остаточных деформациях и напряжениях при циклическом и вибрационном воздействиях

Под остаточной деформацией следует понимать необратимую её часть после частичной или полной разгрузки грунта, как при объёмной, так и при сдвиговой деформации. Под остаточными или внутренними напряжениями следует понимать систему напряжений, которые могут существовать в равновесии внутри грунта, когда на его свободной поверхности и внутри него не приложены ни нормальные, ни касательные напряжения [71,99].

Внутренние напряжения в упругой (линейно деформируемой) среде могут возникать при неоднородном температурном поле, а также в грунтах при неоднородном распределении плотности, влажности и температуры (набухающие и мёрзлые грунты), при неоднородном гранулометрическом составе (крупные включения, пустоты и пр.).

В большинстве случаев внутренние напряжения возникают из-за вязко-пластических свойств грунтов, когда некоторая часть или несколько частей массива грунта подверглись

необратимому деформированию за пределами упругости и затем внешние нагрузки и моменты удалялись. В этом случае в некоторых областях грунтового массива будут действовать внутренние напряжения, которые после частичной релаксации превратятся в остаточные напряжения, например, вокруг прессиометра после цикла нагрузка-разгрузка[99,71].

Остаточные напряжения могут быть также вызваны структурными изменениями в грунте при нагнетании в поровое пространство глинистого или цементного раствора, при дополнительном локальном увлажнении (лессовые и набухающие грунты), при локальном изменении температурного поля (мёрзлые грунты), при глубинном взрыве, вибрации и пр.

В большинстве случаев возникновение остаточных напряжений в грунтах являются положительным фактором, т.к. они упрочняют грунт. Например, после трамбовки, при водопонижении и пригрузке грунта и пр.

Наиболее распространённым примером возникновения остаточных напряжений в массиве грунта могут служить избыточные горизонтальные напряжения, превышающие гидростатические. Они формировались в процессе уплотнения и разуплотнения массива в ледниковый период и характеризуются коэффициентом переуплотнения (OCR – over consolidation ratio). Эти грунты в период своего формирования (генезиса) испытывали большую уплотняющую нагрузку, чем они испытывают в настоящее время (ледник, толща пород, которая исчезла).

Остаточные деформации и напряжения вызывают также негативные явления в грунтах. Накопление дополнительных сдвиговых деформаций и напряжений могут привести к разупрочнению и к разрушению грунта.

При накоплении избыточного порового давления в водонасыщенных песках наблюдаются процессы разжижения и потери устойчивости. Локальное циклическое увлажнение набухающих и лессовых грунтов, оттаивание толщ мерзлых грунтов могут вызывать дополнительные деформации объёма и сдвига, а порой привести и к разрушению.

Поэтому задачи, связанные с количественной оценкой остаточных деформаций и напряжений при циклическом воздействии являются актуальными. Учету остаточных напряжений посвящены некоторые разделы главы 4 при определении несущей способности водонасыщенных оснований.

В большинстве случаев решение таких задач ограничивается количественной оценкой дополнительных остаточных деформаций и редко остаточных напряжений в грунте, что связано с определёнными трудностями.

Накопление остаточного бокового давления в условиях компрессионного сжатия и остаточных тангенциальных напряжений вокруг скважины после снятия давления на её стенки могут служить примером для определения остаточных напряжений и деформаций. Для этих случаев известны диаграммы напряжение – деформация (рис. 3.12).

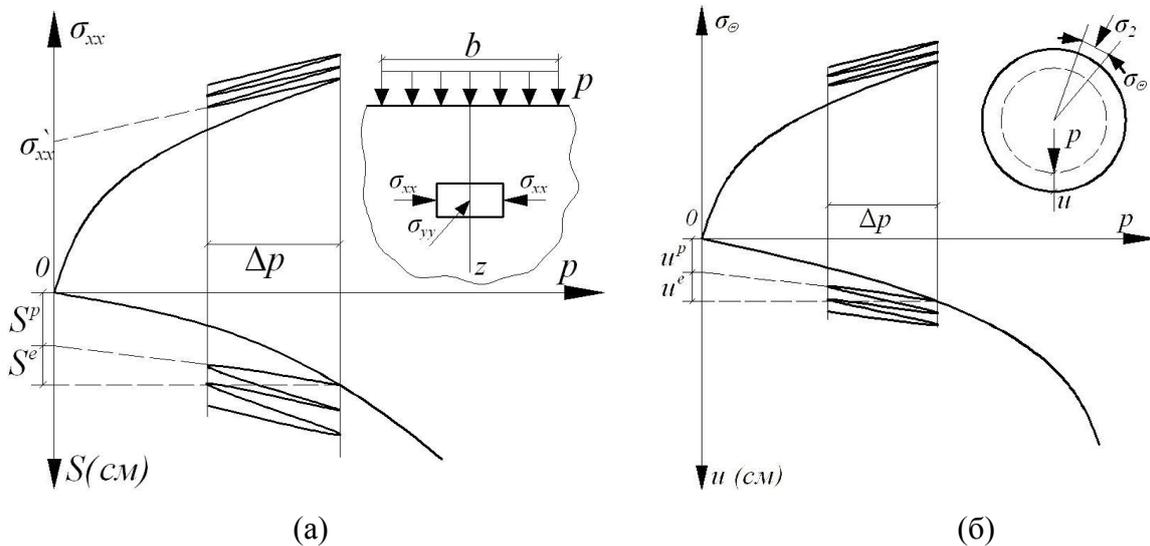


Рис. 3.12. Схематическое представление накопления остаточных деформаций и напряжений в основании фундамента (а) и за стенкой скважины (б): σ_{xx} , σ_{yy} , σ_{θ} – остаточные напряжения

3.3.1. Количественная оценка остаточных деформаций и напряжений при синусоидальном воздействии

Количественная оценка остаточных напряжений, вызванных упруго-пластическими свойствами грунта может быть обоснована на следующих предпосылках и гипотезах.

В первом приближении остаточные деформации и напряжения после разгрузки можно определить исходя из предположения, что после пластического деформирования и последующего снятия нагрузки грунт ведёт себя как идеально упругое тело.

Считая деформации малыми, обозначим соответствующие напряжения в момент полного нагружения (σ_n, p_n) через σ_{ij}^{ep} и систему напряжений, которые действовали бы в грунте, если бы он был идеально упругим, через σ_{ij}^e . Последние выбираются так, чтобы при комбинировании с предыдущей системой получались требуемые значения результирующих сил и моментов, при полной или частичной разгрузке последняя система напряжений будет принимать определённые значения. Разность напряжений σ_{ij}^p и σ_{ij}^e определяет остаточные напряжения:

$$\sigma_{ij}^p = \sigma_{ij}^{ep} - \sigma_{ij}^e . \quad (3.53)$$

Остаточные деформации легко определить, вычитая от общей деформации упругую, т.е. $\varepsilon_{ij}^p = \varepsilon_{ij}^{ep} - \varepsilon_{ij}^e$.

Процесс накопления остаточных деформаций и напряжений при циклическом нагружении зависит от упруго-вязко-пластических свойств скелета грунта. Следовательно, он зависит от выбранной реологической модели грунта.

Процесс возникновения остаточных деформаций и внутренних напряжений можно продемонстрировать на модифицированной модели Кельвина - Фойгта (рис. 3.13), полагая, что при разгрузке модуль деформации E_b больше, чем при нагрузке, т.е. $E_p > E_n$.

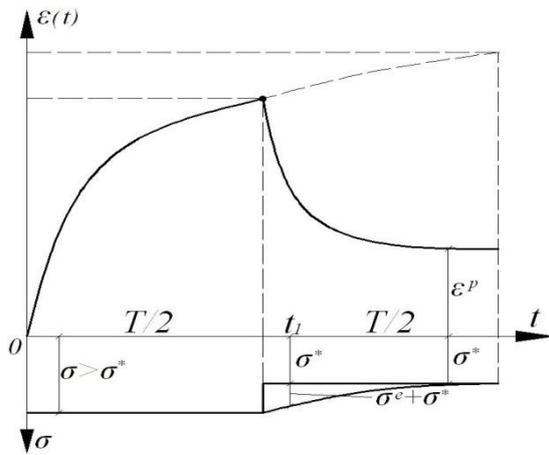


Рис. 3.13. К механизму возникновения остаточных деформаций и внутренних напряжений на основе реологической модели Кельвина-Фойгта. Зависимость деформация – время при нагрузке и разгрузке при $t \geq t_1$

Реологическое уравнение этой модели при нагрузке можно представить в виде:

$$\sigma = \sigma^* + \dot{\varepsilon}\eta + \varepsilon E . \quad (3.54)$$

где η – вязкость, E – модуль упругости, σ^* – структурная прочность.

Решение (3.54) при $t < t_1$, $\sigma > \sigma^*$ и при $\varepsilon(0) = 0$ имеет вид:

$$\varepsilon(t) = \frac{\sigma - \sigma^*}{E_n} \left[1 - e^{-\frac{t E_n}{\eta}} \right], \quad (3.55)$$

при $t > t_1$, $\varepsilon(t) = \varepsilon(t_1)$ имеет вид:

$$\varepsilon(t) = \frac{\sigma^*}{E_p} \left[1 - e^{-\frac{(t-t_1) E_p}{\eta}} \right] + \varepsilon(t_1) e^{-\frac{(t-t_1) E_p}{\eta}} . \quad (3.56)$$

Суммируя формулы (3.55) и (3.56) получим:

$$\varepsilon(t) = \frac{\sigma^*}{E_p} e^{-\frac{(t-t_1) E_p}{\eta}} + \frac{\sigma - \sigma^*}{E_n} \left[e^{-\frac{t E_p}{\eta}} - e^{-\frac{t-t_1 E_p}{\eta}} - e^{-\frac{t_1 E_p}{\eta}} \right] . \quad (3.57)$$

Отсюда следует, что после снижения нагрузки σ до σ^* в течение времени деформации в грунте будут восстанавливаться до остаточного значения ε^p , внутренние напряжения будут снижаться до остаточного значения σ^* .

3.3.2. Деформации уплотнения грунта на основе модифицированной модели Кельвина – Фойгта при циклическом нагружении

В реальных условиях грунт находится в естественном (исходном) напряжённом состоянии, поэтому дополнительные деформации в грунте возникают, когда внешняя или сейсмическая нагрузка вызывает в грунте дополнительное циклическое напряжение, превышающее исходное напряжённое состояние, т.е. $\sigma_y = \sigma_{cm} + \Delta\sigma$.

Обозначим эти напряжения через: $\sigma_1^* = \gamma z$, где z – глубина от поверхности.

Пусть сверх σ_1^* к грунту приложена дополнительная внешняя нагрузка периодического действия, т.е.:

$$\sigma_{tot} = \sigma_1^* + \sigma_a \sin(\omega t), \quad (3.58)$$

где σ_a – амплитуда, ω – частота (круговая).

В качестве расчётной возьмём вязко-упругую модель Кельвина – Фойгта с учётом структурной прочности сжатия σ^* . Если к модели приложить начальное напряжение $\sigma_0 > \sigma^*$, которое уравнивается внутренним напряжением в модели, т.е. напряжением в пружине в вязком элементе (рис. 3.14), то можно записать, что

$$\sigma_{tot} = \sigma^* + \dot{\varepsilon}\eta_v + \varepsilon/m_v. \quad (3.59)$$

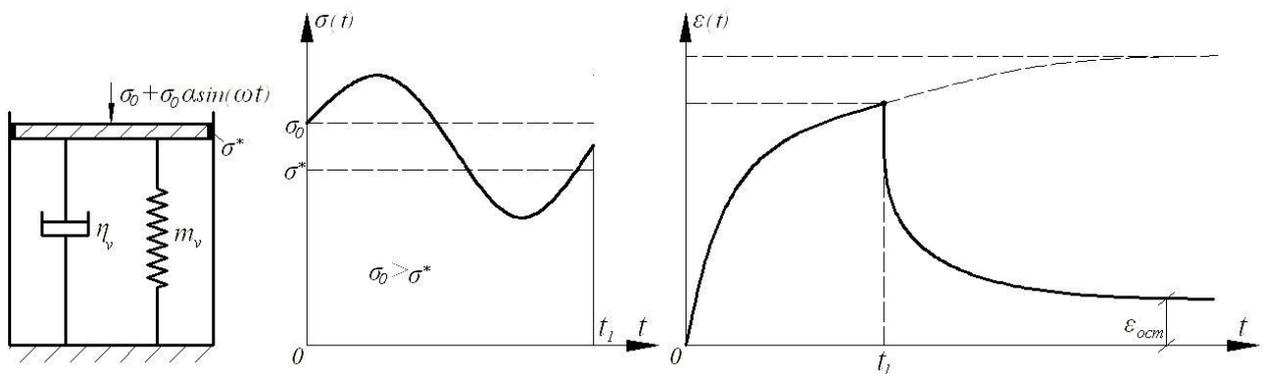


Рис. 3.14. Модифицированная реологическая модель Кельвина – Фойгта с дополнением исходного напряжённого состояния σ^* .

Сравнивая (3.58) и (3.59), получим

$$\sigma_0 + \alpha \sigma_0 \sin(\omega t) = \sigma^* + \dot{\varepsilon}\eta_v + \varepsilon/m_v, \quad (3.60)$$

где η_v и m_v – коэффициенты вязкости и относительной сжимаемости. Это уравнение можно записать в виде:

$$\underbrace{\dot{\varepsilon} + \varepsilon/\eta_v m_v}_p = \underbrace{(\sigma_0 - \sigma^*)/\eta_v + \left(\frac{\sigma_a}{\alpha \sigma_0 / \eta_v} \right) \sin(\omega t)}_{q(t)}. \quad (3.61)$$

Решение этого уравнения при $\varepsilon(t)=0$ имеет вид:

$$\varepsilon(t) = e^{-\int p t} \left[\int q(t) e^{\int p t} + C \right]. \quad (3.62)$$

Если в момент времени $t=t_1$ прекращать воздействие внешней нагрузки, то произойдет разуплотнение грунта, так как внутреннее напряжение превышает σ^* . Для этого следует рассмотреть решения исходного уравнения без циклической нагрузки с начальными условиями $t=t_1, \varepsilon(t)=\varepsilon(t_1)$, определенными по решению основного уравнения. Таким образом, имеем уравнение:

$$\dot{\varepsilon} + \varepsilon p = \sigma^* / \eta_v. \quad (3.63)$$

Тогда решение (3.62) имеет вид аналогичный (3.61):

$$\varepsilon(t) = \varepsilon(t_1) e^{-p(t-t_1)} + \sigma^* m_v \left[1 - e^{-p(t-t_1)} \right], \quad \varepsilon(\infty) = \sigma^* m_v. \quad (3.64)$$

Отсюда следует, что после разгрузки деформация $\varepsilon(t_1)$ уменьшается не до нуля, а до остаточного значения $\varepsilon^* = \sigma^* m_v$.

3.3.3. Влияние порового давления на деформацию грунта при статическом, циклическом и вибрационных воздействиях

Введение

В предыдущих разделах настоящей главы при построении расчетных моделей скелета грунтов основное внимание было уделено влиянию среднего напряжения $\sigma_m = (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)/3$ на деформирование грунтов, особенно при сдвиге. Было показано, что оно существенно, если учитывать, что под воздействием внешней нагрузки в водонасыщенном грунте, в том числе, предварительно уплотненном и стабилизированном (σ_c, τ_c) возникает избыточное поровое давление, и что оно разгружает скелет в соответствии с уравнением К. Терцаги:

$$\sigma'_m = \sigma_m - u_w. \quad (3.65)$$

Соппротивление грунтов деформациям объема и сдвига будет существенно зависеть от избыточного порового давления, которое в свою очередь зависит от степени водонасыщения. В этом нетрудно убедиться, если в уравнениях (3.7), (3.8), (3.10) вместо σ_m подставить σ'_m по (3.65). Следовательно, для количественной оценки влияния степени водонасыщения водонасыщенного грунта на его НДС при статическом, циклическом и вибрационном воздействиях необходимо определить избыточное поровое давление от таких воздействий, в том числе, в условиях трехосного сжатия, компрессии и простого сдвига, а также в грунтовом основании под воздействием внешней нагрузки. Прежде всего определим избыточное поровое давление в элементарном объеме грунта в условиях

закрытой системы, полагая, что поры грунта заполнены газосодержащей сжимаемой водой и отток воды отсутствует. Решение такой задачи при статическом воздействии приведено в главе 2.

Существует также эмпирическая формула для определения Δu_w , которая была предложена Скемптоном А.В. (1954) и Бишопом А. (1959), для условий симметричного трёхосного сжатия $\sigma_1 \neq \sigma_2 = \sigma_3$, которая имеет вид:

$$\Delta u_w = B \left(\Delta \sigma_3 + A (\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3) \right) . \quad (3.66)$$

Отмечается, что величина A и B в значительной степени зависят от состояния плотности грунта (нормально уплотнённый и переуплотнённый грунт), а также от вида напряжённого состояния.

Для условий плоской деформации $\Delta \sigma_2 = V (\Delta \sigma_2 - \Delta \sigma_1)$ и тогда:

$$\Delta u_w = \frac{1}{1 + n c_w / c_v} \left[\Delta \sigma_3 + \frac{1}{2} (\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3) \right] . \quad (3.67)$$

где c_w и c_v – коэффициенты объёмной сжимаемости поровой воды и скелета, соответственно.

3.3.4. Влияние реологических свойств грунтов на поровое давление в условиях компрессионного сжатия при отсутствии дренажа

В этом случае распределение действующего постоянного напряжения $\sigma = const$ между поровым давлением и скелетом грунта происходит во времени, причём вид функции $u_w(t)$ зависит от свойств ползучести скелета.

Случай, когда скелет грунта, обладает свойством линейной наследственной ползучести рассмотрен в работе [168]. Рассмотрим другие случаи.

Для скелета грунта, обладающего свойством, описываемым по модели Фойгта (рис. 3.15), имеем следующие уравнения для порового давления: $\varepsilon = \varepsilon_s = n \varepsilon_w$, $\sigma = \dot{\varepsilon} \eta_s + \varepsilon / m_s + u_w + \sigma^*$, где $u_w = \varepsilon / n m_w$, $\sigma = \sigma_s + \gamma_w$, где m_s , m_w – коэффициенты относительной сжимаемости скелета и поровой воды, соответственно, η_s – вязкость скелета, n – пористость грунта, σ^* – структурная прочность грунта.

Тогда получаем:

$$\dot{\varepsilon} + \frac{\varepsilon}{\eta_s} \left(\frac{1}{m_s} + \frac{1}{n m_w} \right) = \frac{\sigma - \sigma^*}{\eta_s} . \quad (3.68)$$

Решение этого дифференциального уравнения при $\varepsilon(0) = 0$ имеет вид:

$$\varepsilon(t) = (\sigma - \sigma^*) \frac{m_s n m_w}{m_w + n m_s} (1 - e^{-\lambda t}) . \quad (3.69)$$

$$\text{где } \lambda = \frac{1}{\eta_s} \left(\frac{1}{m_s} + \frac{1}{n m_w} \right) \cong \frac{(E_s + E_w / n)}{0,8 \eta_s} . \quad (3.70)$$

Для порового давления с учётом условия $\varepsilon = n \varepsilon_w$ получим выражение в виде:

$$u_w(t) = (\sigma - \sigma^*) \frac{m_v}{m_w + n m_s} (1 - e^{-\lambda t}) . \quad (3.71)$$

Отсюда следует, что $u_w(0) = 0$, $u_w(\infty) = (\sigma - \sigma^*) \frac{m_v}{m_w + n m_s}$.

Из (3.69) можно определить изменение приведенного коэффициента относительной сжимаемости и приведенного коэффициента вязкости во времени:

$$m_u(t) = \frac{m_v m_w n}{m_v + n m_w} (1 - e^{-\lambda t}), \quad \eta_u(t) = \frac{m_v + m_w n}{m_v n m_w p} e^{\lambda t} = \eta_s e^{\lambda t} . \quad (3.72)$$

Очевидно, что $m_u > m_v$, $\eta_u > \eta_v$ и, следовательно, это обстоятельство можно учитывать при рассмотрении задач о колебании фундамента на водонасыщенном основании.

Для модели скелета типа Максвелла (рис. 3.15 а) поровое давление в водонасыщенном грунте при неизменной нагрузке $\sigma = \text{const}$ можно определить исходя из следующих условий $\dot{\varepsilon} = \dot{\sigma}_s m_v + \sigma_s / \eta = n \dot{\varepsilon}_w = n \dot{u}_w m_w$, $\sigma = \sigma_s + u_w$, $\dot{\sigma}_s = -\dot{u}_w$, при $\sigma = \text{const}$.

Они приводят к рассмотрению дифференциального уравнения вида:

$$\dot{\varepsilon} + \varepsilon m_v \frac{1}{\eta_v (m_v + n m_w)} = \frac{\dot{\sigma} (n m_v m_w)}{m_v + n m_w} + \frac{\sigma n}{\eta_v (m_v + n m_w)} . \quad (3.73)$$

или

$$\dot{u}_w + u_w \frac{1}{\eta_v (m_v + n m_w) n m_w} = \frac{\sigma}{\eta_v (m_v + n m_w) n m_w} + \frac{\dot{\sigma}}{m_v + n m_w} . \quad (3.74)$$

При начальном условии:

$$u_w(0) = \frac{\sigma m_v}{m_v + n m_w} . \quad (3.75)$$

Уравнение (3.74) имеет решение в виде:

$$u_w(t) = \sigma(1 - e^{-\lambda t}) + u_w(0)e^{-\lambda t}, \quad \lambda = \frac{1}{\eta_v(m_v + nm_w)}. \quad (3.76)$$

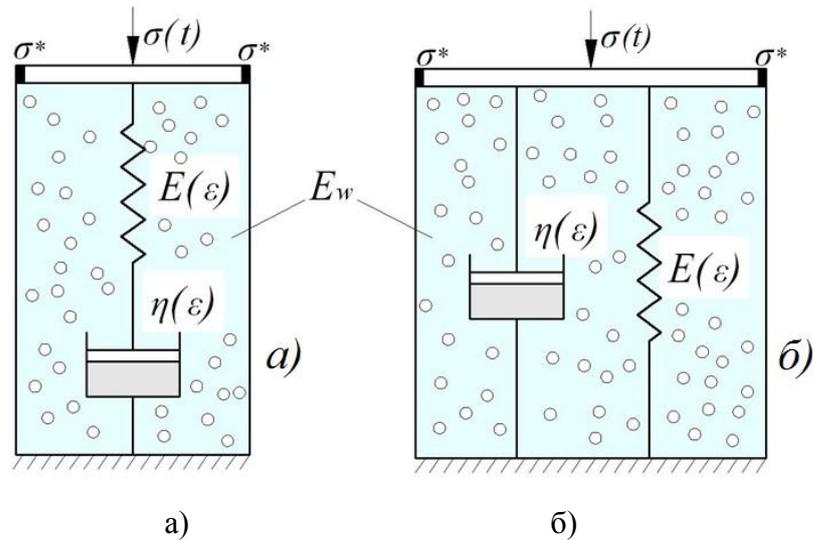


Рис. 3.15. Реологические модели водонасыщенного грунта, построенные на основе модели скелета по Максвеллу (а) и по Кельвину (б)

Из этого следует, что при $t \rightarrow \infty$ $u_w(t) = \sigma$, что существенно отличается от решения, полученного на основе модели Фойгта (3.71).

Учитывая, что $\varepsilon(t) = n\varepsilon_w = nu_w m_w$ из (3.76) можем записать, что:

$$\varepsilon(t) = nm_w \left[\sigma(1 - e^{-\lambda t}) + u_w(0)e^{-\lambda t} \right]. \quad (3.77)$$

Изложенные выше решения для определения порового давления в водонасыщенном грунте, скелет которого обладает реологическими свойствами, описываемые моделями Фойгта и Максвелла, можно развить на случай переменной нагрузки $\sigma_s = \sigma_a \sin \omega t$.

Рассмотрим задачи по определению порового давления при циклической нагрузке на основе модели Кельвина – Фойгта (рис. 3.15). Тогда получим следующее дифференциальное уравнение:

$$\dot{\varepsilon}(t)\eta + \frac{\varepsilon}{m_s} + \frac{n\varepsilon}{m_w} = \sigma_0(1 + \alpha \sin(\omega t)) - \sigma^*, \quad (3.78)$$

где обозначения m_s , m_w , α , σ_0 и σ^* те же, что и в (3.68).

Это уравнение можно использовать для определения $u_w(t)$ полагая, что $u_w(t) = \varepsilon(t)nm_w$.

Решение (3.78) можно представить в виде:

$$\varepsilon(t) = (\sigma_0 - \sigma^*) (1 - e^{-\lambda t}) m_s + \frac{\alpha}{\eta_s (\lambda^2 + \omega^2)} (e^{-\lambda t} \omega + p \sin \omega t - \omega \cos \omega t), \quad (3.79)$$

$$\text{где } \lambda = \frac{1}{\eta_s} \left(\frac{1}{m_s} + \frac{n}{m_w} \right).$$

Учитывая, что поровое давление связано с деформацией ε зависимостью вида:

$$u_w(t) = n_0 \varepsilon(t) / m_w, \quad (3.80)$$

где n_0 – начальная пористость.

Получим, что

$$u_w(t) = \frac{\sigma_0 - \sigma^*}{n_0 m_w} (1 - e^{-\lambda t}) m_w + \frac{\alpha}{n_0 m_w \eta_s (\lambda^2 + \omega^2)} (e^{-\lambda t} \omega + p \sin \omega t - \omega \cos \omega t). \quad (3.81)$$

При $t=0$ $u_w(0)=0$; а при $t \rightarrow \infty$.

$$u_w(t) = \frac{(\sigma_0 - \sigma^*) m_s}{n_0 m_w} + \frac{\alpha}{n_0 m_w \eta_s (\lambda^2 + \omega^2)} (p \sin \omega t - \omega \cos \omega t). \quad (3.82)$$

Если в момент времени $t=t_1$ остановить вибрационное воздействие и внешнюю нагрузку приравнять к $\sigma^* = \sigma$, то очевидно произойдет перераспределение порового давления во времени, но при этом возможно возникновения остаточного порового давления.

Решение уравнения (3.78) можно получить также численным способом. На рис. 3.16 ирис. 3.17 представлены кривые $\varepsilon(t)$, $u_w(t)$ при заданных параметрах при нагрузке и полной разгрузке, полученные прямым решением (3.78) с помощью Mathcad.

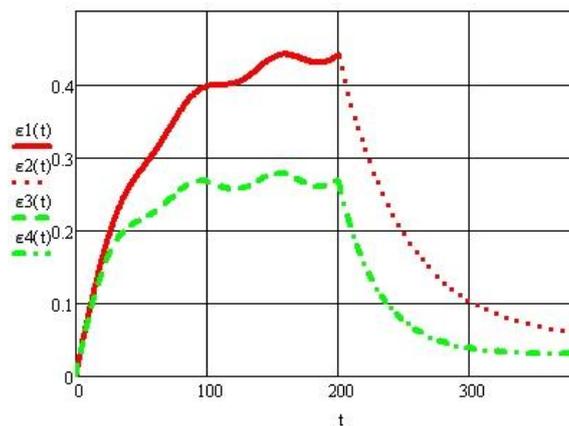


Рис. 3.16. Зависимости деформаций (ε) от времени в водонасыщенном ($\varepsilon 1$ - нагрузка, $\varepsilon 2$ - разгрузка) и не водонасыщенном ($\varepsilon 3$ - нагрузка, $\varepsilon 4$ - разгрузка) грунте по формуле (3.78)

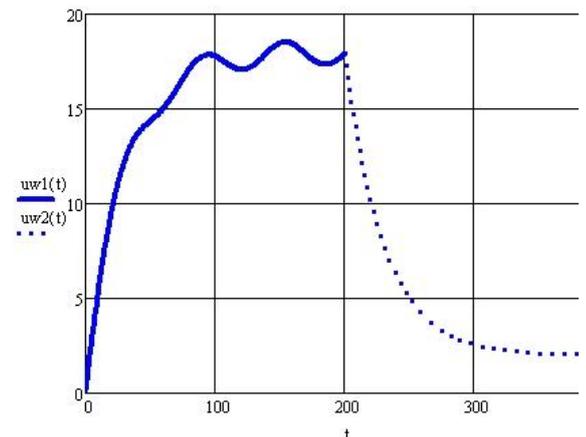


Рис. 3.17. Зависимость порового давления (u_w) от времени в водонасыщенном грунте ($u_w 1$ - нагрузка, $u_w 2$ - разгрузка) по формуле (3.78)

На рис. 3.18 представлен график функции $\varepsilon_I(t)$, рассчитанный по формуле (3.80) при заданных значениях параметров σ_1^* , m_s , m_w , η_s , ω и $\sigma_I > \sigma_1^*$.

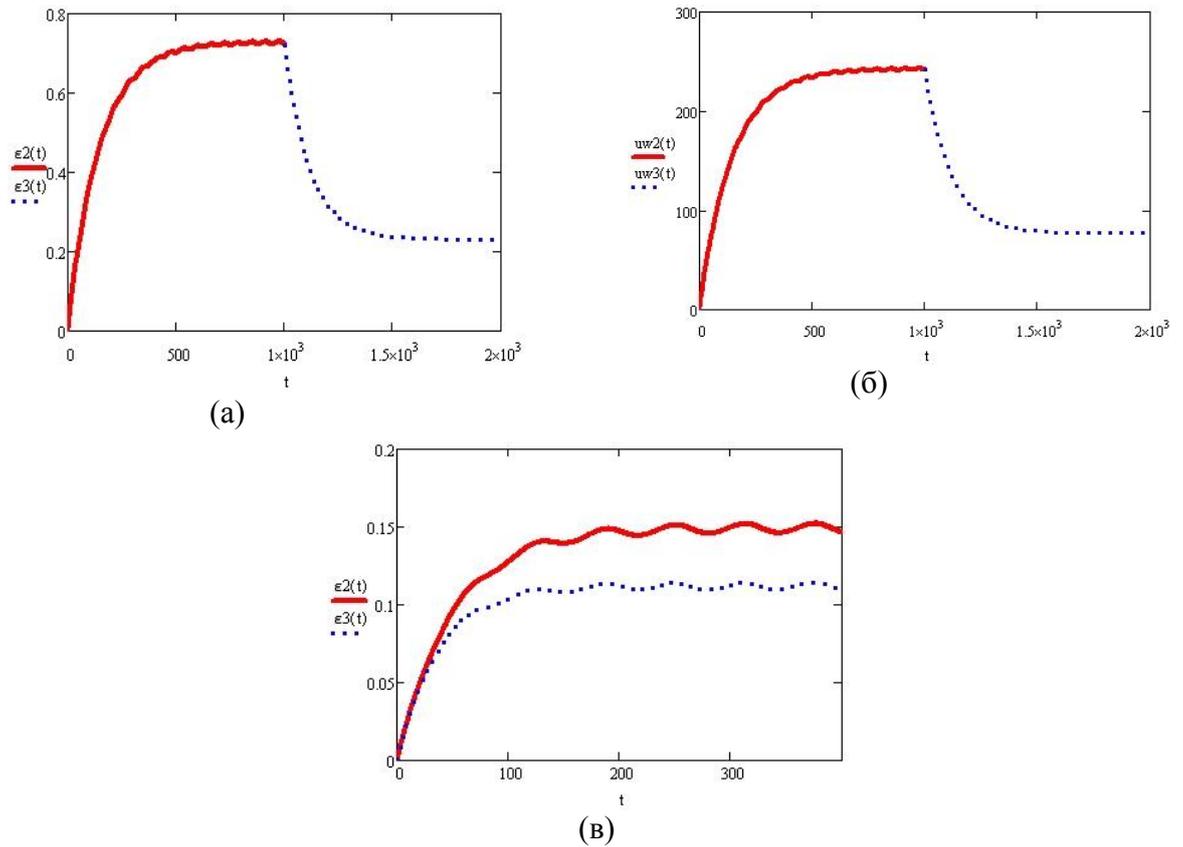


Рис. 3.18. Зависимости $\varepsilon(t)$ (а,в) и $u_w(t)$ (б) построенные на основании уравнения (3.80) при нагрузке и разгрузке. (в) - зависимости $\varepsilon(t)$ с учётом ($\varepsilon_2(t)$) и без учёта ($\varepsilon_3(t)$) порового давления

Сдвиг

Для описания процесса виброползучести в этом случае воспользуемся модифицированной моделью Кельвина - Фойгта, т.е.

$$\tau = \tau^*(t) + \dot{\gamma}\eta_\gamma + \gamma G. \quad (3.83)$$

где $\tau^*(t) = \sigma_I(t) \operatorname{tg}\phi + c$, η_γ – вязкость при сдвиге, ϕ и c – угол внутреннего трения и сцепление, $\sigma_I(t)$ – уплотняющая нагрузка.

Решение уравнения (3.83) при условии $\gamma(0)=0$ можно представить в виде:

$$\gamma(t) = \frac{\tau - \sigma_0 \operatorname{tg}\phi - c}{G} (1 - e^{-pt}) - \frac{\sigma_0 \alpha \operatorname{tg}\phi}{\eta_\gamma (p^2 + \omega^2)} (p \sin(\omega t) - \omega \cos(\omega t) + \omega e^{-pt}), \quad (3.84)$$

где $p = G/\eta_\gamma$.

На рис. 3.19 представлен график функции $\gamma(t)$, рассчитанный по формуле (3.83) при различных значениях параметров G , ϕ , c , η_s , ω , σ_0 , τ .

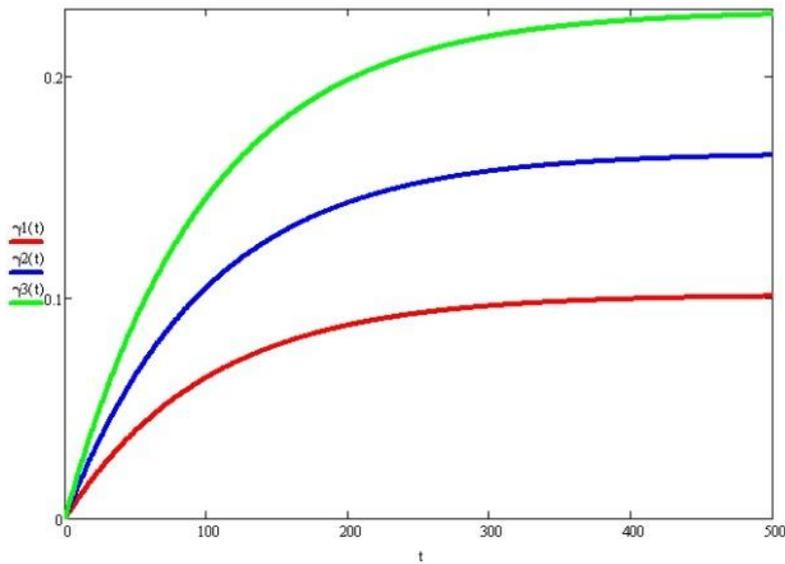


Рис. 3.19. Зависимости $\gamma(t)$ построенные на основании уравнения (3.84)

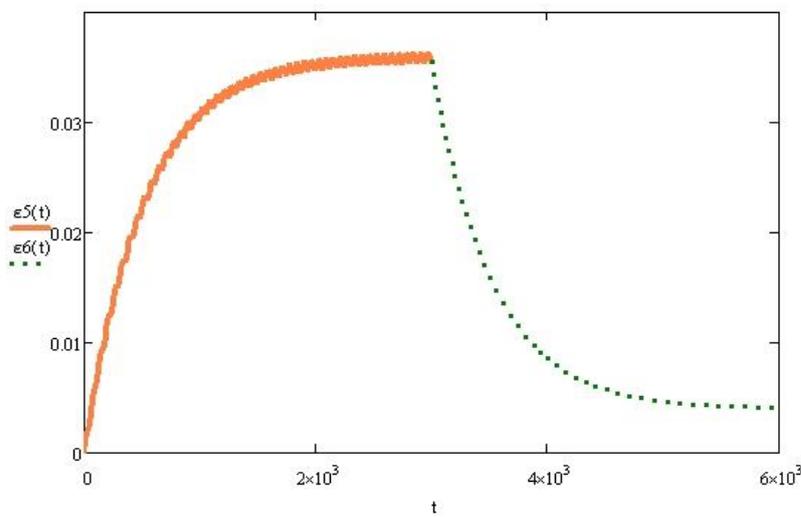


Рис. 3.20. Зависимость деформаций водонасыщенного грунта от времени при нагрузке и разгрузке по модифицированной модели Максвелла (с учётом упрочнения и структурной прочности) по (3.84)

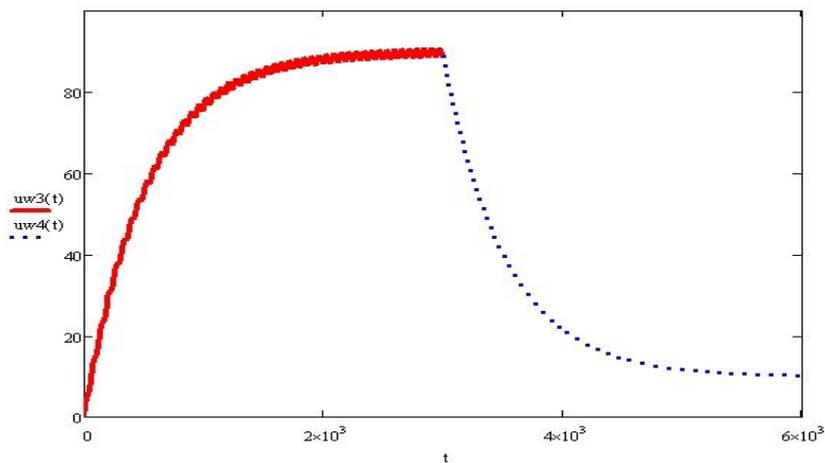
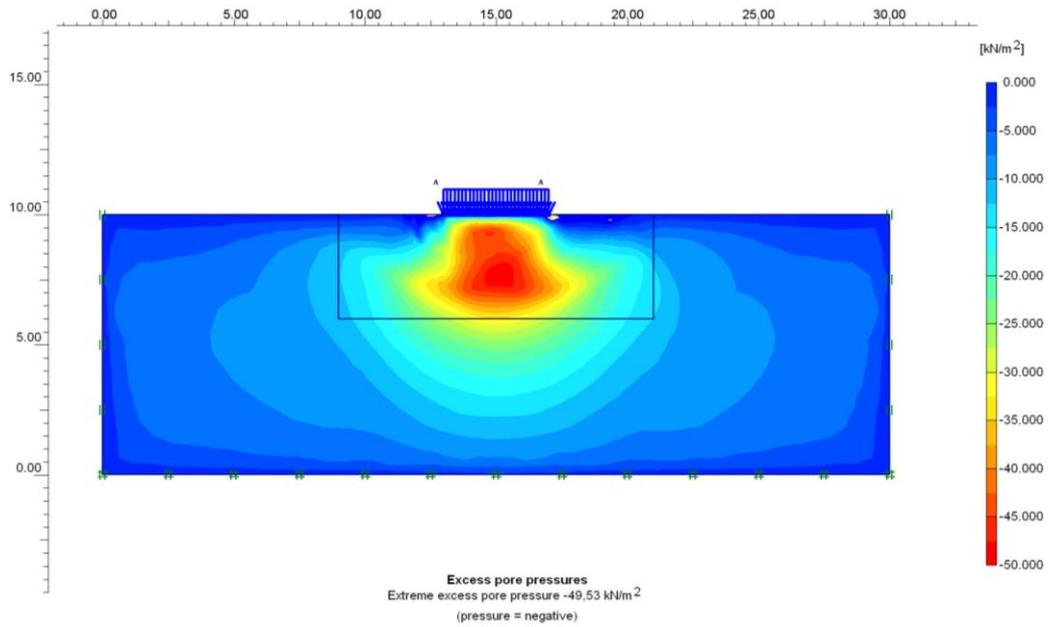
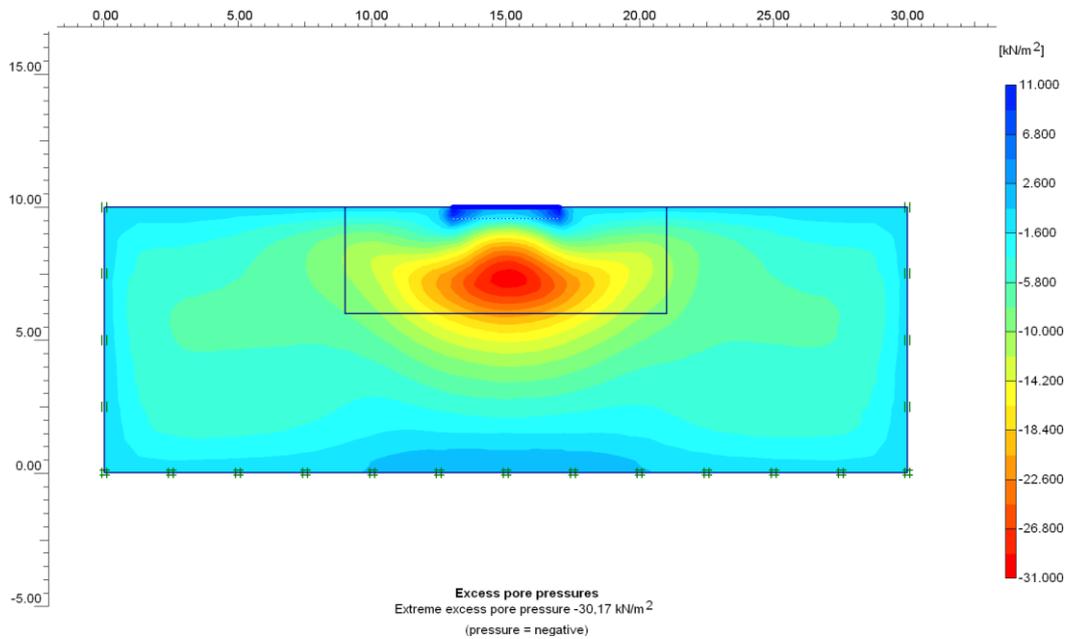


Рис. 3.21. Зависимость порового давления водонасыщенного грунта от времени при нагрузке и разгрузке по модифицированной модели Максвелла (с учётом упрочнения и структурной прочности) по (3.84)



(а)



(б)

Рис. 3.22. Изополя избыточного порового давления в массиве грунта под штампом после приложения (а) и снятия (б) нагрузки, рассчитанные по МКЭ

В случае использования модели Максвелла получим уравнения, описанные в разделе 3.1.

Решение (3.84) имеет вид:

$$u_w(t) = e^{-\int \lambda dt} \left[\int q e^{\int \lambda dt} + c \right]. \quad (3.85)$$

$$\text{где } \lambda = \frac{1}{\eta(nm_w + m_s)}; \quad q = \frac{\sigma(t)}{\eta(nm_w + m_s)} + \frac{\dot{\sigma}(t)m_s}{(nm_w + m_s)}. \quad (3.86)$$

$$(\sigma(t) - u_w(t))m_s = nu_w(t)m_w; u_w(0) = \frac{\sigma(0)m_s}{(nm_w + m_s)} \quad (3.87)$$

На рис. 3.20 – рис. 3.21 представлены графики $\varepsilon(t)$ без учёта и с учётом порового давления и $u_w(t)$, а на рис. 3.22 показаны изополя избыточного порового давления в массиве грунта.

3.4. Деформации грунта при циклическом П-образном и синусоидальном изменении нагрузки (рис. 3.23 а, б)

В предыдущем разделе настоящей главы были изложены теоретические основы для описания физических уравнений грунтовой среды с учетом упругих, упруго-пластических и упруго-вязко-пластических свойств при различных режимах нагружения без разгрузки.

При циклическом П-образном нагружении и разгрузке вида (рис. 3.23а) напряжение меняется по закону:

$$\tau = \tau_c \pm \tau_a f(t), \quad (3.88)$$

где τ_c – статическая нагрузка; τ_a – амплитуда нагрузки, а функция $f(t)$ дается разложением в тригонометрический ряд Фурье [22]:

$$f(t) = \frac{4}{\pi} \left(\sin \omega t + \frac{\sin 3\omega t}{3} + \dots \right). \quad (3.89)$$

При низкочастотном синусоидальном воздействии (рис. 3.23б):

$$f(t) = \sin \omega t, \quad (3.90)$$

Получаем

$$\tau = \tau_c + \tau_a \sin \omega t. \quad (3.91)$$

Использование этих функций для определения средней скорости деформаций ползучести связано с большими трудностями. Оно зависит от вида уравнения ползучести $\dot{\gamma} = f(\tau)$, причем $\bar{\dot{\gamma}} > \dot{\gamma}_c$ (рис. 3.23в и 3.23г).

При этом предполагается, что зависимость $\dot{\gamma}_i(\tau)$ при переменной нагрузке сохраняется в том же виде, как и при $\tau = const$. Так, например, при уравнении скорости ползучести при сдвиге вида:

$$\dot{\gamma} = \gamma^* sh \frac{\tau}{\tau^*}. \quad (3.92)$$

Средняя скорость угловой деформации

$$\bar{\dot{\gamma}} = \frac{\gamma^*}{2\pi} \int_0^{2\pi} sh \left(\frac{\tau_c + \tau_a \sin \lambda}{\tau^*} \right) d\lambda. \quad (3.93)$$

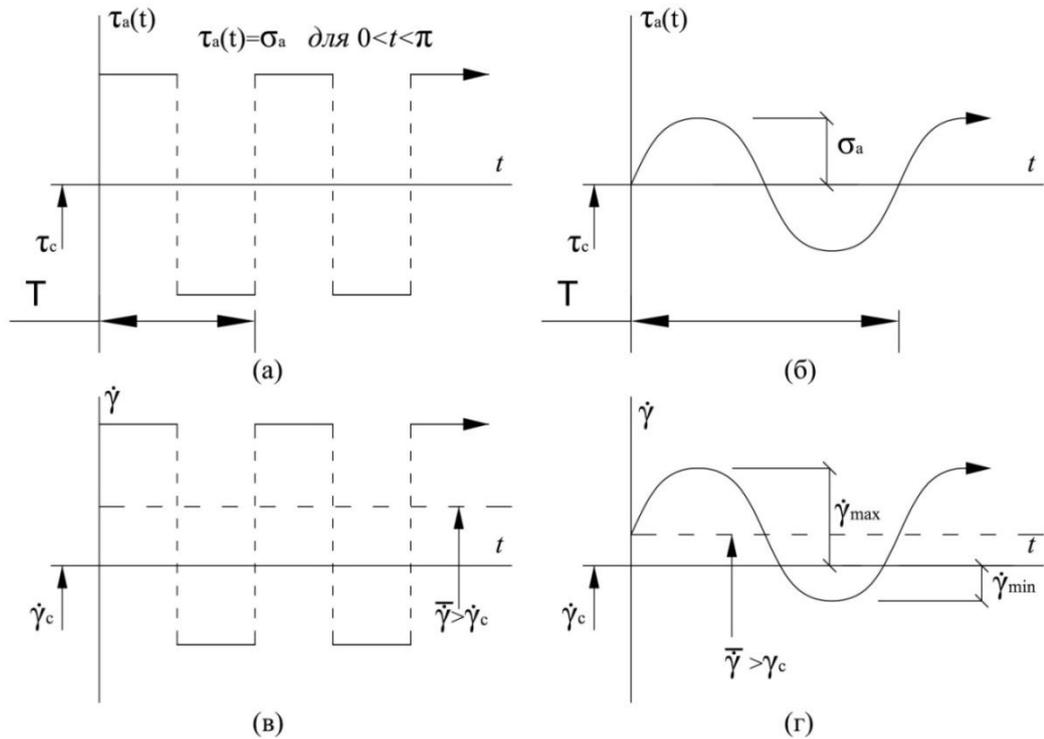


Рис. 3.23. Схематическое представление изменения циклического (а) и низкочастотного вибрационного (б) воздействий с амплитудой σ_a , частотой ω и периодом T и изменения скорости ползучести при циклическом (в) и низкочастотном вибрационном (г) воздействиях

В случае циклического воздействия в скобках подинтегральной функции (3.93) получится ряд из синус-функций. Интегрирование (3.93) в этом случае связано большими трудностями и часто приводит к сложным специальным функциям [99]. Очевидно, что при учете изменения свойств ползучести при нагрузке и разгрузке решение проблемы оценки средней скорости ползучести осложняется еще больше. Таким образом, среднюю скорость деформаций ползучести предлагают определить Надаи [99] и Работнов [109].

Известно, что скачкообразное П-образное изменение напряжений трудно учитывать при описании деформаций ползучести. Однако это удобно для описания остаточных деформаций, полагая, что в короткое время пластические деформации развиваются «мгновенно» или за «короткое» время [108,109].

В настоящей работе рассматривается другая задача – определение остаточных деформаций при циклическом и вибрационном воздействиях. Полагая, что после каждого цикла возникает остаточная деформация вследствие эффекта мгновенной пластичности или кратковременной ползучести [109] за счет разности модулей грунтовой среды при нагрузке и при разгрузке, т.к. G_n меньше, чем G_p в 5-10 раз. Такая задача имеет важное значение для грунтовой среды, тем более, что учитывается изменение параметров

деформирования на каждом цикле обратно пропорционально количеству циклов N , т.е. грунт упрочняется. В связи с этим нами был предложен приближенный метод описания деформаций при циклическом воздействии, полагая, что в интервале одного цикла нагрузки – разгрузки накапливается остаточная деформация в связи с разностью свойств ($E_p > E_n$) и что на каждом цикле имеет место упрочнение грунта пропорционально количеству циклов.

3.4.1. Деформации грунта при циклическом П-образном воздействии (рис. 3.24)

В этом случае в каждом цикле, как правило, возникает остаточная деформация, пропорционально амплитуде, частоте и периоду действия циклической нагрузки, причем с ростом количества циклов величина остаточной деформации уменьшается, однако суммарная деформация растет пропорционально логарифму от количества циклов N согласно уравнению (3.30).

Эта закономерность подтверждается многочисленными испытаниями грунтов в условиях компрессионного (рис. 3.24) и трехосного сжатия (рис. 2.9).

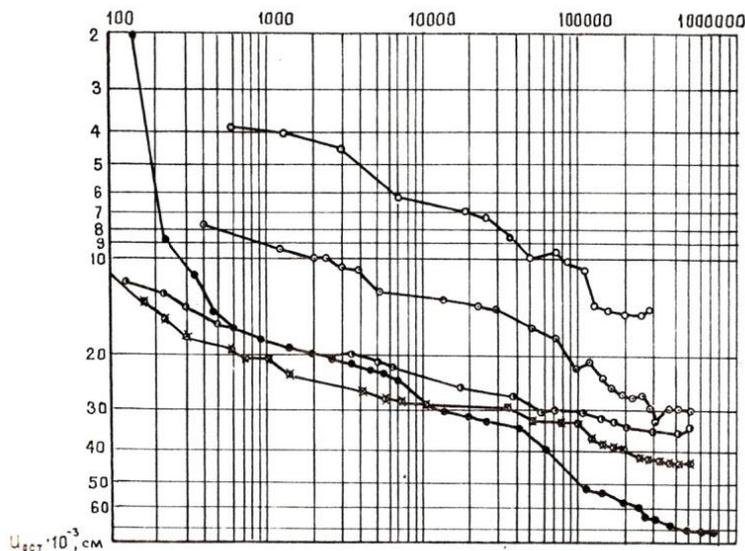


Рис.3.24. Закономерности накопления остаточных деформаций в грунтовых образцах при многократном нагружении пяти различных образцов грунта по опытам Пилипенко А.С. (Омский филиал СоюзДорНИИ)

Если изменить количество циклов временем их действия, т.е. $N = t/T$, где $T = 2\pi/\omega$ – период изменения нагрузки, можно представить зависимость (3.30) в виде:

$$\varepsilon(t) = \varepsilon(1) \cdot (1 + \ln t/T). \quad (3.94)$$

Таким образом, задача сводится к определению остаточной деформации за один цикл нагружения и разгрузки с учетом упрочнения или разупрочнения. В первом случае циклическое нагружение может привести к затухающей деформации типа (3.30), а во втором случае к прогрессирующему деформированию или прогрессирующему разрушению.

Для определения остаточной деформации за один цикл нагрузки-разгрузки, очевидно, следует учитывать разницу между модулем нагрузки и разгрузки и их изменение в зависимости от количества циклов. Если обозначить в i -ом цикле модули деформации грунта от действия амплитуды напряжения $\bar{\sigma}_a$ через $E_H(i)$ и $E_P(i)$, то в i -ом цикле получим остаточную деформацию, равную

$$\Delta\varepsilon(i) = \bar{\sigma}_a \left(\frac{1}{E_H(i)} - \frac{1}{E_P(i)} \right). \quad (3.95)$$

где $\bar{\sigma}_a$ - среднее значение амплитуды $\sigma_a(t) = \sigma_a \sin \omega t$, т.е.

$$\bar{\sigma}_a = \frac{2\sigma_a}{\pi}, \quad (3.96)$$

причем, за N циклов будет накапливаться деформация, которая определяется зависимостью

$$\varepsilon(n) = \sum_{i=1}^{i=N} \Delta\varepsilon(i). \quad (3.97)$$

Примем в первом приближении, что разность в скобках в (3.95) уменьшается обратно пропорционально количеству циклов i , т.е. $\Delta\varepsilon(i) = \varepsilon(1) / i$. Тогда суммарная деформация от циклического нагружения получается равной

$$\varepsilon(n) = \Delta\varepsilon(1) \sum_{i=1}^{i=N} \frac{1}{i}. \quad (3.98)$$

Сумма ряда от $(1/i)$ известна [22] и равна

$$\sum_{i=1}^{i=\infty} \frac{1}{i} \cong C_3 + \ln N, \quad (3.99)$$

где $C_3=0,5772$ - число Эйлера. В справедливости такого представления суммы можно убедиться, взяв 10 членов ряда. Для удобства дальнейших изложений и с учетом ограниченного количества циклов $N < \infty$ можно в первом приближении зависимость (3.98) и представить в виде (3.30), т.е. получаем

$$\varepsilon(N^*) = \varepsilon^*(1)(1 + \ln N^*). \quad (3.100)$$

Аналогичную зависимость можно получить, если заменить количество циклов на время, т.е. i на t/T , тогда получим:

$$\varepsilon(t) = \varepsilon^*(1) \left(1 + \ln \frac{t}{T} \right). \quad (3.101)$$

где $T=2\pi/\omega$.

Сравнивая уравнение (3.100) с эмпирической зависимостью, основанной на многочисленных экспериментальных исследованиях (рис.2.9), можно утверждать, что принятая закономерность роста модулей деформации по (3.98) оправдана.

Механизм накопления остаточных деформаций при компрессии или при чистом сдвиге можно представить следующим образом (рис. 3.25)

Для определения величины остаточных деформаций сдвига и объема при циклическом нагружении по траектории раздавливания, начиная с точки τ_{i0} и σ_{m0} , следует определить в первую очередь тангенциальные модули сдвиговой и объемной деформаций, полагая, что они описываются нелинейными функциями вида (3.8) и (3.9), соответственно. Тогда получаем:

$$G_t = G \frac{(\tau_{i0}^* - \tau_{i0})^2}{\tau_{i0}^* (\tau_{i0}^* - 2\tau_{i0})} \quad (G_t = G_H) \quad (3.102)$$

$$K_t = e^{\alpha \sigma_{m0}} / \varepsilon^* G \cdot \alpha \quad (K_t = K_p) \quad (3.103)$$

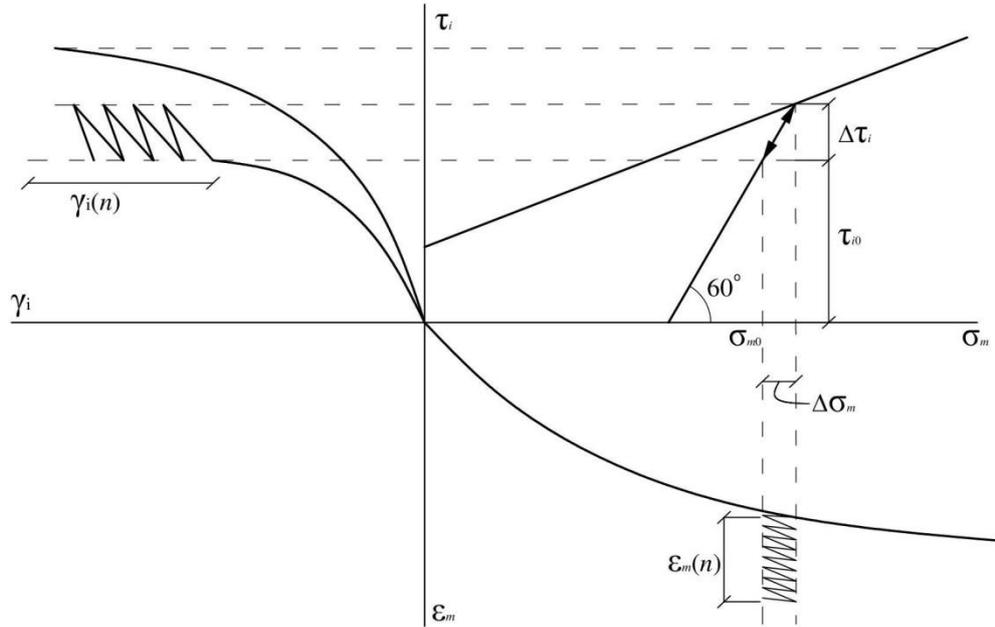


Рис. 3.25. Схематическое представление механизма накопления остаточных деформаций сдвига ($\gamma_i(n)$) и объема ($\varepsilon_m(n)$) при циклическом нагружении образца грунта в трехосном приборе по траектории раздавливания $\sigma_2 = \sigma_3 = \text{const}$, $\Delta\sigma_1(t) = \Delta\sigma_1 \cdot \sin \omega t$,

$$\Delta\tau_i = \frac{\Delta\sigma_1}{\sqrt{3}} \cdot \sin \omega t, \quad \Delta\sigma_m(t) = \frac{\Delta\sigma_1}{3} \cdot \sin \omega t \quad (3.104)$$

Приращения деформаций сдвига и объема в этом случае при амплитудах $\Delta\tau_i$ и $\Delta\sigma_m$ за первый цикл будут:

$$\Delta\gamma_i(t) = \Delta\tau_i \left(\frac{1}{G_H(1)} - \frac{1}{G_p(1)} \right); \quad \Delta\varepsilon_m(t) = \Delta\sigma_m \left(\frac{1}{K_H(1)} - \frac{1}{K_p(1)} \right). \quad (3.105)$$

Если учитывать, как и прежде, что в процессе циклического нагружения G_H и G_p , а также K_H и K_p растут прямо пропорционально количеству циклов i , то получим:

$$\gamma_i(N) = \Delta\tau_i \sum_{i=1}^N \frac{1}{i} \left(\frac{1}{G_H(1)} - \frac{1}{G_p(1)} \right) \approx \Delta\gamma_i(1) \ln(1 + \ln N); \quad (3.106)$$

$$\varepsilon_m(t) = \Delta\sigma_m \sum_{i=1}^N \frac{1}{i} \left(\frac{1}{K_H(1)} - \frac{1}{K_p(1)} \right) \approx \Delta\varepsilon_m(1) \ln(1 + \ln N). \quad (3.107)$$

Для определения осадки основания с учетом циклического и вибрационного воздействий при определении статического модуля деформации к статической

деформации ε_c следует добавить накопленную деформацию от циклического воздействия $\varepsilon(N)$, т.е.:

$$K_{ц,в} = \Delta\sigma_1 / (\varepsilon_c + \varepsilon(N)). \quad (3.108)$$

В случае развития деформации сдвига при циклическом воздействии несколько иная ситуация. С ростом действующего статического касательного напряжения τ_c тангенциальный модуль сдвига уменьшается (рис. 3.25). Зависимость тангенциального модуля сдвига от τ_c можно получить, если известна зависимость угловой деформации от касательного напряжения, т.е. $\gamma(\tau)$. Рассмотрим случай, когда $\gamma(\tau)$ представляется по формуле Тимошенко, в виде

$$\gamma = \frac{\tau}{G} \frac{\tau^*}{\tau^* - \tau}. \quad (3.109)$$

где $\tau^* = \sigma \cdot tg\varphi + c$; G – модуль сдвига при $\tau \rightarrow 0$.

В этом случае тангенциальный модуль при $\sigma = const$ зависит от отношения $\Delta\tau/\Delta\gamma$. Дифференцируя уравнение (3.109) по τ , получаем

$$G_t = G \frac{(\tau^* - \tau)^2}{\tau^*(\tau^* - 2\tau)}. \quad (3.110)$$

Видно, что тангенциальный модуль стремительно снижается с ростом τ и при $\tau \rightarrow \tau^* G_t \rightarrow 0$.

Если же по-прежнему считать, что модуль разгрузки превышает тангенциальный модуль сдвига, т.е. $G_p \gg G_t$, причем они оба растут с ростом количества циклов i при $\tau_i = const$ и $\sigma = const$, то получаем:

$$\gamma(N) = \Delta\gamma(1)(1 + \ln N), \quad (3.111)$$

$$\text{где } \Delta\gamma(1) = \tau_a \left(\frac{1}{G_n(1)} - \frac{1}{G_p(1)} \right) \quad (3.112)$$

Поскольку G_t зависит не только от действующего касательного напряжения τ , но и сжимающего напряжения σ_c , следует предположить, что с ростом σ_c остаточная деформация сдвига при одной и той же амплитуде $\tau_a = const$ уменьшается с ростом σ_1 . Для определения сдвиговой деформации от статического напряжения τ_c и циклического нагружения следует определить приведенный модуль сдвига по формуле:

$$G_0 = \tau_c / (\gamma_c + \gamma_{ц}). \quad (3.113)$$

Поскольку предельное сопротивление сдвигу в грунтах зависит не только от действующего касательного напряжения $\tau_c + \tau_a$, но и накопленной сдвиговой деформации, следует оценить прочность грунтов из условия

$$\gamma(\tau_c + \tau_a) \leq \gamma^* \approx 0,15 \div 0,2. \quad (3.114)$$

Отсюда следует, что предельное состояние по деформациям сдвига может наступать раньше, чем при $\tau_c + \tau_a = \tau^*$.

Если учитывать, что тангенциальный модуль при циклическом нагружении растёт пропорционально количеству циклов i , а модуль разгрузки не меняется, то можно определить критическое значение количества циклов ($i_{кр}$), при котором дальнейшее накопление остаточных деформаций не происходит. Приравнявая (3.108) к нулю и полагая, что $G(i) = G_t(1) \cdot i$, а $G_p(i) = G_p = const$, получаем

$$i_{кр} = G_p / G_t(1). \quad (3.115)$$

Подставляя сюда значение $G_t(1)$ из (3.74) и полагая в первом приближении $G_p \approx G$, получаем

$$i_{кр} = \frac{\tau^*(\tau^* - 2\tau)}{(\tau^* - \tau)^2}. \quad (3.116)$$

С другой стороны при известных значениях γ_i и γ^* критическое количество циклов $i_{кр}$, после которого деформации сдвига достигают предельного значения, можно определить по формуле

$$\gamma^* = \gamma_c + \Delta\gamma(N), \quad (3.117)$$

$$\text{где } \Delta\gamma(n) = \Delta\gamma(1)(1 + \ln n) \quad (3.118)$$

Отсюда следует, что

$$1 + \ln N^* = (\gamma^* - \gamma_c) / \Delta\gamma(1) \quad (3.119)$$

и окончательно

$$N^* = \exp[(\gamma^* - \gamma_c) / \Delta\gamma(1) - 1]. \quad (3.120)$$

Это означает, что критическое количество циклов N^* зависит от степени приближения $\gamma + \Delta\gamma(N)$ к γ^* . Следовательно, N^* зависит от начального напряженного состояния по кривой $\gamma(\tau)$ (рис. 3.25). Чем ближе $\gamma_c + \Delta\gamma(N)$ к γ^* , тем при меньшем количестве циклов можно достичь предельного значения γ^* .

Этот вывод имеет важное практическое значение, т.к. при исследованиях грунтов на циклическую и вибрационную нагрузку следует учитывать исходное НДС грунта при действии статической нагрузки τ_c и собственного веса грунта, т.к. G_t грунта зависит и от τ_c , и от σ_c .

3.4.2. Колебание системы фундамент – водонасыщенное основание с учётом реологических свойств и упрочнения грунтов

Известно, что одной из важных задач динамики грунтов является расчёт колебаний системы фундамент – основание (далее «система») при импульсном и синусоидальном воздействиях с целью определения амплитуды и частот колебания системы, возможности возникновения резонансной ситуации и влияния колебаний системы на окружающий массив грунта, а также возможности развития дополнительных осадок фундамента при вибрационном воздействии. В настоящей работе основное внимание уделено

количественной оценке развития дополнительной осадки фундамента вследствие колебания системы с учётом упруго – вязко – пластических свойств грунтов основания без учета и с учетом степени водонасыщения (рис. 3.26). Известно, что в общем случае колебания системы описываются дифференциальным уравнением вида:

$$m\dot{z} + K_u e^{\beta t} z + \eta_u e^{\alpha t} \dot{z} + F \text{sign}(\dot{z}) = p \sin \omega t, \quad (3.121)$$

где $\eta(t) = \eta_u e^{\alpha t}$; $K_u(t) = K_u e^{\beta t}$, где $\eta_u(t)$, $K_u(t)$ – приведенные параметры переменной вязкости и жесткости в модели (рис. 3.15) по Кельвину (3.72) соответственно; F – трение по боковой поверхности заглубленного фундамента; α , β – параметры упрочнения, $\text{sign}(\dot{z}) = \begin{cases} 1 & \text{при } \dot{z} > 0 \\ -1 & \text{при } \dot{z} < 0 \end{cases}$, $k_u = c_{zu} \cdot A$ – коэффициент жесткости основания, c_{zu} – коэффициент упругого равномерного сжатия водонасыщенного основания, A – площадь фундамента, $c_{zu} = E_u \left(1 + \sqrt{A_v / A}\right)$, $E_u = E_s + E_w / m$, причем $c_{zu} > c_z$.

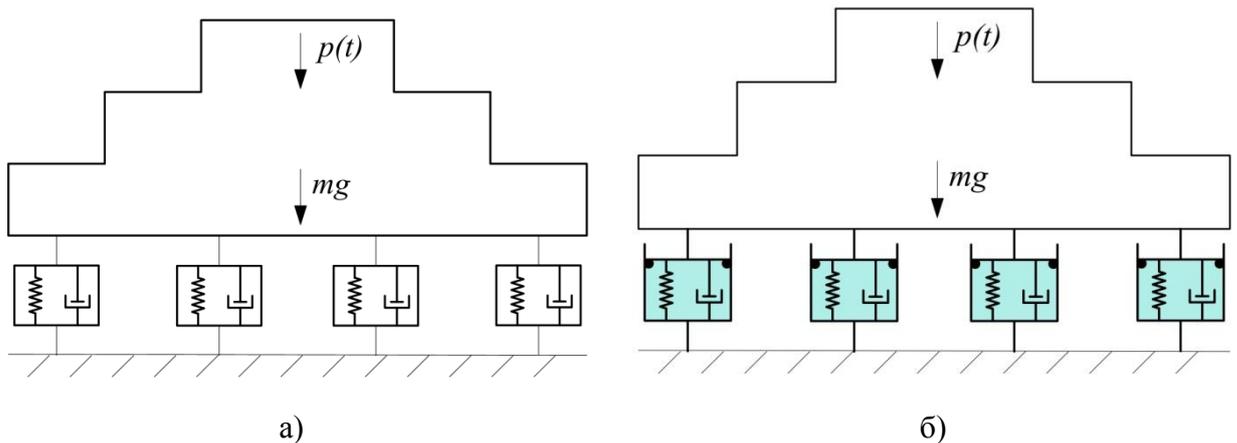
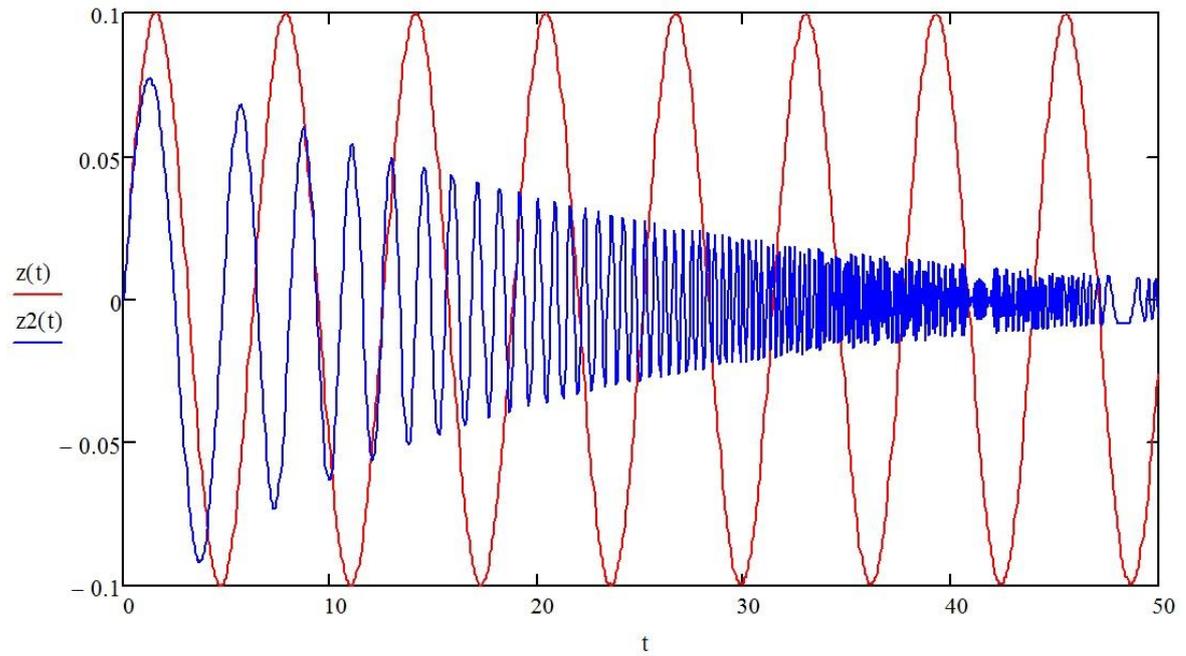


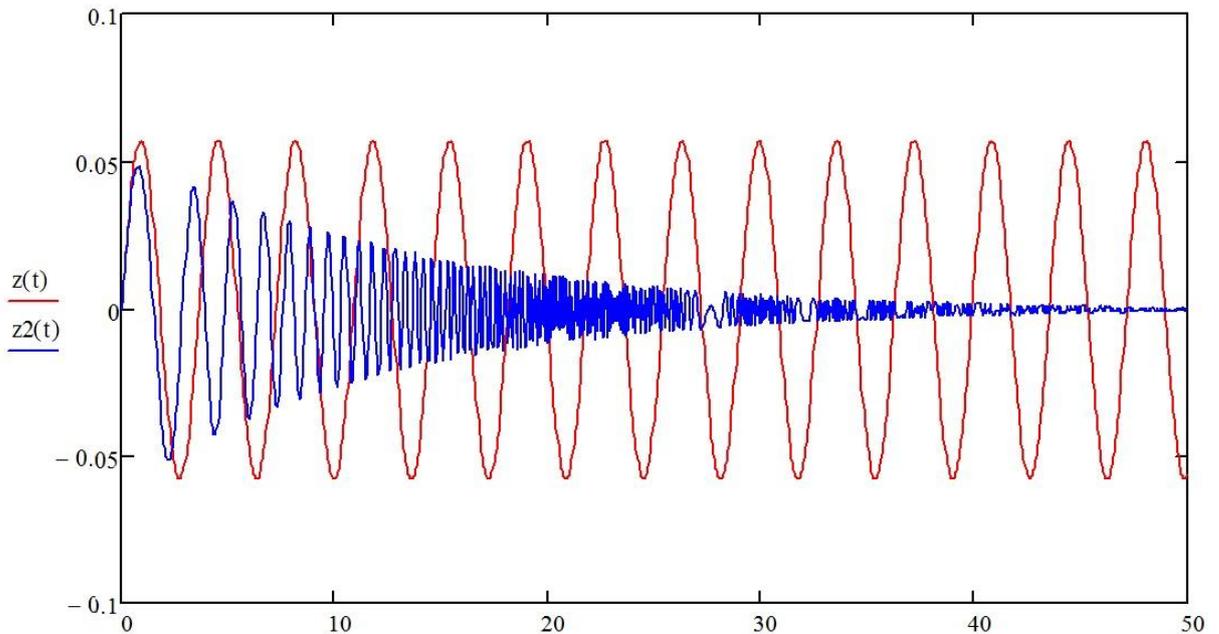
Рис. 3.26. Расчётные схемы вертикальных колебаний системы фундамента на упруго – вязко – пластическом неводонасыщенном (а) и водонасыщенном (б) основании

В случае водонасыщенного основания следует заменить вязкость и коэффициент постели на их приведенные значения, определяемые по (3.72).

Поскольку $\eta_u(t) > \eta(t)$, $K_u(t) > K(t)$, то решение (3.121) приводит к различным видам колебания фундамента. В частности амплитуда свободных колебаний при $p=0$ и время затухания колебания меньше в водонасыщенном основании при условии отсутствия дренажа (рис. 3.27).



а)



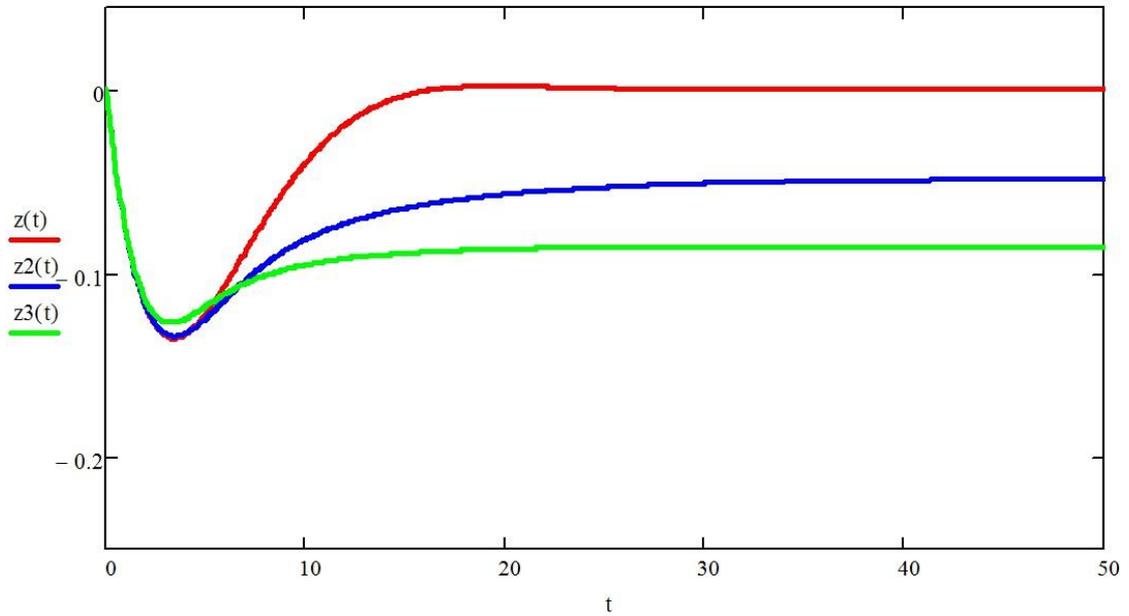
б)

Рис. 3.27. Свободное колебание фундамента на винклеровском основании с начальной скоростью 0,1 м/с без учета (а) и с учетом (б) водонасыщения: $z(1)$ – без учета трения и упрочнения ; $z(2)$ – то же при $\beta=0,3$. Примечание: во всех случаях принято $\eta=0$. Расчеты производились по формуле (3.121) без правой части

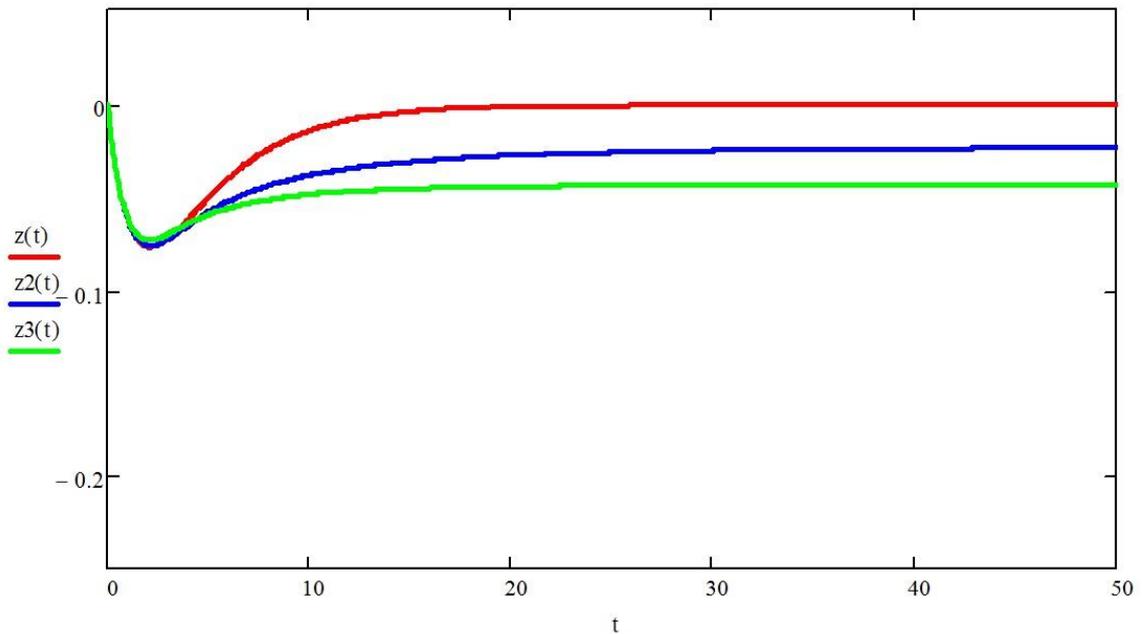
В случае вынужденных колебаний кривые $z(t)$ имеют вид, представленный на рис. 3.28. Рассмотрим случай, когда $K(t) = K = \text{const}$, $\eta(t) = \eta_0 e^{\alpha t}$, $F = \text{const}$, тогда получаем

$$m\ddot{z} + K_u z + \eta_u e^{\alpha t} \dot{z} + F = p \cdot \sin \omega t . \quad (3.122)$$

Результаты расчета по этой формуле для неводонасыщенного и водонасыщенного основания представлены на рис. 3.28.



а)



б)

Рис. 3.28. Графики вынужденного колебания фундамента на неводонасыщенном (а) и водонасыщенном (б) основании с учетом неупругого сопротивления при $K = \text{const}$: $z(1) - \alpha = 0$; $z(2) - \alpha = 0,1$; $z(3) - \alpha = 0,2$ после импульсного воздействия

3.4.3. Развитие сдвиговой деформации под действием постоянного касательного напряжения и дополнительного циклического уплотняющего напряжения

Однородный неводонасыщенный грунт

В инженерной практике часто встречаются условия, когда при неизменном касательном напряжении развиваются дополнительные сдвиговые деформации, обусловленные воздействием периодического и изменяющегося дополнительного (сверхстатичного) нормального напряжения амплитудой $\Delta\sigma_m = \sigma_a$. Приращение угловой деформации в случае П-образного изменения дополнительного нормального напряжения за один цикл нагружения и разгрузки можно определить на основании формулы Тимошенко С.П. (3.9), которое можно представить в виде:

$$\Delta\gamma(1) = \frac{\tau}{G} \left[\frac{1}{1 - \tau / \tau_n^*} + \frac{1}{1 - \tau / \tau_p^*} \right], \quad (3.123)$$

где $\tau_n^* = (\sigma_c + \sigma_a) \operatorname{tg}\varphi > \tau_p^* = (\sigma_c - \sigma_a) \operatorname{tg}\varphi$; причем $\Delta\gamma_n < \Delta\gamma_p$, $\tau < \tau^*$, σ_c – постоянно действующее нормальное напряжение, $\sigma_a = \Delta\sigma_m$ – приращение нормального напряжения.

При неизменных G и φ за N цикл получаем

$$\Delta\gamma(N) = \Delta\gamma(1)(t / T). \quad (3.124)$$

Заменяя N на $t = N \cdot T$, где $T = 2\pi / \omega$, получаем

$$\Delta\gamma(t) = \Delta\gamma(1)(t / T). \quad (3.125)$$

В случае разномодульности при сдвиге ($G_n < G_p$) и при их неизменности получаем

$$\Delta\gamma(1) = \frac{\tau}{G_n} \frac{1}{1 - \tau / \tau_n^*} + \frac{\tau}{G_p} \frac{1}{1 - \tau / \tau_p^*}. \quad (3.126)$$

Отсюда следует, что в этом случае $\Delta\gamma_n > \Delta\gamma_p$, если $G_p = (5 \div 10)G_n$.

Рассмотрим пример: $\tau=300$ кПа, $\sigma_c=1000$ кПа, $\sigma_a=100$, $\varphi=30^\circ$, $G=100$ МПа. Тогда для случая $G_n = G_p = \text{const}$ получаем:

$$\Delta\gamma_n = \frac{\tau}{G} \frac{1}{1 - \tau / (\sigma_c + \sigma_a) \operatorname{tg}\varphi} = 0,003 \frac{1}{1 - 300 / 577} = 0,00625,$$

$$\Delta\gamma_p = \frac{\tau}{G} \frac{1}{1 - \tau / (\sigma_c - \sigma_a) \operatorname{tg}\varphi} = 0,003 \frac{1}{1 - 300 / 519,6} = 0,00711.$$

Остаточная угловая деформация за один цикл $\Delta\gamma(1) = \Delta\gamma_n + \Delta\gamma_p = 0,01336$.

Смещение штампа (рис. 3.29) за один цикл при $h=2$ м будет равен $0,0267$ метра=2,67 см.

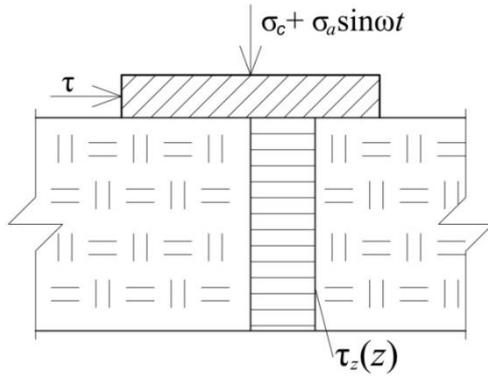


Рис. 3.29. Общий вид схемы действия постоянного касательного напряжения при циклическом напряжении

В случае, когда нормальное напряжение меняется по синусоидальному закону приращение $\Delta\gamma$ можно определить через эквивалентное среднее значение амплитуды напряжения $\bar{\sigma}_a$, соответствующее П-образному изменению нормального напряжения, т.е.

$$\bar{\sigma}_a = \frac{\sigma_a}{\pi} \int_0^{\pi} \sin \lambda d\lambda = \frac{2\sigma_a}{\pi}, \quad (3.127)$$

где $\lambda = \omega t$.

Подставляя это значение $\bar{\sigma}_a$ в уравнение (3.123), получим выражение для остаточной угловой деформации за один цикл.

Учет ползучести при переменном $\sigma = \sigma_c + \sigma_a \sin \omega t$

Рассмотрим задачу о сдвиговой деформации во времени при $\tau = const$ и при $\sigma = \sigma_c + \sigma_a \sin \omega t$, полагая, что скелет грунта при сдвиге обладает свойствами упрочнения и разупрочнения, а также структурной прочностью при компрессии σ^* и при сдвиге τ^* . Примем также, что поровое давление в условиях закрытой системы определяется уравнением (3.81). В зависимости от принятой реологической модели скелета грунта изложенная задача может привести к самым различным результатам. Рассмотрим некоторые варианты решения этой задачи при различных реологических уравнениях, составленных для описания свойств деформирования скелета грунта. В первую очередь рассмотрим решение для реологического уравнения вида:

$$\dot{\gamma}(t) = \frac{\tau - \tau^*(t)}{\eta_\gamma} \left(\frac{e^{-\alpha\gamma(t)}}{a} + \frac{e^{\beta\gamma(t)}}{b} \right), \quad (3.128)$$

где

$$\tau^* = [\sigma_n(t) - u_w(t)] tg\phi + c; \quad (3.129)$$

$$\sigma_n(t) = \sigma_0 (1 + \alpha \sin(\omega t)). \quad (3.130)$$

Рассмотрим другой случай сдвига при циклическом нагружении, когда зависимость $\dot{\gamma} - \tau$ можно представить по аналогии с формулой Тимошенко в виде:

$$\dot{\gamma} = \frac{\tau}{\eta_{\gamma}} \frac{\tau^*}{\tau^* - \tau} \quad (3.131)$$

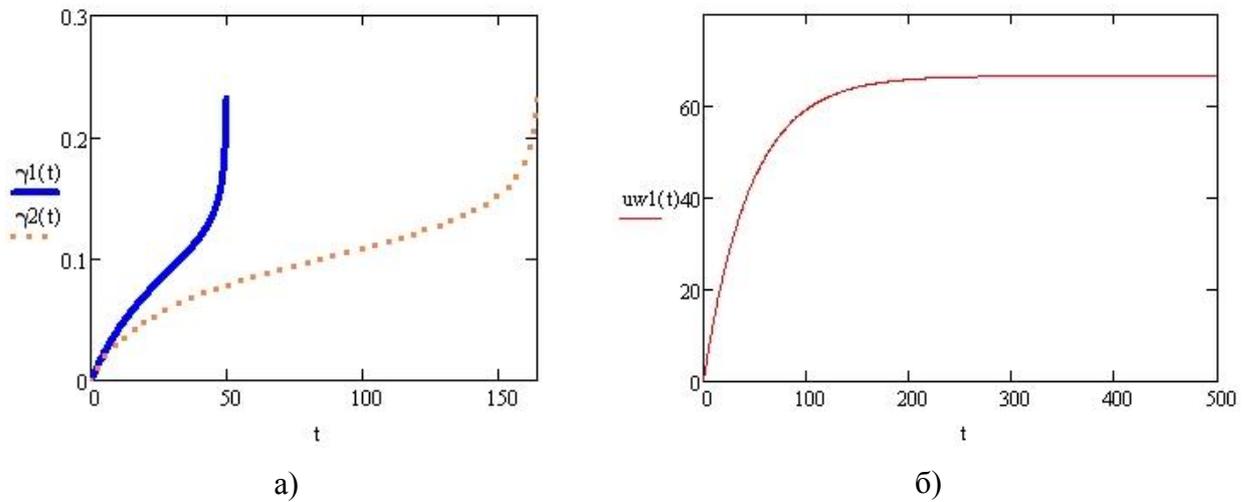


Рис. 3.30. Зависимости $\gamma(t) - a)$ и $u_w(t) - б)$ в водонасыщенном грунте при сдвиге, построенные по зависимостям (3.128) и (3.81) соответственно

Подставляя сюда выражение для $u_w(t)$ из (3.78), получим, что через определённое количество циклов или времени угловые деформации будут прогрессировать и при $\tau^* \rightarrow \tau \quad \gamma \rightarrow \infty$, т.е. наступит фаза разрушения (рис. 3.31 и 3.32)

Рассмотрим случай, когда скорость сдвиговой деформации грунта описывается уравнением вида (3.131)(3.131). Очевидно, что при $\tau_{np}(t) \rightarrow \tau$ процесс сдвиговой деформации будет ускоряться вплоть до разрушения. Видно, что с ростом $\tau = const$ скорость сдвига увеличивается. Изменяя параметры уравнения (3.131), т.е. $\tau, \sigma(t), m_v, m_w, \varphi, c$.

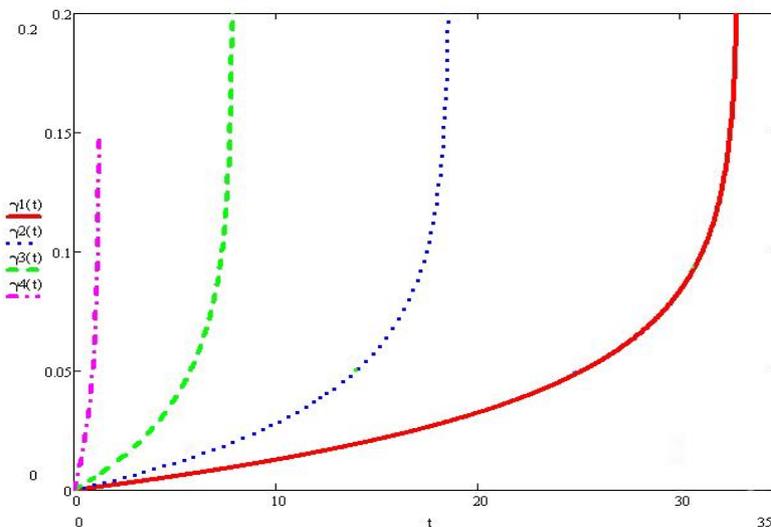


Рис. 3.31. Зависимости угловой деформации, построенные на основе уравнения (3.131) для водонасыщенного грунта с помощью Mathcad

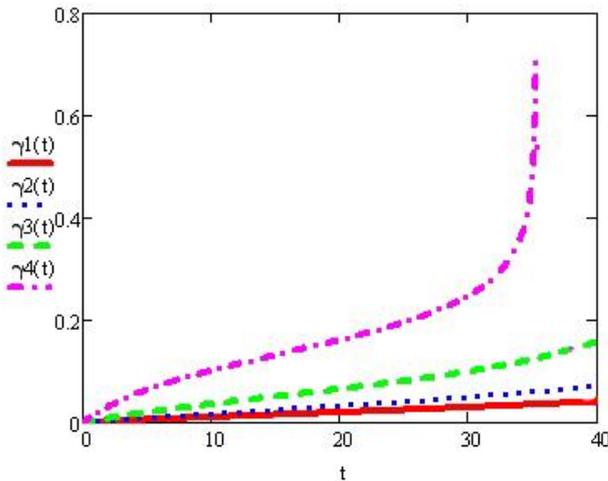


Рис. 3.32. Зависимости угловой деформации, построенные на основе уравнения (3.131) для неводонасыщенного грунта с помощью Mathcad.

Сравнивая рис. 3.30-3.32 видим, что в первом случае более ярко выражен переход на зону к прогрессирующему разрушению.

3.5. Выводы по главе 3

Анализ изложенных в третьей главе аналитических решений прикладных задач механики грунтов позволяет сделать следующие основные выводы:

1. Механизмы накопления вязкопластических деформаций при статическом, циклическом и вибрационном воздействиях не отличаются существенно.
2. При циклическом и вибрационном воздействиях накопление дополнительных деформаций происходит на фоне исходного НДС грунта под воздействием дополнительных знакопеременных напряжений. При этом общее напряжение, как правило, не меняет своего знака.
3. Теория линейной вязкоупругости не может описать процесс накопления дополнительных вязкопластических деформаций и может быть использована только лишь для описания взаимодействия фундамента с грунтовым основанием в рамках линейной теории.
4. В водонасыщенных грунтах в условиях отсутствия дренажа циклическое воздействие уплотняющей нагрузки приводит к накоплению избыточного порового давления, имеет затухающий во времени характер и зависит от упругопластических свойств скелета и сжимаемости газосодержащей поровой воды.
5. Циклические и вибрационные воздействия, как правило, являются дополнительными к статическим и вызывают дополнительные объёмные и сдвиговые деформации грунтов, служащих основанием, средой или материалом сооружений.
6. Различие циклического и вибрационного воздействия заключается в том, что в первом случае напряжённое состояние грунта меняется монотонно квазистатически, а во втором случае оно вызывает ускорение частиц грунта.

7. При однократном и многократном (циклическом) силовом воздействии в грунте возникают и накапливаются остаточные деформации и остаточные напряжения (внутренние).

8. Количественная оценка остаточных деформаций и напряжений при циклическом и вибрационном воздействиях является одной из основных задач прикладной механики грунтов и проектирования фундаментов.

9. Наиболее распространённым примером возникновения остаточных деформаций и напряжений в грунтовой толще могут служить переуплотнённые грунты и остаточные избыточные напряжения, превышающие гидростатические, которые характеризуются коэффициентом переуплотнения OCR (OverConsolidationRatio).

10. Испытания грунтов в условиях компрессионного сжатия, а также вокруг скважин прессиометром при циклическом нагружении показывают, что как в первом, так и во втором случаях возникают остаточные деформации и напряжения.

11. Для описания процесса накопления остаточных деформаций и напряжений могут быть использованы модификации реологических моделей Максвелла или Кельвина – Фойгта, учитывающие упрочнение, разупрочнение и структурную прочность сжатия σ^* и сдвига τ^* .

12. Учёт упруго-пластических свойств скелета грунта при формоизменении $\gamma(\tau, \tau^*)$ и объёмном изменении $\varepsilon I(m_v)$ с использованием условия $\varepsilon_1 = \gamma_i \sqrt{3}/2$ при компрессии позволяет получить аналитическую зависимость $\sigma_2(\sigma_1)$ (трансцендентное уравнение) при нагрузке и разгрузке, а при известном виде этой зависимости наряду компрессионной позволяет определить параметры деформируемости и прочности грунта. Решения трансцендентного уравнения, полученные численным методом с помощью программы Mathcad, подтвердили эти выводы.

13. Численное решение задач МКЭ для количественной оценки НДС массива под штампом показали, что при однократном и многократном нагружении в грунте под штампом после полной разгрузки возникают остаточные деформации и напряжения, а также поровое давление в случае водонасыщенного грунта.

Под воздействием постоянной сдвиговой нагрузки $\tau = const$ переменной уплотняющей нагрузки $\sigma(t)$ угловые деформации $\gamma(t)$ могут развиваться во времени по-разному (затухающие, незатухающие и прогрессирующие) в зависимости от реологического уравнения при сдвиге.

ГЛАВА 4. СТАБИЛИЗИРОВАННАЯ И НЕСТАБИЛИЗИРОВАННАЯ ОСАДКИ ВОДОНАСЫЩЕННЫХ ОСНОВАНИЙ В УСЛОВИЯХ ОДНОМЕРНОЙ, ПЛОСКОЙ И ПРОСТРАНСТВЕННОЙ ЗАДАЧ

4.1. Введение

Основания зданий и сооружений в соответствии с СП 22.13330.2011 (далее СП) должны рассчитываться по двум группам предельных состояний: по первой – по несущей способности и второй – по деформациям. Причем основания рассчитывают по деформациям во всех случаях, а по несущей способности - в особых случаях (пункт 5.13 СП), в том числе:

–Когда сооружения относятся к классу ответственности КСЗ, в том числе высотные здания высотой более 75 м;

–Когда основание сложено дисперсными грунтами при степени водонасыщения $S_r > 0,85$ и коэффициенте консолидации $c_v \leq 10^7$ [см²/год].

Расчетная схема основания, используемая для совместной деформации основания и сооружения, т.е. системы «сооружение–основание» или «фундамент–основание» согласно СП, должна выбираться в соответствии с общими указаниями СП, т.е. с учетом наиболее существенных факторов, определяющих НДС основания и конструкции сооружения, в том числе пространственную работу конструкций, геометрическую и физическую нелинейность, анизотропию, пластические и реологические свойства материалов и грунта, развитие областей пластических деформаций под фундаментом.

Осадку основания фундамента S , см, с использованием расчетной схемы в виде линейно-деформируемого полупространства определяют методом послойного суммирования осадок элементарных слоев $h_i < b/4$ в условиях одномерного уплотнения под воздействием равномерно-распределенной нагрузки σ_{zi} по всей длине элементарного слоя, равной максимальному значению σ_{zp} по центральной оси фундамента. Для этого в расчетную схему вводится параметр $\beta=0,8$, который учитывает невозможность бокового расширения элементарного слоя h_i . Таким образом, с одной стороны повышают напряжения $\sigma_{zi} = \alpha p$ на слой h_i , а с другой ограничивают боковое расширение, что компенсирует повышенное значение σ_{zi} по всей ширине слоя. Следовательно, основным расчетным элементом при расчете осадок оснований фундаментов конечной ширины является слой грунта конечной толщины, находящийся в условиях одномерного уплотнения (компрессия). Учет нелинейных свойств при осадке оснований фундаментов учитывается по компрессионной кривой $\varepsilon-\sigma$ (рис. 4.1) Для расчета осадок и кренов фундаментов в первую очередь следует определить НДС водонасыщенных оснований.

Количественная оценка НДС водонасыщенных оснований фундаментов в условиях одомерной, плоской и пространственной задач необходима для прогнозирования осадок и устойчивости оснований на начальном (условно мгновенном), промежуточном (длительном, фильтрационном) и условно стабилизированном состояниях (после полного рассеивания избыточного порового давления).

Начальный этап НДС водонасыщенных оснований формируется в условиях отсутствия дренажа и характеризуется распределением общих напряжений между скелетом и поровой газосодержащей водой. Поскольку время нагружения водонасыщенных оснований связано со сроками строительства зданий и сооружений, которые, как правило, значительно меньше длительности второго этапа ($t_{сmp} > t_{нач}$), считается, что нагружение произошло условно-мгновенно, и что за этот период не произошли изменения объемов твердой и жидкой фаз в единице объема грунта.

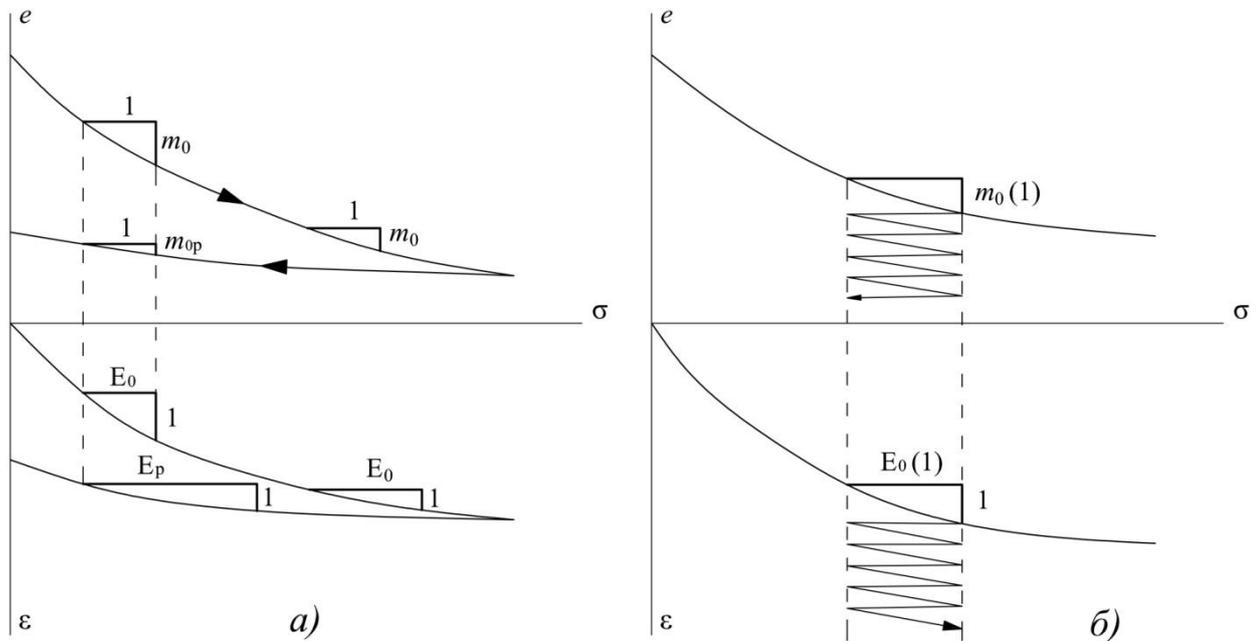


Рис. 4.1. Общий вид компрессионной кривой в координатах e - σ и ϵ - σ (а) и схематическое представление уплотнения грунта при циклическом нагружении (б)

Осадка водонасыщенных оснований в этот период обусловлена сжимаемостью грунта в целом, т.е. приведенным модулем деформации E_u и приведенным коэффициентом Пуассона ν_u или приведенным коэффициентом относительной сжимаемости $m_u = \beta(\nu_u) / E_u$.

В условиях плоской и пространственной задач на первом этапе происходит распределение общего напряжения $\sigma_m^{tot} = (\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z) / 3$ между скелетом σ'_m и поровой водой u_w . Одновременно с этим под воздействием касательного $\tau(x, y, z)$ и

среднего $\sigma_m(x, y, z)$ напряжений возникают сдвиговые и объемные деформации грунтов, приводящие к осадке фундаментов, обусловленные этими деформациями, т.е.:

$$S_o = S_o(\gamma) + S_o(\varepsilon_m). \quad (4.1)$$

Определение этих осадок в линейной постановке можно выполнить на основе известного уравнения Гука:

$$\varepsilon_z = \frac{\sigma_z - \sigma_m}{2G_u} + \frac{\sigma_m}{K_u}, \quad (4.2)$$

где $G_u = G$, K_u – приведенные модули сдвига и объема.

В случае нелинейных свойств грунтов эти зависимости записываются в виде уравнений Генки, т.е.:

$$\varepsilon_z = \frac{\sigma_z - \sigma_m}{2G_u(\tau_i, \sigma_m)} + \frac{\sigma_m}{K_u(\sigma_m, \tau_i)}. \quad (4.3)$$

В стабилизированном состоянии в (4.2) и (4.3) выражения G_u и K_u следует записать без индекса “ u ”.

Как показывают теоретические исследования, начальная сдвиговая осадка составляет более 67 % от общей стабилизированной осадки фундаментов конечной ширины. Это обстоятельство существенно влияет на количественную оценку НДС фундаментов конечной ширины не только на начальном этапе, но также на следующие этапы НДС, особенно, если грунт обладает свойством ползучести. На промежуточном этапе происходит интенсивное изменение соотношений объемов твердой и жидкой фаз в единице объема и движение поровой воды к дренирующим границам, т.е. имеет место процесс фильтрационной консолидации.

В случае плоской и пространственной фильтрационной консолидации осадка фундамента конечной ширины сопровождается развитием сдвиговых деформаций, в том числе за счет свойств сдвиговой ползучести скелета, которые не зависят от порового давления. Вот почему они могут продолжаться после завершения фильтрационной консолидации, т.е. после рассеивания избыточного порового давления. Эти сдвиговые деформации могут развиваться по-разному, в том числе пропорционально логарифму времени.

В условиях одномерной задачи они развиваются с затухающей скоростью $\dot{\varepsilon} = a/t$, которую впервые в 1936 году зафиксировал в экспериментах Бюисман. Он предложил осадку водонасыщенного основания в условиях одномерной задачи определять по формуле:

$$S(t) = ph(m_{v1} + m_{v2} \ln t / t_f), \quad (4.4)$$

где m_{v1} и m_{v2} - коэффициенты относительной сжимаемости первичной и вторичной консолидации, t_f - время завершения фильтрационной консолидации.

Для условий плоской и пространственной задач эту формулу следует записать в виде

$$S(t) = S_o(G_u, K_u) + S_f(t) + S_\gamma(t), \quad (4.5)$$

где $S_o(G_u, K_u)$ - начальная осадка, $S_f(t)$ - фильтрационная осадка, обусловленная объемными и сдвиговыми деформациями грунта; $S_\gamma(t)$ - сдвиговая осадка, обусловленная сдвиговой ползучестью скелета грунта и не зависящая от порового давления.

Из вышеизложенного следует, что осадка основания в условиях одномерной задачи и в условиях плоской и пространственной задач существенно не отличаются, если развитие осадки в условиях одномерной задачи также представить в виде суммы объемных и сдвиговых деформаций, как это вытекает из геометрических соотношений,

$$\text{т.е. } \gamma_i = \varepsilon_1 \frac{2}{\sqrt{3}}; \quad \varepsilon_m = \frac{\varepsilon_1}{3}.$$

Схематически это сходство можно иллюстрировать на кривых осадка-логарифм времени ($S-\ln t$) для условий одномерной (рис. 4.2 а), двухи трехмерной задач (рис. 4.2 б).

Из приведенных кривых $S(t)$ для условий одномерной задачи и для условий плоской и пространственной задач следует, что механизм развития осадки водонасыщенных оснований отличается тем, что во втором случае сдвиговая осадка определяется в явном виде. В условиях одномерной задачи сдвиговая деформация учитывается в неявном виде через коэффициент относительной сжимаемости m_v . В явном виде ее можно учитывать, если воспользоваться уравнениями (4.1). Однако это трудно осуществить из-за неопределенности значения σ_m в условиях компрессии.

Количественная оценка НДС водонасыщенных оснований связана в первую очередь с решением дифференциального уравнения консолидации, которое определяет НДС оснований в нестабилизированном состоянии уплотнения, т.е. на промежуточном (длительном) этапе, обусловленном отжатием воды из пор и уплотнением грунта. Оно позволяет определить распределение избыточного порового давления в любой точке консолидируемого основания во времени, т.е. $u_w(x, y, z, t)$, а в случае одномерной задачи - $u_w(z, t)$.

Дифференциальное уравнение одномерной задачи консолидации имеет вид:

$$-\frac{\partial \varepsilon_s}{\partial t} + n \frac{\partial \varepsilon_w}{\partial t} = k_f \frac{\partial^2 u_w}{\partial z^2} + \beta_0 \frac{\partial p}{\partial t}, \quad (4.6)$$

где ε_s и ε_w – объемные деформации скелета и поровой воды, соответственно; $u_w(z,t)$ – поровое давление; β_0 – коэффициент начального порового давления; p – изменяющаяся во времени уплотняющая нагрузка, n – пористость грунта.

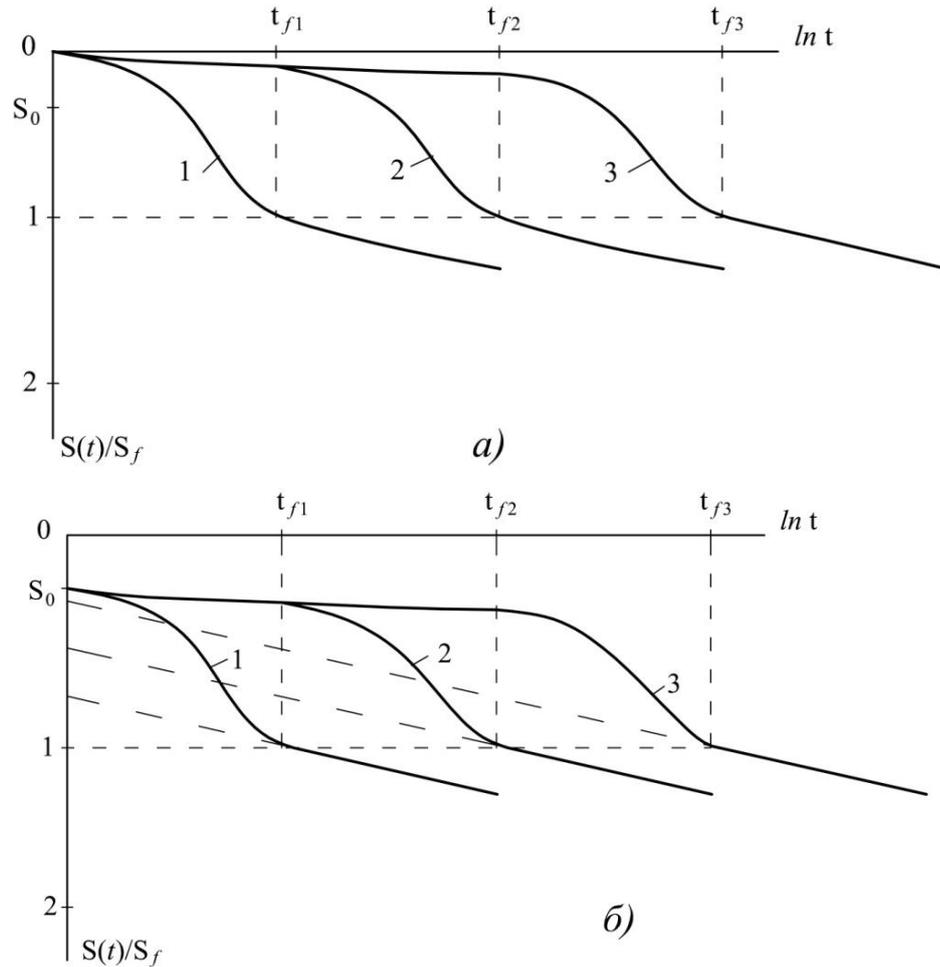


Рис. 4.2. Схематическое представление развития осадок водонасыщенного основания фундаментов в условиях одномерной (а), плоской и пространственной задач (б). 1,2,3 относятся к разным толщинам слоя $h_1 < h_2 < h_3$ (а) и к разным ширинам фундаментов $b_1 < b_2 < b_3$ (б). Пунктиром показаны случаи развития осадки неводонасыщенного ($S_r < 0,8$) основания, грунты которого обладают ползучестью

Для решения (4.6) необходимо начальное $u_w(z,0)$ и граничные условия $\sigma_m(0,t) = \sigma_m(h,t) = 0$.

Уравнение (4.6) справедливо для любого вида зависимости $\varepsilon_s(\sigma_s,t)$, т.е. линейной, нелинейной и реологической. Соответственно можно получить самые различные зависимости $u_w(z,t)$.

Дифференциальные уравнения плоской и пространственной задач имеют вид:

- плоская задача:

$$-\frac{\partial \varepsilon_s}{\partial t} + n \frac{\partial \varepsilon_w}{\partial t} = k_f \left(\frac{\partial^2 u_w}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 u_w}{\partial y^2} \right) + \beta_0 \frac{\partial \sigma}{\partial t}, \quad (4.7)$$

- пространственная задача:

$$-\frac{\partial \varepsilon_s}{\partial t} + n \frac{\partial \varepsilon_w}{\partial t} = k_f \left(\frac{\partial^2 u_w}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 u_w}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 u_w}{\partial z^2} \right) + \beta_0 \frac{\partial \sigma}{\partial t}, \quad (4.8)$$

где σ – изменяющееся во времени среднее тотальное напряжение, связанное с изменением внешней нагрузки.

И в этих случаях необходимо иметь начальное и граничные условия, которые зависят от расчетной схемы водонасыщенного основания конечной ширины или ограниченной площади опирания.

Ниже приводятся постановка и решение задач по количественной оценке НДС оснований в условиях одномерной, двухмерной (плоская деформация) и трехмерных задач.

4.2. Одномерное уплотнение водонасыщенного основания при статическом, циклическом и вибрационном воздействиях

4.2.1. Введение

Одномерное уплотнение водонасыщенного основания соответствует случаю, когда ширина фундамента больше толщины уплотняемого слоя ($b > h$), и когда слой ограниченной толщины находится в сжимаемой толще основания (рис. 4.3). Одномерная задача также используется в случаях моделирования плоской и пространственной задач в методах эквивалентного слоя Н.А. Цытовича и ограниченного слоя К.Е. Егорова, а также в методе послойного суммирования осадок элементарного слоя в пределах сжимаемой толщи основания фундаментов конечной ширины согласно СП 22.13330.2011.

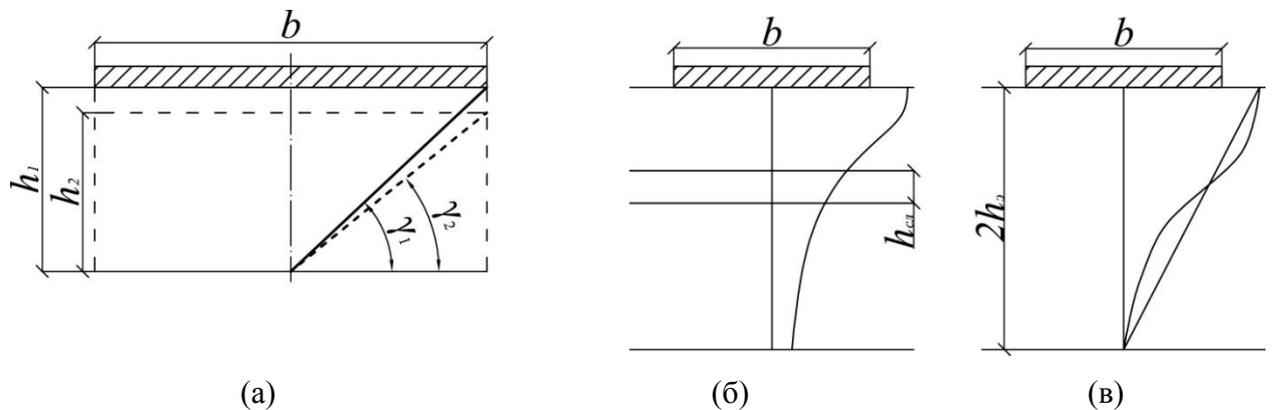


Рис. 4.3. Схематическое представление одномерной задачи уплотнения при $b > h$, $h_{ca} < b$

Таким образом, основным расчетным элементом при расчете осадок оснований фундаментов является слой грунта конечной толщины, находящийся в условиях одномерного уплотнения без возможности бокового расширения вдоль слоя (компрессия). Деформацию такого слоя можно определить на основании компрессионной кривой (рис. 4.1), с помощью которой можно определить коэффициент относительной сжимаемости $m_v = \Delta\varepsilon / \Delta\sigma$, а также тангенциальный модуль общей деформации $E_0 = (\Delta\sigma / \Delta\varepsilon) \cdot \beta(v)$. Очевидно, что при криволинейности компрессионной кривой (рис. 4.1) эти параметры будут находиться в зависимости от уплотняющей нагрузки, т.е. $m_v(\sigma)$ и $E_0(\sigma)$.

Следует отметить, что проявление нелинейных свойств при одномерном уплотнении грунтов связано с их нелинейными свойствами при формоизменении (70%) и объемном изменении (30%). Эти проценты вытекают из геометрических соотношений одномерного уплотнения [168].

$$\gamma_i = \varepsilon_1 \frac{2}{\sqrt{3}}; \varepsilon_m = \varepsilon_1 / 3, \quad (4.9)$$

где γ_i – интенсивность угловых деформаций; ε_m – среднее значение объемной деформации; ε_1 – деформация уплотнения.

Это означает, что при одномерном уплотнении можно придти к нелинейной деформации в случаях, когда объемное изменение линейное, а формоизменение нелинейное и наоборот. Таким образом, одномерная задача уплотнения имеет неоднозначное решение и в каждом конкретном случае следует выяснять роль того или иного фактора в проявлении нелинейных свойств путем сложных экспериментальных исследований, что не всегда удается. Это особенно сложно, когда грунт одновременно обладает свойствами ползучести. Эти задачи будут рассмотрены в последующих разделах настоящей главы.

Вместе с тем при определении деформации слоя грунта можно исходить из расчетной схемы одномерного уплотнения. Тогда прибегать к таким осложнениям нет необходимости. Достаточно исследовать нелинейные свойства при одномерном уплотнении и использовать их при расчете осадок оснований с учетом нелинейной компрессионной кривой. Поэтому одномерная задача при таком подходе широко используется в инженерной практике, благодаря своей простоте и включающего одного деформационного параметра $E_0 = \beta(v) / m_{v0}$, где $\beta(v) \approx 0,8$.

4.2.2. Определение осадки основания при нелинейной зависимости между напряжением и деформацией при статическом и циклическом нагружениях

Многочисленные результаты испытаний грунтов показывают, что компрессионную кривую можно представить в виде (рис. 4.1).

Тогда компрессионные кривые $e-\sigma$ и $\varepsilon-\sigma$ можно представить в виде:

$$e(\sigma) = e_0 - a(1 - e^{-b\sigma}), \quad (4.10)$$

$$\varepsilon(\sigma) = \varepsilon^* (1 - e^{-b_1\sigma}), \quad (4.11)$$

где a , b , ε^* и b_1 – параметры этих кривых, причем $\varepsilon(\sigma) = \varepsilon^*$ при $\sigma \rightarrow \infty$.

По кривым (4.10) и (4.11) можно определить тангенциальный коэффициент относительной сжимаемости $m_v(\sigma)$ и модуль деформации $E_0(\sigma)$:

$$m_v(\sigma) = a \cdot b \cdot e^{-b\sigma}, \quad (4.12)$$

$$E_0(\sigma) = \varepsilon^* b_1 \cdot e^{-b_1\sigma}. \quad (4.13)$$

По экспериментальной кривой типа (рис. 4.1а) эти параметры определяют при интервале $\sigma_2 - \sigma_1 = \Delta\sigma$, т.е. $m_v(\sigma) = \Delta\varepsilon / \Delta\sigma$, $E_0(\sigma) = (\Delta\sigma / \Delta\varepsilon) \cdot \beta(v)$, где $\beta(v)$ зависит от коэффициента Пуассона:

$$\beta(v) = 1 - \frac{2v^2}{1-v}, \quad (0 < v < 0,5). \quad (4.14)$$

На основании (4.12) и (4.13) определяют $m_v(\sigma_i)$ и $E_0(\sigma_i)$, а по ним можно определить осадку основания методом послойного суммирования:

$$S = \sum_{i=0}^{i=N} \frac{\sigma_{zi}}{E_{0i}} \Delta h_i \beta_0(v_i), \quad (4.15)$$

где σ_{zi} , E_{0i} , Δh_i - напряжение, модуль деформации и толщина i -го слоя.

Осадку основания толщины толщиной h при постоянной нагрузке p и нелинейному закону деформирования (4.11) можно определить по формуле:

$$S(p, h) = \varepsilon^* h (1 - e^{-b_1 p}). \quad (4.16)$$

Анализ многочисленных результатов компрессионных испытаний водонасыщенных глинистых грунтов, а также специальных испытаний для определения коэффициента фильтрации от уплотняющей нагрузки показал, что существует нелинейная зависимость между коэффициентом фильтрации и уплотняющей нагрузкой:

$$k_f = k_0 e^{-n \cdot \sigma b}, \quad (4.17)$$

где n , σ , k_0 – экспериментальные параметры.

Коэффициент консолидации с учетом нелинейной компрессионной кривой (4.11) и нелинейной водопроницаемости можно представить формулой вида:

$$c_v = \frac{k_f(\sigma)}{\gamma_w m_v(\sigma)} = \frac{k_0 e^{-n \cdot a \sigma_1}}{a_1 b_1 e^{-a_1 \sigma_1} \gamma_w}. \quad (4.18)$$

При $n=1$ коэффициент консолидации становится постоянным и не зависящим от σ . Это приводит к линеаризации уравнения консолидации водонасыщенного грунта (4.6).

Изложенные выше экспериментально-теоретические основы необходимы для решения задач одномерного уплотнения, рассматриваемые в настоящей главе. В первую очередь рассмотрим одномерную задачу уплотнения водонасыщенного грунта в условиях компрессии при отсутствии дренажа.

4.2.3. Одномерное уплотнение водонасыщенного грунта при отсутствии дренажа

В условиях отсутствия дренажа, а также при кратковременном силовом воздействии деформация уплотнения водонасыщенного грунта будет обусловлена одновременным сопротивлением сжатию скелета грунта и поровой газосодержащей воды. При этом общее тотальное напряжение будет распределяться между скелетом и поровой водой обратно пропорционально их жесткостям. Сжимаемость водонасыщенного грунта в целом будет определяться приведенным коэффициентом относительного сжатия m_u , который зависит от механических свойств скелета и поровой воды, а в данном случае $m_u = f(m_s, m_w)$.

Рассмотрим различные случаи, когда скелет грунта обладает упругим, упруговязким, нелинейным, упругопластическим свойствами, а поровая вода сжимаемая, причем ее сжимаемость определяется по формуле:

$$m_w = 3 / k_w, \quad (4.19)$$

где k_w – сжимаемость газосодержащей воды при всестороннем сжатии (1.13).

1. Линейно-деформируемый скелет. Если $\varepsilon_s = \sigma_s m_s$; $\varepsilon_w = u_w m_w$; $\varepsilon_u = \sigma m_{sp}$;

$\sigma = \sigma_s + u_w$; $\varepsilon_s = n \varepsilon_w$, то получаем:

$$u_w = \sigma \frac{m_s}{m_s + n m_w}; \quad \sigma_s = \sigma \frac{n m_w}{m_s + n m_w}; \quad m_u = \sigma \frac{m_s \cdot m_w n}{m_s + n m_w}. \quad (4.20)$$

$\varepsilon_{np} = \sigma \cdot m_{np} \rightarrow$ при $m_w < m_s \rightarrow \varepsilon_s = \sigma_s m_s$, следовательно $\varepsilon_{np} < \varepsilon_s$.

2. Упруго-вязкий скелет. В этом случае:

$$\dot{\varepsilon}_s = \frac{\dot{\sigma}_s}{\eta} + \dot{\sigma}_s m_s; \quad \dot{\varepsilon}_w = \dot{u}_w m_w; \quad \dot{\varepsilon}_s = \dot{\varepsilon}_w n; \quad \dot{\sigma}_s = -\dot{u}_w; \quad \dot{\varepsilon}_s = \dot{\varepsilon}.$$

Тогда получаем:

$$u_w(t) = \frac{B}{A} + (u_w(0) - \frac{B}{A})e^{-At}, \quad (4.21)$$

$$\text{где } A = \frac{1}{\eta(m_s + nm_w)}; B = \frac{\sigma}{\eta(m_s + nm_w)}; \quad (4.22)$$

$$\sigma_s(t) = \sigma - u_w(t), \quad \sigma_s = \left[u_w(0) - \frac{B}{A} \right] e^{-At}, \quad (4.23)$$

$$u_w(0) = \sigma \frac{m_s}{m_s + nm_w}; \quad \sigma_s(0) = \sigma \frac{nm_w}{m_s + nm_w}. \quad (4.24)$$

3. Нелинейно-деформируемый скелет. В этом случае $\varepsilon_s(\sigma_s)$ имеет вид:

$$\varepsilon_s(\sigma_s) = a(1 - e^{-b\sigma_s}). \quad (4.25)$$

Кроме того,

$$\varepsilon_w = u_w m_w; \quad \sigma = \sigma_s + u_w; \quad \varepsilon_s = n\varepsilon_w. \quad (4.26)$$

Совместное решение (4.25) и (4.26) приводит к трансцендентному уравнению:

$$u_w = \frac{a}{nm_w} (1 - e^{-(\sigma - u_w)b}). \quad (4.27)$$

Рассмотрим пример: $a=0,5$; $\sigma=500$ кПа; $m_w=0,001$ [1/кПа]; $b=0,01$ [1/кПа]. Получаем кривую $u_w(\varepsilon)$, представленную на рис. 4.4:

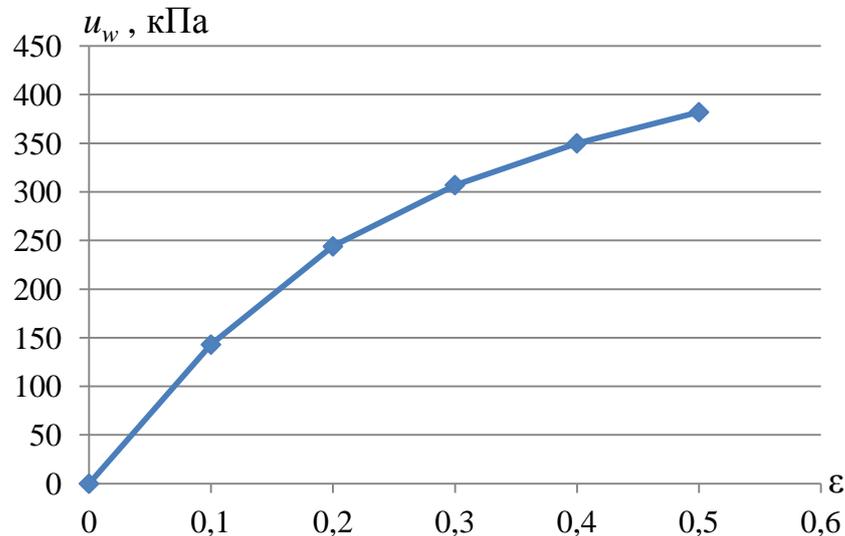


Рис.4.4. Зависимость u_w - ε при взаимодействии нелинейно-деформируемого скелета по (4.25) и поровой сжимаемой воды в условиях компрессионного сжатия

4. Одномерное уплотнение при нелинейном объемном деформировании скелета и при линейном деформировании скелета при сдвиге

В этом случае между сдвиговой и объемной деформациями существует зависимость, вытекающая из геометрических соотношений (4.9), причем:

$$\gamma_i = \frac{\tau_i}{G} = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{\sqrt{3}G}. \quad (4.28)$$

С другой стороны:

$$\varepsilon_1 = \varepsilon_1^* (1 - e^{-b_1 p}). \quad (4.29)$$

Подставляя (4.28) и (4.29) в (4.9), получаем нелинейное уравнение относительно неизвестного σ_2 , т.е.:

$$\sigma_2 = \sigma_1 - 2G\varepsilon_1^* (1 - e^{-b_1 p}). \quad (4.30)$$

Решение этого уравнения при $G=100\text{кПа}$, $\varepsilon_1=0,15$, $b_1=0,05$ приводит к зависимости между σ_2 и σ_1 в виде кривой (рис. 4.5.)

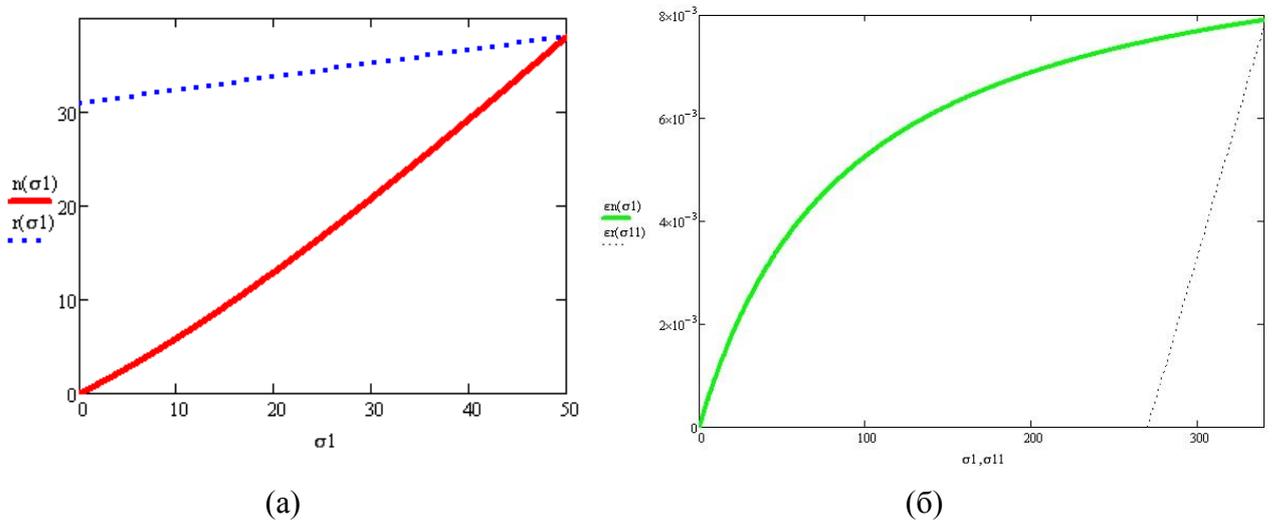


Рис.4.5. Зависимости $\sigma_2(\sigma_1)$ (а) и $\varepsilon(\sigma_1)$ (б), построенные по (4.30) и (4.29) при нагрузке и разгрузке

Подставляя значение σ_2 из (4.30) в уравнение (4.29), получим:

$$\varepsilon_1 = \frac{\sqrt{3}}{2} \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{\sqrt{3}G} = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2G}. \quad (4.31)$$

5. Одномерное уплотнение при линейном одномерном деформировании и упруго-вязком сдвиге скелета грунта

В этом случае имеем следующие исходные зависимости:

$$\dot{\varepsilon}_1 = \frac{\sqrt{3}}{2} \dot{\gamma}_i \quad (\text{а}); \quad \dot{\gamma}_i = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{\sqrt{3}} \cdot \frac{1}{\eta(t)} + \frac{\dot{\sigma}_1 - \dot{\sigma}_2}{\sqrt{3}G} \quad (\text{б}); \quad \dot{\varepsilon}_1 = \dot{\sigma}_1 m_v \quad (\text{в}).$$

Подставляя значения $\dot{\varepsilon}_1$ и $\dot{\gamma}_i$ из (а) и (б) в (в), получаем:

$$\dot{\sigma}_1 m_v = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2} \cdot \frac{1}{\eta(t)} + \frac{\dot{\sigma}_1 - \dot{\sigma}_2}{2G}. \quad (4.32)$$

Учитывая, что $\sigma_1 = const$, получаем:

$$\dot{\sigma}_2 + \sigma_2 \cdot \frac{G}{\eta} = \sigma_1 \frac{G}{\eta}. \quad (4.33)$$

Решение (4.33) при $\eta = const$ имеет вид:

$$\sigma_2(t) = \sigma_1 \frac{G}{\eta} - \sigma_1 e^{-\eta t} \frac{G}{\eta} = \sigma_1 \frac{G}{\eta} (1 - e^{-\eta t}). \quad (4.34)$$

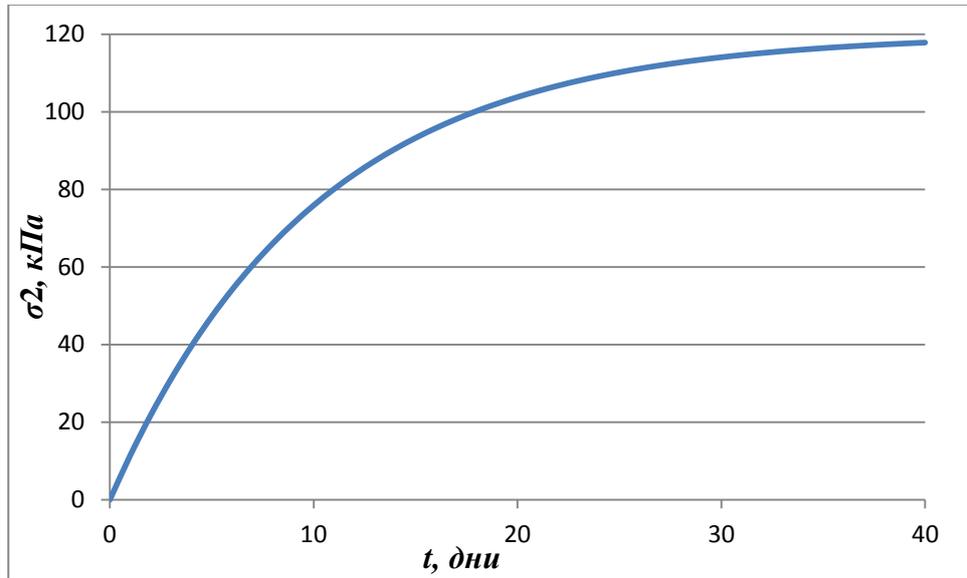


Рис. 4.6. Зависимость $\sigma_2(t)$, построенная по (4.34)

Подставляя значение $\sigma_2(t)$ из (4.34) в (а), получим:

$$\dot{\varepsilon}_1 = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2\eta} - \frac{\dot{\sigma}_2}{2G}. \quad (4.35)$$

4.3. Одномерная задача консолидации при циклическом режиме нагружения

Известно [168, 204], что при статическом нагружении интенсивностью $p=const$ одномерная задача консолидации сводится к решению дифференциального уравнения:

$$\frac{\partial u_w}{\partial t} = c_v \frac{\partial^2 u_w}{\partial z^2}, \quad (4.36)$$

с граничными $u_w(0) = u_w(h, t) = 0$ и начальными условиями $u_w(z, 0) = \beta_0 p$. Она позволяет определить поровое давление $u_w(z, t)$ и осадку $S(t)$ слоя толщиной h с помощью рядов Фурье:

$$u_w(z, t) = \frac{4p}{\pi} \sum_{i=1,3,5}^{\infty} \frac{1}{i} \sin \frac{i\pi z}{2h} \exp\left(-\frac{\pi^2 c_v t \cdot i^2}{4h^2}\right); \quad (4.37)$$

$$S(t) = S(\infty)U(t), \quad S(\infty) = phm_v, \quad (4.38)$$

$$\text{где } U(t) = 1 - \frac{8}{\pi^2} \sum_{i=1,3,5}^{\infty} \frac{1}{i^2} \exp\left(-\frac{\pi^2 c_v t \cdot i^2}{4h^2}\right), \quad (4.39)$$

где $c_v = \frac{k_f}{\gamma_w m_v}$ – коэффициент консолидации, $U(t)$ – степень уплотнения ($0 < U(t) \leq 1$).

Если учитывать, что после стабилизации НДС на уплотненное основание действует циклически изменяющееся напряжение $\sigma(t)$ с амплитудой σ_0 и периодом $T=2\pi/\omega$, то получим дифференциальное уравнение уплотнения в виде:

$$\frac{\partial u_w}{\partial t} = c_v \frac{\partial^2 u_w}{\partial z^2} + \sigma(t) \beta_0, \quad (4.40)$$

$$\sigma(t) = \sigma_0 \sin(\omega t), \quad (4.41)$$

где β_0 – коэффициент порового давления (1.20).

В этом случае, если коэффициенты сжимаемости скелета при нагружении и разгрузке равны ($m_{v,h} = m_{v,p}$), на основании (4.37) получаем:

$$u_w(z, t) = -\frac{4\sigma_0}{\pi} \sum_{i=1,3,5}^{\infty} \frac{1}{i} \sin \frac{i\pi z}{2h} \int_0^t \sin \omega \tau e^{-\lambda(t-\tau)} d\tau, \quad (4.42)$$

$$\text{где } \lambda = \frac{2\pi c_v \cdot i^2}{4h^2}$$

После интегрирования (4.42) получаем

$$u_w(z, t) = \frac{4\sigma_0}{\pi} \sum_{i=1,3,5}^{\infty} \frac{1}{i} \sin \frac{i\pi z}{2h} \left\{ \frac{\lambda \cos \omega t + \omega \cdot \sin \omega t - \lambda e^{-\lambda t}}{\lambda^2 + \omega^2} \right\}. \quad (4.43)$$

4.4. Одномерное уплотнение грунтов при изменении напряжения с глубиной

В этом случае можно рассматривать разные варианты, когда напряжения растут с глубиной, например, под собственным весом (рис. 4.7a) или убывает при действии внешней нагрузки на грунтовом полупространстве на ограниченной площади или ширины в виде полосы $b=2a$.

Рассмотрим в первую очередь стабилизированное НДС, т.е. определим осадку слоя. В первом случае осадку слоя толщиной h можем определить интегрированием относительной деформации ε_z (4.11), т.е. получаем:

$$S = \int_0^h \varepsilon(z) dz = \varepsilon^* \int_0^h (1 - e^{-b\sigma_z(z)}) dz, \quad (4.44)$$

$$\text{где } \sigma_z(z) = \gamma' \cdot z. \quad (4.45)$$

Учитывая, что при постоянстве плотности скелета грунта с глубиной $\rho_d(z) = \bar{\rho}_d = \text{const}$, получаем:

$$\sigma'_{zs} = \gamma' z, \quad (4.46)$$

где γ' – удельный вес грунта во взвешенном состоянии:

$$\gamma' = (\gamma_s - \gamma_w)(1 - n), \quad (4.47)$$

где γ_s и γ_w – удельный вес грунта поровой воды и твердых частиц; n – пористость.

Подставляя это значение в (4.46), а затем в (4.45) и (4.44) получаем:

$$S = \varepsilon^* h \left[1 - \frac{1 - e^{-\gamma' h b}}{\gamma' h b} \right]. \quad (4.48)$$

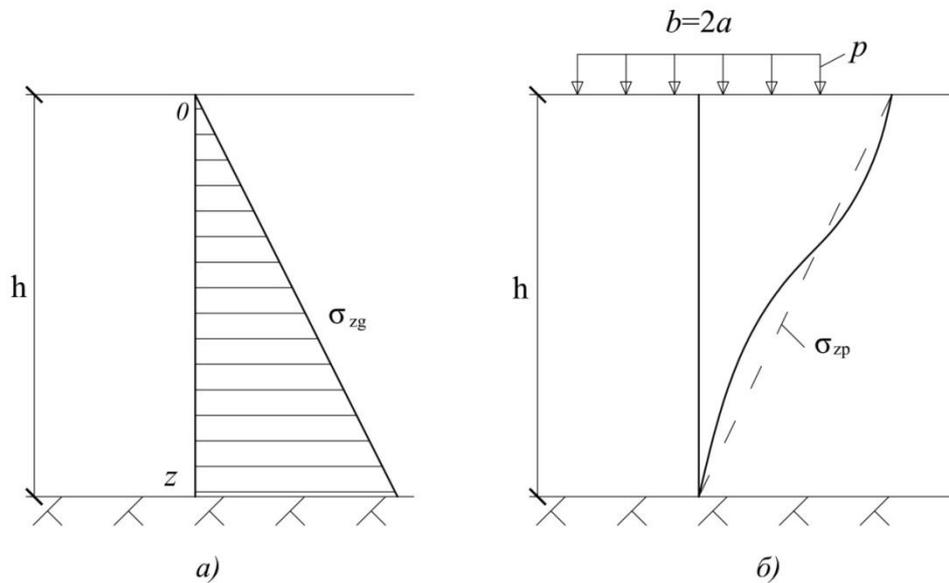


Рис. 4.7. Расчетные схемы одномерных задач уплотнения слоя грунта при изменении напряжений с глубиной от действия собственного веса (а) и под действием местной нагрузки (б)

В случае распределения напряжения σ_z по закону треугольника вида:

$$\sigma_z = p \left(1 - \frac{z}{h} \right), \quad (4.49)$$

получаем:

$$\varepsilon(z) = \varepsilon^* \left(1 - e^{-p(1-z/h)b} \right). \quad (4.50)$$

Интегрируя это выражение в пределах $0-h$, получаем осадку слоя (рис. 4.6 б) в виде:

$$S = \varepsilon^* h \left\{ 1 - \frac{e^{pb}}{pb} \left[e^{pb/h} - 1 \right] \right\}. \quad (4.51)$$

4.5. Учет граничного условия при решении одномерной задачи консолидации по методу эквивалентного слоя Н.А. Цытовича

В этом случае начальное распределение порового давления определяется по формуле:

$$u_w(0, z) = p\left(1 - \frac{z}{H}\right)\beta_0. \quad (4.52)$$

Решение одномерной задачи консолидации (4.6) при граничном условии $u_w(0, t) = u_w(h_1, t) = 0$ было рассмотрено Н.А. Цытовичем [206]. Однако, если учесть, что встречаются условия, когда дренирующая граница находится на глубине $z > H$. Следует это обстоятельство учитывать при решении задачи Цытовича Н.А. Развивая идею Н.А. Цытовича в настоящем разделе рассматривается решение задачи, когда дренирующая граница находится на глубине $z > H$. Решение уравнения консолидации (4.6) рассмотрено при начальном условии (4.52) численным методом (рис. 4.7).

Также рассмотрено численное решение эквивалентной одномерной задачи консолидации при начальном условии под центром прямоугольной площади:

$$f(\xi) = u_w(0, z) = \beta_0 \frac{2p}{\pi} \operatorname{arctg} \frac{a}{z}. \quad (b=2a), \quad (4.53)$$

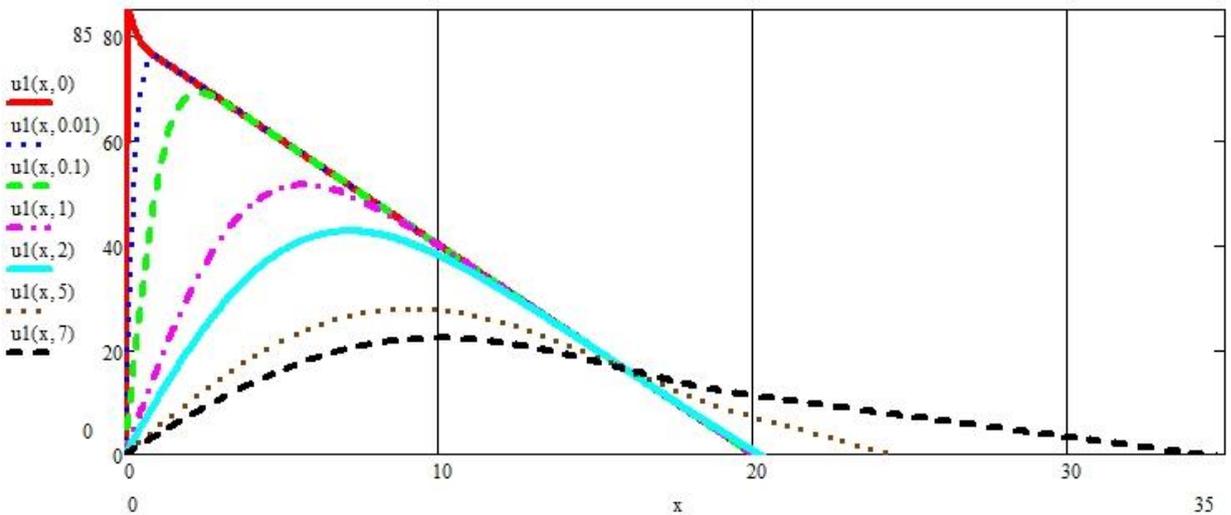
при граничных условиях $u_w(h, t) = u_w(0, t) = 0$

Аналитическое решение уравнения консолидации (4.6) при начальном (4.53) и граничных условиях $u_w(\infty, t) = u_w(0, t) = 0$ можно представить в виде:

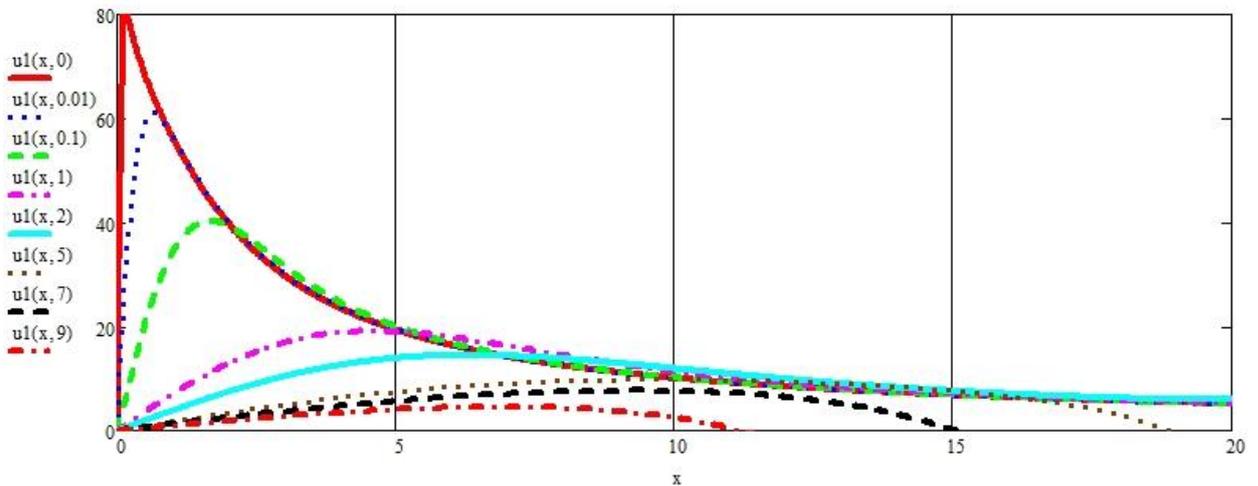
$$u_w(z, t) = \int_0^{\infty} f(\xi) \frac{1}{2\sqrt{\pi c_v t}} \left(e^{-\frac{(z-\xi)^2}{4c_v t}} - e^{-\frac{(z+\xi)^2}{4c_v t}} \right) d\xi. \quad (4.54)$$

где $f(\xi)$ определяет начальное распределение $u_w(0, z)$ по (4.53). Однако, интегрирование этого уравнения связано с трудностями из-за подынтегральной функции $f(\xi)$. Поэтому решение задачи получено путем решения дифференциального уравнения консолидации напрямую численным методом с помощью ПК Mathcad (рис. 4.8 б).

Ниже приводятся графики изменения порового давления по глубине и по времени с учетом начальных условий (4.52) – рис. 4.8а и (4.53) – рис. 4.8б.



(а)



(б)

Рис. 4.8. Графики изменения порового давления по глубине и по времени с учетом начальных условий (4.52) – (а) и (4.53) – (б).

4.6. Консолидация водонасыщенного упрочняющегося грунта

Многочисленные исследования глинистых грунтов в условиях компрессионного сжатия показали, что осадка образца не стабилизируется после практически полного рассеивания порового давления и продолжают пропорционально логарифму времени. В 1936 году Бюисман предложил осадку образца определить эмпирической зависимостью (4.4).

Обобщая многолетний опыт исследований консолидации водонасыщенных грунтов с измерением порового давления в основании образца, кривые порового давления и осадки (рис. 1.5) можно представить в виде графика на рис.4.9. К выводам Бюисмана прибавился вывод о том, что в период фильтрационной консолидации поровое давление

имеет экстремум, и что не вся нагрузка в начальный момент действия воспринимается поровой водой. Это объясняется сжимаемостью поровой воды и ползучестью скелета грунта (рис. 4.9).

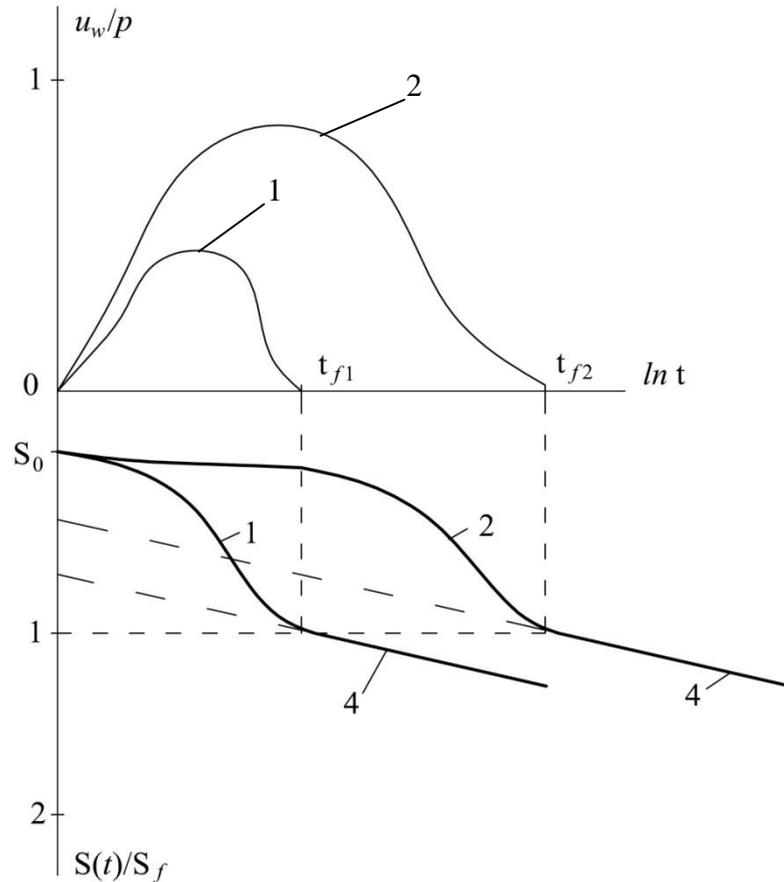


Рис. 4.9. Схематическое представление развития порового давления (верхняя часть) и осадки основания (нижняя часть) слоев толщиной $h_1 < h_2$

Первая попытка получения аналитического решения одномерной задачи консолидации с учетом упрочняющегося скелета грунта по Бюисману была сделана в 1973 году Кулькарни К.Р. в МИСИ в кандидатской диссертации под руководством З.Г. Тер-Мартirosяна [168].

В качестве расчетной для описания упрочняющегося скелета была принята модель теории старения (упрочнения) Работнова Ю.Н.[109], согласно которой скорость деформации обратно пропорциональна времени, то есть:

$$\dot{\epsilon} = \frac{\sigma}{E_p \cdot t}, \quad (4.55)$$

где E_p — параметр деформирования.

Скорость полной деформации при этом определялась в виде суммы скоростей упругой и пластической деформаций:

$$\dot{\epsilon} = \dot{\epsilon}_e + \dot{\epsilon}_p, \quad (4.56)$$

$$\frac{d\varepsilon}{dt} = \frac{1}{E_e} \cdot \frac{d\sigma}{dt} + \frac{\sigma(t)}{E_p t}, \quad (4.57)$$

где E_e — модуль упругой деформации.

Это уравнение аналогично уравнению Максвелла для описания сдвиговой деформации с учетом переменной вязкости, то есть при $\eta(t) = \eta_0 \cdot t$.

Проинтегрировав обе стороны (4.57) по t между t и t_1 , получаем:

$$\varepsilon(t) = \frac{1}{E_e} \sigma(t) + \frac{1}{E_p} \int_{t_1}^t \frac{\sigma(\tau)}{\tau} dt, \quad (4.58)$$

где $t_1 > 0$, так как при $t=0$ скорость будет стремиться к бесконечности.

Если переходить от линейной деформации $\varepsilon(t)$ к коэффициенту относительной сжимаемости, получим:

$$\varepsilon(t) = \frac{e_0 - e(t)}{1 + e_0} = m_{v_1} \sigma(t) + m_{v_2} \int_{t_1}^t \frac{\sigma(\tau)}{\tau} dt. \quad (4.59)$$

В таком случае одномерная задача уплотнения с учетом стареющего (упрочняющегося) скелета и сжимаемой поровой воды будет определяться решением дифференциального уравнения консолидации следующего вида:

$$-\frac{\partial \varepsilon}{\partial t} + n \frac{\partial \varepsilon_w}{\partial t} = \frac{k_t}{\gamma_w} \frac{\partial^2 u_w}{\partial z^2}, \quad (4.60)$$

где ε_w — объемная деформация поровой воды, определяемая зависимостью вида:

$$\varepsilon_w = u_w / m_w, \quad (4.61)$$

где $m_w = 3/k_w$ — относительная сжимаемость поровой воды при компрессионном сжатии; k_w — модуль объемной сжимаемости поровой воды. В итоге получаем:

$$\frac{\partial \varepsilon_w}{\partial t} = n m_w \frac{\partial u_w}{\partial t}. \quad (4.62)$$

Дифференцируя (4.59), получаем:

$$\frac{\partial \varepsilon}{\partial t} = -m_{v_1} \frac{\partial \sigma'}{\partial t} - m_{v_2} \frac{\sigma'(z)}{t}, \quad (4.63)$$

где $\sigma' = (p - u_w)$ — напряжение в скелете, p — уплотняющая нагрузка, причем:

$$\frac{\partial \sigma'}{\partial t} = -\frac{\partial u_w}{\partial t}, \quad (4.64)$$

так как $p = \text{const}$.

В итоге получаем дифференциальное уравнение уплотнения в виде:

$$m_{v_1} \frac{\partial u_w}{\partial t} + n m_w \frac{\partial u_w}{\partial t} - \frac{p - u_w}{t} \cdot m_{v_2} = \frac{k_f}{\gamma_w} \cdot \frac{\partial^2 u_w}{\partial z^2}. \quad (4.65)$$

После преобразования получаем:

$$\frac{\partial u_w}{\partial t} = c_{v_1} \frac{\partial^2 u_w}{\partial z^2} + c_{v_2} \cdot \frac{p - u_w}{t}, \quad (4.66)$$

где:

$$c_{v_1} = \frac{k_f}{\gamma_w (m_{v_1} + n m_w)}; \quad c_{v_2} = \frac{m_{v_2}}{m_{v_1} + n m_w}. \quad (4.67)$$

Решение этого дифференциального уравнения при начальном $u_w(0, z)$ и граничных $u_w(0, t)=0, \frac{\partial u_w}{\partial z(z=h)}=0$ условиях можно получить с помощью метода разделения переменных Фурье, что приводит к затухающему ряду Фурье, содержащему сочетание экспоненциальной и синусовой функции, требующих точного численного расчета. Для определения осадки слоя толщиной h используется выражение:

$$S(t) = \int_0^h \varepsilon(z, t) dz, \quad (4.68)$$

$$\text{где } \varepsilon(z, t) = f(u_w(z, t)). \quad (4.69)$$

В итоге получается еще более сложная функция, состоящая из суммы двух рядов Фурье, включающих два разных затухающих ряда. Для определения порового давления и осадки $S(t)$ также пришлось бы использовать численный расчет с помощью ПК MathCAD.

В настоящей работе поровое давление и осадка слоя водонасыщенного грунта толщиной h определяются на основании численного решения дифференциального уравнения (4.60) с помощью ПК MathCAD, что значительно проще.

Для определения осадки $S(t)$ по (4.68) на основании (4.59) получим:

$$S(t) = m_{v1} ph \left[1 - \frac{1}{ph} \int_0^h u_w(x, t) dx \right] + m_{v2} ph \left[\ln \frac{t}{t_1} - \frac{1}{ph} \int_0^h \int_{t_1}^t u_w(x, t) dx dt \right]. \quad (4.70)$$

Первый член этой формулы определяет осадку за счет упругой деформации скелета грунта, а второй — за счет изменяющегося во времени коэффициента относительной сжимаемости $m_v(t) = m_{v2}/t$.

Ниже приводятся результаты расчета порового давления в слое и осадки слоев толщиной $h=2\text{м}$ и $h=10\text{м}$ при одинаковых значениях параметров c_{v1} и c_{v2} , а также m_{v1} и m_{v2} . Начальное условие определяется по формуле:

$$u_w(0, z) = p\beta_{01}, \quad (4.71)$$

$$\text{где } \beta_{01} = \frac{m_{v1}}{m_{v1} + nm_w}.$$

Начальная осадка определяется по формуле:

$$S(0) = p(1 - \beta_{01}) \cdot m_{v1} h. \quad (4.72)$$

Расчеты показывают, что прогноз осадки слоя при односторонней фильтрации в первом приближении можно представить по формуле:

$$S(t) = ph \left\{ m_{v1} (1 - e^{-T_v}) + m_{v2} \ln \frac{t}{t_f} \right\}, \quad (4.73)$$

$$\text{где } T_v = \frac{\pi^2 c_v t}{4h^2}; \quad t_f \cong \frac{4h^2}{c_v}.$$

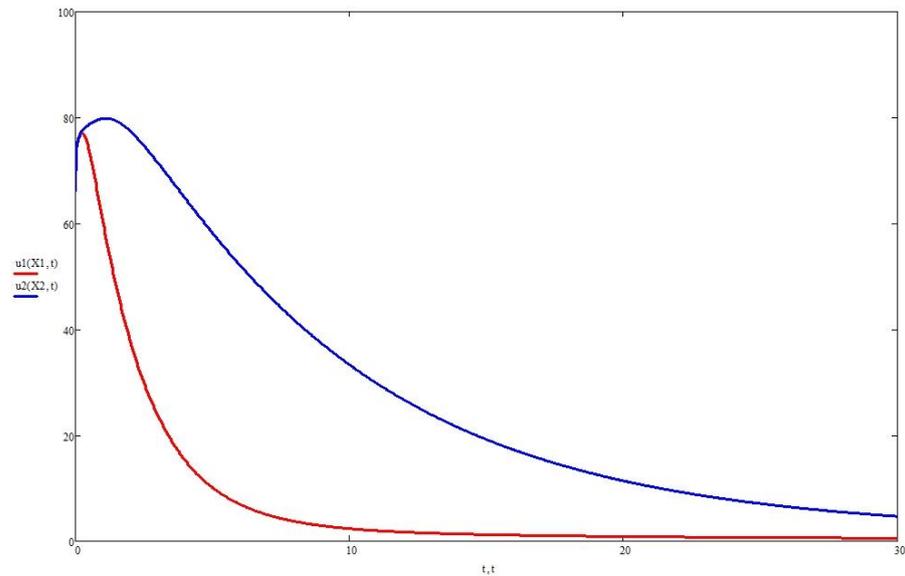


Рис. 4.10. Кривые изменения порового давления (кПа) в слое грунта разной мощности ($h=5$ м – красный, $h=10$ м - синий) во времени (дни) в нижней точке слоя при нагрузке 100 кПа, построенные на основании (4.66)

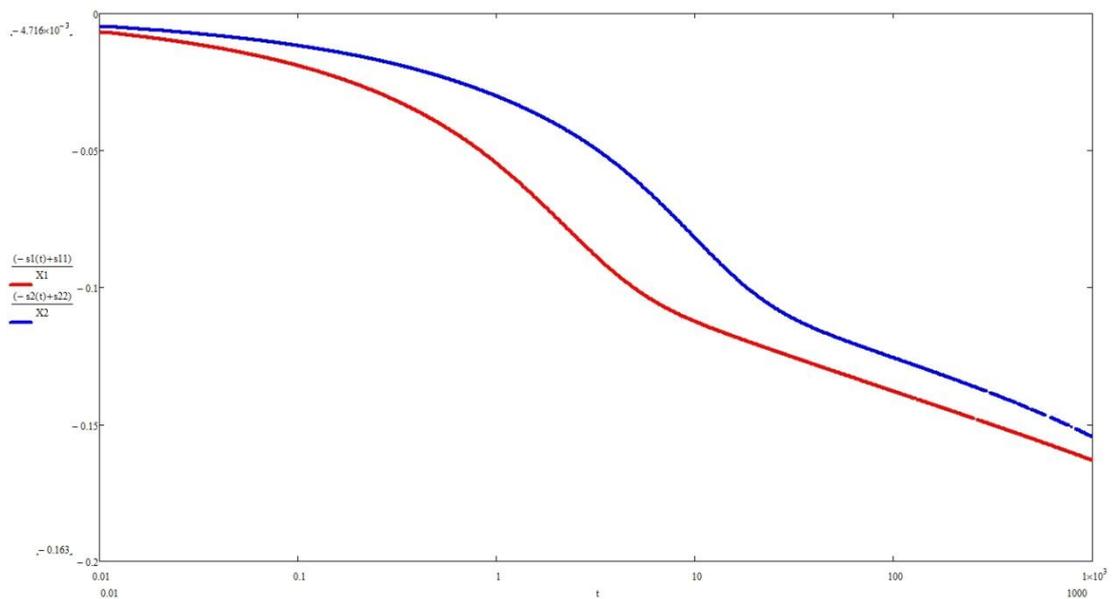


Рис. 4.11. Кривые изменения относительной осадки (S/h) от логарифма времени (дни) для слоев грунта разной мощности ($h=5$ м – красный, $h=10$ м - синий) при нагрузке 100 кПа, построенные на основании (4.66)

4.7. Консолидация водонасыщенного слоя грунта при действии циклической нагрузки с учетом сжимаемости поровой воды и ползучести скелета

Рассмотрим одномерную задачу уплотнения слоя водонасыщенного грунта толщиной $2h = H$ под воздействием дополнительной циклической нагрузки вида: $\sigma(t) = \sigma_0 + \sigma_0 \cdot \sin \omega t$, полагая, что поровая вода содержит воздух в растворенном виде и в

виде пузырьков, а скелет грунта обладает реологическими свойствами, описываемыми модифицированным уравнением Максвелла.

Известно, что одномерная задача консолидации сводится к рассмотрению дифференцированного уравнения вида:

$$-\frac{\partial \varepsilon_1}{\partial t} + nm_w \frac{\partial u_w}{\partial t} = \frac{k_f}{\gamma_w} \cdot \frac{\partial^2 u_w}{\partial z^2}, \quad (4.74)$$

где $\varepsilon_1(t)$ - деформация уплотнения, n - пористость, m_w - коэффициент сжимаемости поровой воды, k_f - коэффициент фильтрации, γ_w - удельный вес поровой воды, $u_w(t, z)$ - поровое давление.

Если ввести подстановку вида:

$$\frac{\partial \varepsilon_1}{\partial t} = \frac{\partial \varepsilon}{\partial \sigma_s} \cdot \frac{\partial \sigma_s}{\partial t} = \frac{\partial \varepsilon}{\partial \sigma_s} \left(\frac{\partial \sigma}{\partial t} - \frac{\partial u_w}{\partial t} \right), \quad (4.75)$$

где σ и σ_s - изменяющаяся во времени внешняя нагрузка и напряжение в скелете грунта, соответственно, то уравнение (3.138) примет вид:

$$-\frac{\partial \varepsilon}{\partial \sigma_s} \left(\frac{\partial \sigma}{\partial t} - \frac{\partial u_w}{\partial t} \right) = \frac{k_f}{\gamma_w} \cdot \frac{\partial^2 u_w}{\partial z^2}. \quad (4.76)$$

Примем, что деформация скелета грунта описывается модифицированным уравнением Максвелла вида:

$$\sigma_s = \dot{\varepsilon} \eta + \frac{\varepsilon}{m_v}, \quad (4.77)$$

$$\varepsilon(t) = \sigma_s m_v \left(1 - e^{-\frac{t}{m_v \eta}} \right). \quad (4.78)$$

Тогда

$$\frac{\partial \varepsilon}{\partial \sigma_s} = m_v(t), \quad (4.79)$$

где $m_v(t) = m_v e^{-\frac{t}{m_v \eta}}$.

Подставляя (4.79) в (4.74), после несложных преобразований получаем следующее неоднородное дифференциальное уравнение с переменным коэффициентом консолидации:

$$\frac{\partial u_w}{\partial t} = c_v(t) \cdot \frac{\partial^2 u_w}{\partial z^2} + \frac{\partial \sigma}{\partial t} \cdot \beta(t). \quad (4.80)$$

где $c_v(t) = \frac{k_f}{\gamma_w (m_v(t) + nm_w)}$; $\beta(t) = \frac{m_v(t)}{m_v(t) + nm_w}$;

Учитывая, что внешняя нагрузка $\sigma(t)$ меняется по закону синусоиды, получаем, что:

$$\sigma(t) = \sigma_0 + \sigma_0 \cdot \sin \omega t, \quad (4.81)$$

при граничных $u_w(0,t) = u_w(H,t) = 0$ и начальном $u_w(z,0) = 0$ условиях уравнение(4.80) может быть решено численным методом с помощью программы Mathcad. На рис.4.12 – 4.16 показаны результаты решения этой задачи. Как и следовало ожидать, при большей толщине в середине слоя накапливается большее поровое давление и рассеивается дольше. Очевидно, что с ростом коэффициента фильтрации k_f и уменьшением коэффициентов сжимаемости m_v и m_w скорость рассеивания порового давления увеличится.

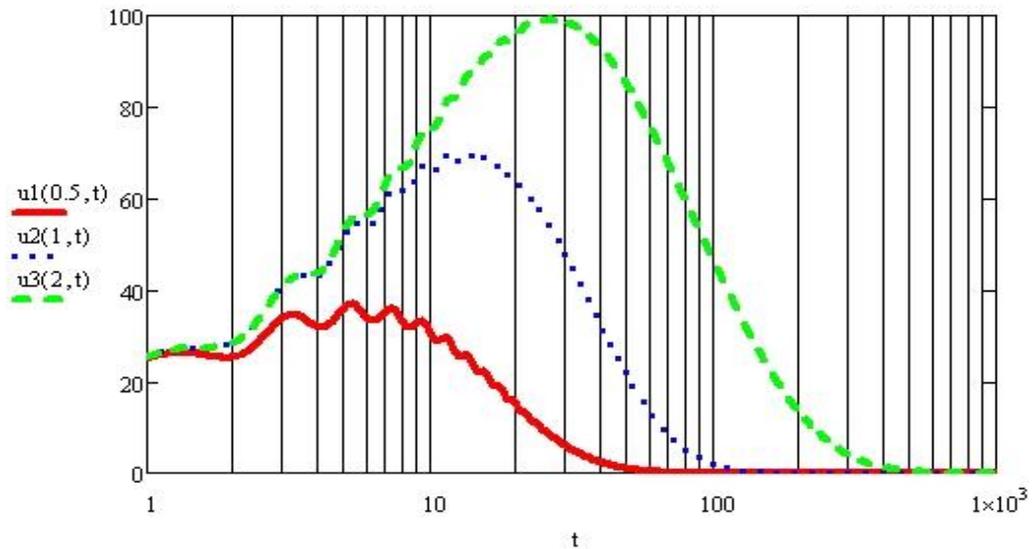


Рис. 4.12. Зависимости $u_w(t)$ для слоёв толщиной 1, 2, 4 м в середине слоя на основании решения формулы (4.80) с помощью Mathcad

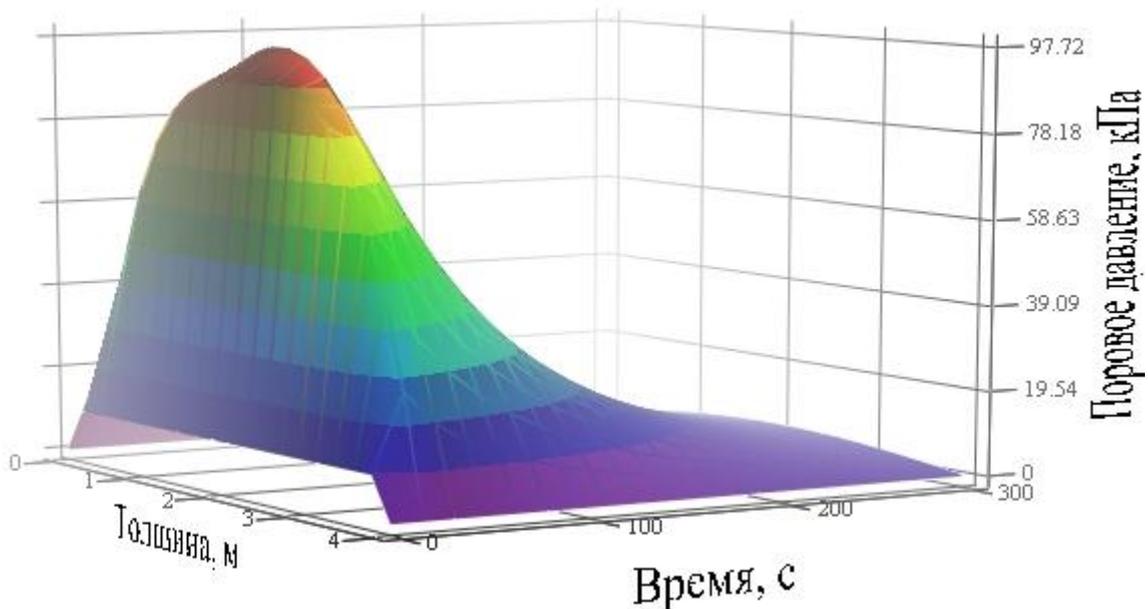


Рис. 4.13. Зависимость порового давления от времени и толщины слоя на основании решения формулы (4.80) с помощью Mathcad

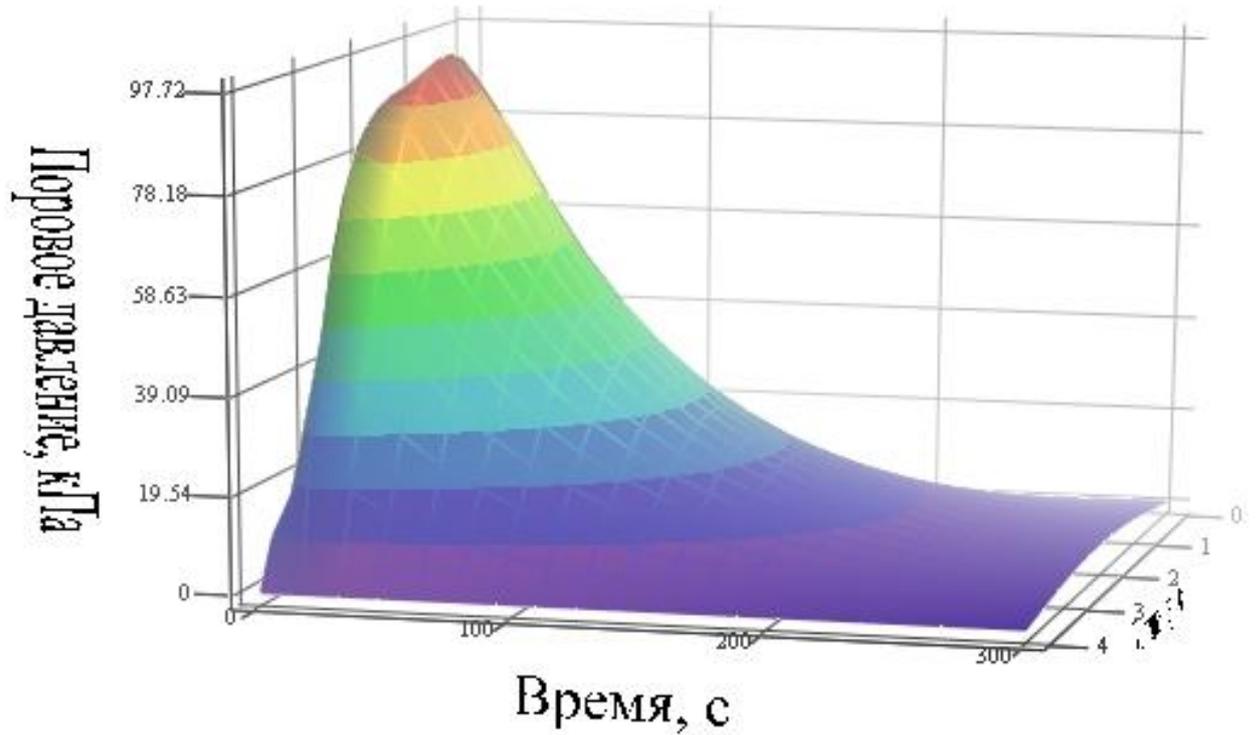


Рис. 4.14. Зависимость порового давления от времени и толщины слоя на основании решения формулы (4.80) с помощью Mathcad

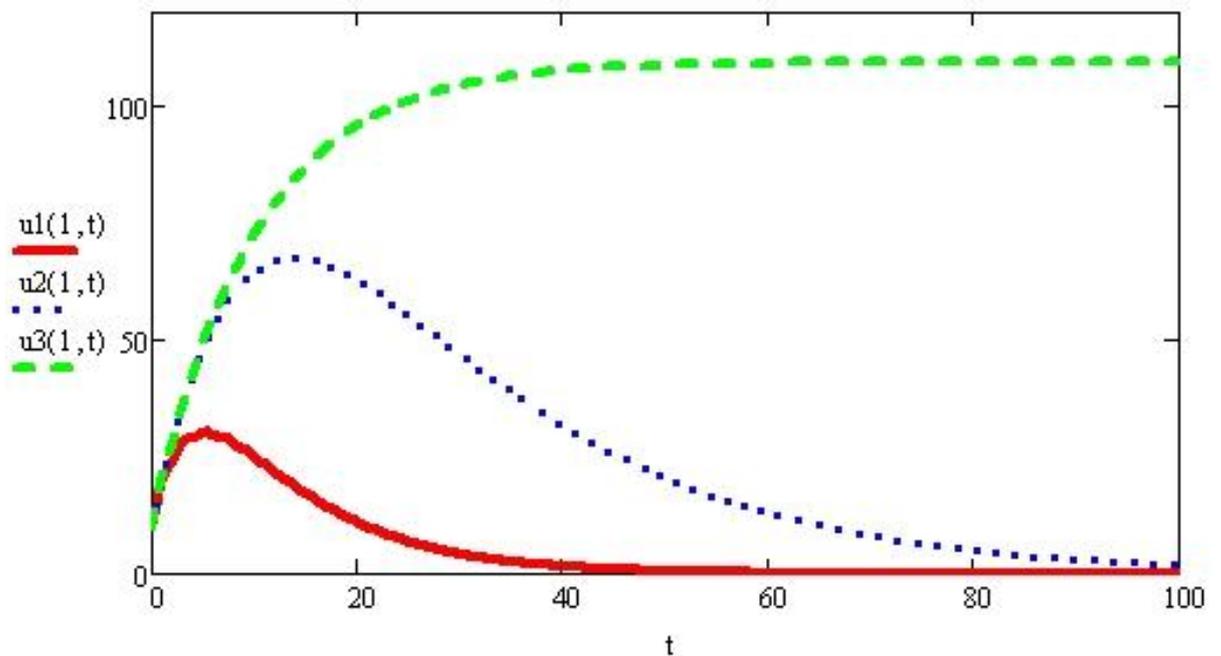


Рис. 4.15. Зависимости $u_w(t)$ для слоя толщиной 2 м в середине слоя при коэффициентах фильтрации $k_{f1} > k_{f2} > k_{f3} = 0$, на основании решения формулы (4.80) с помощью Mathcad

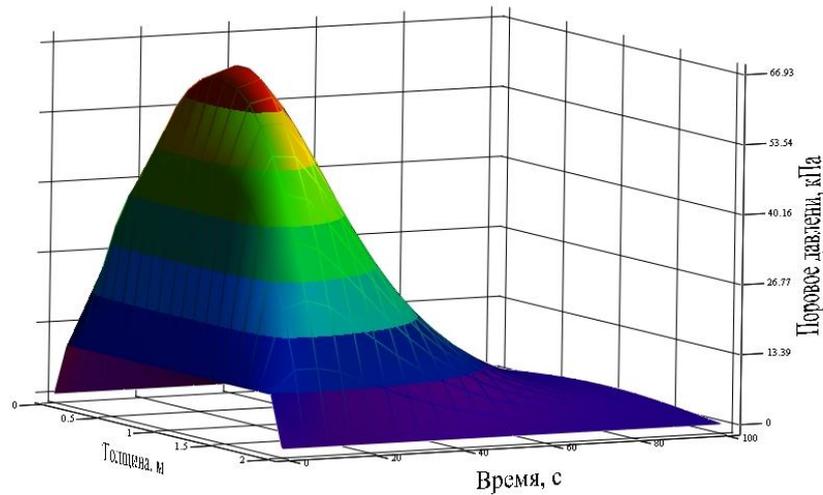


Рис. 4.16 Зависимость порового давления от времени и толщины, на основании решения формулы (4.80) с помощью Mathcad

В случае, когда скелет грунта обладает линейной сжимаемостью, мы получаем обыкновенное неоднородное дифференциальное уравнение консолидации с постоянным коэффициентом консолидации $c_v = const$, т.е. имеем:

$$\frac{\partial u_w}{\partial t} = c_v \cdot \frac{\partial^2 u_w}{\partial z^2} + \frac{\partial \sigma}{\partial t} \cdot \beta, \quad (4.82)$$

где
$$c_v = \frac{k_f}{\gamma_w (m_v + nm_w)}; \beta = \frac{m_v}{m_v + nm_w}.$$

При начальном $u_w(z, 0) = 0$ и граничных $u_w(0, t) = u_w(H, t) = 0$ условиях и при (4.79) уравнение (4.82) имеет решение в виде:

$$u(z, t) = \sum_1^{\infty} \frac{a_i}{p_i^2 + \omega^2} \left((p_i \cos \omega t + \omega \sin \omega t) - p_i e^{-p_i t} \right) \sin \frac{i\pi z}{H}. \quad (4.83)$$

где
$$a_i = \frac{2\sigma_0\beta}{\omega} \cdot \frac{H}{i\pi} (1 - \cos i\pi); p_i = \frac{i\pi\sqrt{c_v}}{H}; \beta = \frac{m_v}{m_v + nm_w}.$$

На основе этого решения можно прогнозировать также осадку слоя, если суммировать деформацию послойно, т.е.:

$$S(t) = \int_0^H \varepsilon(z, t) dz, \quad (4.84)$$

где значение $\varepsilon(z, t)$ может быть определено путем интегрирования (4.78) по времени с учётом известной зависимости:

$$\sigma_s(z, t) = \sigma(t) - u_w(z, t). \quad (4.85)$$

Таким образом, поставленная задача консолидации водонасыщенного слоя грунта при действии циклической нагрузки полностью решена.

4.8. Консолидация и ползучесть водонасыщенных оснований конечной ширины

4.8.1. Введение

Известно, что в водонасыщенном основании фундаментов конечной ширины под воздействием внешней нагрузки формируется сложное и неоднородное НДС, которое трансформируется в пространстве и во времени и сопровождается отжатием избыточного порового давления в сторону к дренирующим границам расчетной области. Это означает, что формирование НДС в водонасыщенном основании сопровождается массопереносом, который описывается уравнением теории фильтрационной консолидации.

Очевидно, что для решения задач консолидации требуется использовать теорию и методы механики деформируемого твердого тела и теорию движения жидкости в деформируемой пористой среде, т.е. решать их совместно. В случае двумерной и трехмерной постановки решение такой задачи связано с большими, а иногда и непреодолимыми трудностями. Так, например, двумерная и трехмерная задачи консолидации в линейной постановке сводятся к двойному и тройному интегралам со сложными подынтегральными функциями [168, 204, 206].

В случае осесимметричной задачи консолидации под фундаментами круглой формы в решении Ю.К. Зарецкий использовал специальную функцию Бесселя [55, 56]. Решение задачи консолидации под угловой точкой прямоугольного фундамента получили Гибсон и Мак-Нейми [206] с помощью специальных функций. Решение задачи о консолидации двухслойного основания получено Ж. Манделем [206] и др.

В работе В.А. Флорина [204] рассмотрены плоская и пространственная задачи фильтрационной консолидации при действии нагрузки по полосе и по прямоугольной площадке поверхности полупространства и доведены до двойного и тройного интегралов, соответственно, вычисление которых сегодня возможно только с помощью ПК Mathcad.

В настоящей работе ставится и решается плоская задача консолидации и ползучести водонасыщенных оснований под фундаментом конечной ширины с учетом сжимаемости поровой газосодержащей воды и ползучести скелета.

4.8.2. Исходные положения и уравнения

Отличительной особенностью НДС водонасыщенных оснований фундаментов конечной ширины заключается в том, что осадка основания возникает практически «мгновенно» вслед за приложением внешней нагрузки при степени водонасыщения $0,8 \leq S_r \leq 1$, что существенно, причем, чем ближе S_r к единице, тем больше эта осадка,

что невозможно себе представить при условиях одномерной задачи компрессионного сжатия.

Начальная осадка основания под фундаментом конечной ширины обусловлена сдвиговыми деформациями грунтов, практически не зависящими от порового давления, и при низкой сдвиговой прочности возможны большие осадки или выпор грунта из-под фундамента. Поэтому в СП рекомендуется в обязательном порядке рассчитать фундаменты конечной ширины (площади) по I предельному состоянию, особенно при слабых водонасыщенных грунтах с низким коэффициентом фильтрации.

Начальная сдвиговая осадка оснований фундаментов конечной ширины в зависимости от степени водонасыщения может составлять до 70% от общей начальной осадки при степени водонасыщения близкой к единице. Поэтому понятие степени консолидации в плоской или пространственной задаче, обусловленное фильтрационной консолидацией и объемными деформациями скелета не следует связать только лишь со степенью рассеивания избыточного порового давления в расчетной области. Очевидно также, что степень консолидации связана с завершением осадки, обусловленной фильтрационной консолидацией, следовательно, ее необходимо связывать с осадкой в период фильтрационной консолидации. Тогда получаем:

$$U = \frac{S(t) - S(0)}{S(t_f) - S(0)} \quad 0 < t \leq t_f. \quad (4.86)$$

В этом случае степень консолидации будет меняться от нуля до единицы в период фильтрационной консолидации $t \leq t_f$ и расти при $t > t_f$, т.е.:

$$S(t) = phm_{v2} \ln(t / t_f). \quad (4.87)$$

Таким образом, прогнозирование осадки оснований фундаментов связано с количественной оценкой осадок, обусловленных сдвиговыми и объемными деформациями грунтов в отдельности, как в начальный период нагружения фундамента, так и в период развития фильтрационной консолидации. Механизм развития осадки и рассеивания порового давления водонасыщенного основания можно представить следующим образом.

В начальный период нагружения основания в пределах короткого периода времени по сравнению с продолжительностью фильтрационной консолидации развитие осадки в этот период будет обусловлено исключительно сдвиговыми деформациями грунта, в том числе упругими и упруго-вязкими и будет продолжаться за счет упруго-вязких сдвиговых деформаций грунта. Они могут развиваться продолжительное время и иметь затухающий или незатухающий характер в зависимости от ползучести скелета, а также развиваться

независимо от времени рассеивания порового давления и продолжаться длительное время (рис. 4.17).

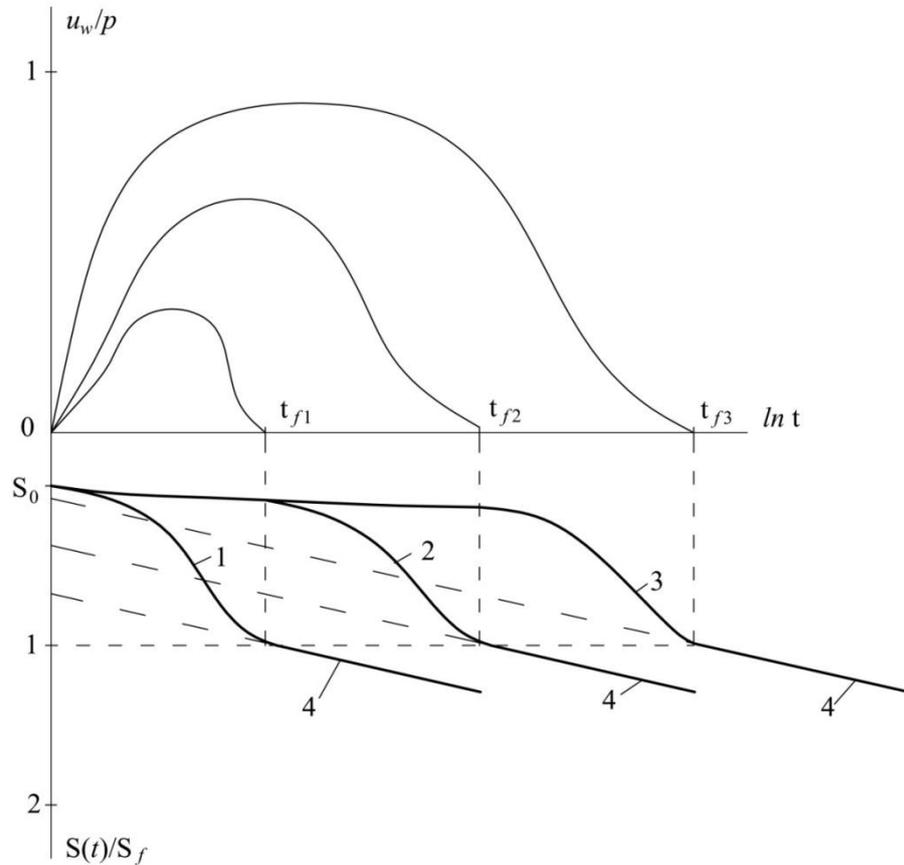


Рис.4.17. Схематическое представление развития осадки (нижняя половина) и порового давления (верхняя половина) водонасыщенного основания фундаментов конечной ширины (площади), обусловленной сдвиговыми деформациями грунта (4) и объемными деформациями грунта (1,2,3) при ширине фундамента $b_1 < b_2 < b_3$.

Важным этапом решения плоской и пространственной задач консолидации водонасыщенных оснований при действии местной нагрузки является определение НДС основания на начальной стадии его формирования вслед за действием местной нагрузки, когда фильтрационный процесс во всем основании не начался, что соответствует условиям отсутствия дренажа (undrained). На этой стадии водонасыщенный грунт характеризуется приведенными (тотальными) параметрами деформирования объема и формы, т.е. K_u, K_s, K_w, v_u (см. гл. 3).

Следовательно, зная начальное распределение тотальных напряжений, в том числе $\sigma_m^{tot} = (\sigma_x^{tot} + \sigma_y^{tot} + \sigma_z^{tot}) / 3$, можем определить по формуле (1.20) начальное распределение порового давления.

Таким образом, задача определения начального распределения избыточного порового давления под действием местной нагрузки сводится к оценке НДС водонасыщенного основания в целом и в частности к оценке распределения суммы тотальных напряжений $\sigma_m(x, y, z, 0)$. В этом случае для оценки НДС водонасыщенного основания можно определить на основе известных решений краевых задач о действии местной нагрузки на неводонасыщенное основание, заменяя в них параметры K и G на K_u , G_u и ν_u .

Рассмотрим решение задачи в такой постановке на примере задачи Фламана о НДС грунтового полупространства под действием равномерно распределенной нагрузки интенсивностью p по полосе шириной $b = 2a$.

4.8.3. НДС основания фундамента конечной ширины на начальном этапе

В этом случае компоненты НДС σ_z и σ_m в грунтовом полупространстве будут определяться зависимостями вида [168, 204, 206]:

$$\sigma_z = \frac{p}{\pi} \left[\operatorname{arctg} \frac{a-x}{z} + \operatorname{arctg} \frac{a+x}{z} \right] - \frac{2apz(x^2 - z^2 - a^2)}{\pi[(x^2 + z^2 + a^2)^2 + 4a^2z^2]}, \quad (4.88)$$

$$\sigma_m = \frac{2p \cdot (1 + \nu)}{3\pi} \cdot \left[\operatorname{arctg} \frac{a-x}{z} + \operatorname{arctg} \frac{a+x}{z} \right], \quad (4.89)$$

где: $\sigma_m = (\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z)/3$, причем $\sigma_y = \nu(\sigma_x + \sigma_z)$.

$$\sigma_z - \sigma_m = \frac{p}{\pi} \left[-\frac{2a \cdot p \cdot z \cdot (x^2 - z^2 - a^2)}{\pi \cdot [(x^2 + z^2 + a^2)^2 + 4a^2 \cdot z^2]} + \left(\operatorname{arctg} \frac{a-x}{z} + \operatorname{arctg} \frac{a+x}{z} \right) \left(1 - \frac{2\nu}{3} \right) \right]. \quad (4.90)$$

Деформации грунтов основания с помощью уравнений (4.88)–(4.90) можно определить на основе обобщенного закона Гука, первую строчку которого можно представить в виде [168]:

$$\varepsilon_z = \frac{\sigma_m}{K} + \frac{\sigma_z - \sigma_m}{2G}, \quad \gamma_{xy} = \tau_{xy} / 2G, \quad (\text{и т.д.}), \quad (4.91)$$

где K и G – модули линейной объемной и сдвиговой деформаций; здесь и далее (и т.д.) означает, что остальные компоненты деформаций определяются круговой перестановкой x, y, z .

Из (4.88)–(4.90) следует, что напряжения σ_m и σ_z на оси z затухают по глубине с разной интенсивностью (рис. 4.18). Следовательно, осадки оснований, обусловленные сдвиговыми s_γ и объемными s_ν деформациями ($s = s_\nu + s_\gamma$), существенно отличаются из-за неоднородности НДС. Непосредственно под полосовой нагрузкой преобладают объемные деформации, причем с глубиной соотношение s_γ/s_ν меняется, проходя через экстремум на определенной глубине (рис. 4.18).

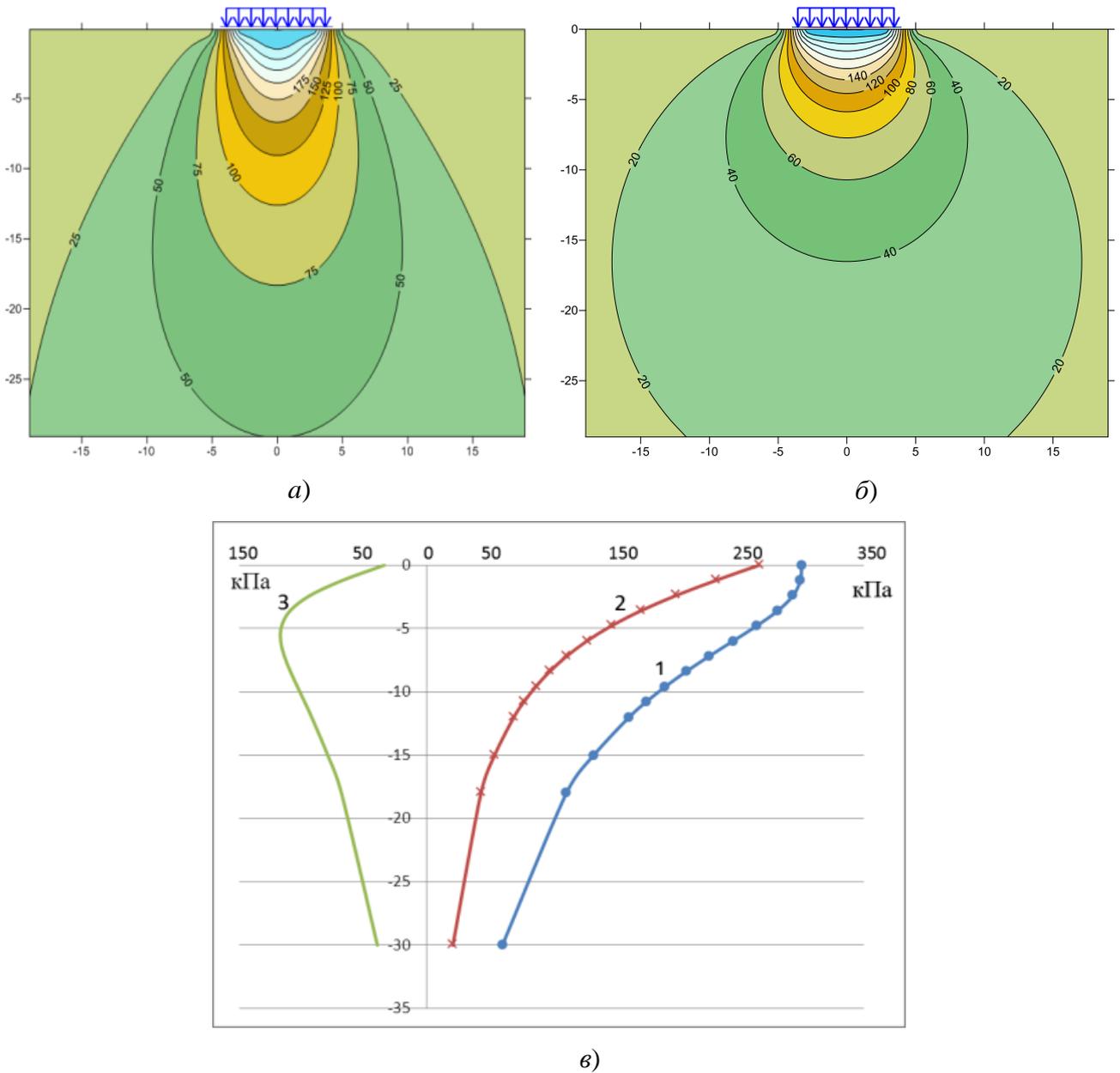


Рис. 4.18. Изолинии напряжений σ_z (а) и σ_m (б) и эпюры σ_z , σ_m , $(\sigma_m - \sigma_z)$ (в), построенные по (4.87)–(4.89)

Такое разделение НДС позволяет определить осадки основания в пределах распространения σ_m и $\sigma_z - \sigma_m$ по глубине, используя модули объемной K и сдвиговой G деформаций соответственно:

$$S = \int_0^{h_v} \frac{\sigma_m}{K} dz + \int_0^{h_a} \frac{\sigma_z - \sigma_m}{2G} dz, \quad (4.92)$$

где h_a – мощность сжимаемой толщи; h_v – мощность слоя, в пределах которого $\sigma_m \rightarrow 0$.

На оси z напряжения σ_m и $\sigma_z - \sigma_m$ изменяются с глубиной в соответствии с (4.88) и (4.89) следующим образом:

$$\sigma_m = \frac{4p(1+\nu)}{3\pi} \operatorname{atg} \frac{a}{z} = \frac{4p(1+\nu)}{3\pi} \operatorname{arctg} \frac{z}{a}; \quad (4.93)$$

$$\sigma_z - \sigma_m = \frac{2p}{\pi} \left(\frac{az}{a^2 + z^2} + \frac{1-2\nu}{3} \operatorname{arctg} \frac{z}{a} \right). \quad (4.94)$$

Осадку основания на оси z в пределах h_v от объемной деформации можно определить, подставляя (4.93) в первый интеграл (4.92):

$$S_v = \frac{4p(1+\nu)}{3\pi K} \left[h_v \operatorname{arcctg} \frac{h_v}{a} + \frac{a}{2} \ln \frac{a^2 + h_v^2}{a^2} \right]. \quad (4.95)$$

Осадку основания на оси z в пределах h_a от сдвиговых деформаций можно получить после подстановки (4.94) во второй интеграл (4.92), т.е.:

$$S_\gamma = \frac{p}{3\pi G} \left[(1-2\nu) h_a \operatorname{arcctg} \frac{h_a}{a} + (2-\nu) a \ln \frac{a^2 + h_a^2}{a^2} \right]. \quad (4.96)$$

Рассмотрение примера при исходных данных $a=2\text{м}$, $h_a=12\text{м}$, $h_v=6\text{м}$, $\nu=0,33$, $K=40000$ кПа, $p=400\text{кПа}$, $G=5113$ кПа показало, что $S_v=2,18$ см, $S_\gamma=21,05$ см. В отличие от эквивалентной одномерной задачи [206] соотношение S_γ/S_v достигает десяти вместо двух.

В первом приближении соотношение S_γ/S_v можно также определить на основании известной формулы Фламана-Фрелиха для определения осадки основания от полосовой нагрузки [168, 204, 206]:

$$S = \frac{p(1-\nu)b\omega}{2G}. \quad (4.97)$$

где ω – коэффициент формы и жесткости, который для условной плоской задачи в среднем равен 2,25 [206].

Осадку основания, обусловленную только сдвиговыми деформациями, можем в первом приближении определить, принимая $\nu=0,5$, т.е. получаем:

$$S_\gamma = pb\omega / 4G. \quad (4.98)$$

Тогда осадку основания, обусловленную только объемными деформациями, определим, вычитая (4.98) из (4.97). т.е. получаем:

$$S_v = pb\omega(0,5-\nu) / G. \quad (4.99)$$

Следовательно, соотношение S_γ/S_v будет определяться зависимостью вида:

$$S_\gamma / S_v = 8 / (1-2\nu). \quad (4.100)$$

При $\nu=0,33$, $S_\gamma/S_v=23,53$, при $\nu=0,23$, $S_\gamma/S_v=14,81$.

Эти значения S_γ/S_v одного порядка со значениями, полученные по (4.95; 4.96).

Отсюда следует, что с ростом ν растет и соотношение S_γ/S_v , и что в слабых водонасыщенных грунтах ($\nu_u \rightarrow 0,5$) осадка основания фундаментов конечной ширины на начальном этапе формирования НДС будет обусловлена, главным образом, сдвиговыми деформациями грунтов основания.

Начальное распределение избыточного порового давления в плоской задаче можно определить на основании (4.95) и (4.100) по формуле:

$$u_w(x, z, 0) = \beta_0 \cdot \frac{2p(1+\nu)}{3\pi} \left(\operatorname{arctg} \frac{a-x}{z} + \operatorname{arctg} \frac{a+x}{z} \right). \quad (4.101)$$

Для определения компонентов напряжений в скелете грунта σ'_x и σ'_z достаточно вычитать из общего напряжения σ_x и σ_z избыточное поровое давление, т.е. получаем:

$$\sigma'_x(x, z, 0) = \sigma_x(x, z, 0) - u_w(x, z, 0). \quad (4.102)$$

$$\sigma'_z(x, z, 0) = \sigma_z(x, z, 0) - u_w(x, z, 0). \quad (4.103)$$

Таким образом начальное НДС водонасыщенного основания под воздействием местной нагрузки полностью определено. Оно необходимо для количественной оценки НДС водонасыщенного основания на промежуточной стадии, а также для определения расчетного сопротивления и устойчивости основания в наиболее неблагоприятном состоянии, то есть, на начальной стадии.

4.8.4. Начальная и предельная критические нагрузки на водонасыщенное, переуплотненное основание фундамента конечной ширины (плоская задача)

В этом случае напряженное состояние водонасыщенного основания удобнее представить через главные напряжения по известным формулам Фламана [206]. Тогда главные эффективные напряжения можно определить таким образом:

$$\sigma'_{1,2} = \frac{p-q}{\pi} (\alpha \pm \sin \alpha) - u_w(\alpha, z), \quad (4.104)$$

где α – угол видимости, определяющий местоположение точки $M(\alpha, z)$, q – пригрузка на уровне $z=0$ от веса вышележащей толщи грунта мощностью d с удельным весом во взвешенном состоянии γ' , т.е. $q = \gamma' d$ – пригрузка на уровне $z=0$.

Распределение эффективных напряжений в грунтовом основании от действия пригрузки q в предположении гидростатического их распределения с учетом исходного НДС в переуплотненном состоянии можно определить с использованием следующей формулы:

$$\sigma'_{zg} = \sigma'_{xg} = \gamma' (d+z) OCR, \quad (4.105)$$

где $OCR = \sigma_p / \sigma_{zg}$ – коэффициент переуплотнения (рис. 4.19), где σ_p – вертикальное напряжение переуплотнения, определяемое по результатам лабораторных испытаний в условиях компрессии методом Казагранде.

Суммарное значение тотальных напряжений и избыточного порового давления u_w в грунтовом основании можно определить с учетом формул (4.104) и (4.105) следующим образом:

$$\sigma_m(\alpha) = \frac{p-q}{\pi} \alpha \cdot (1 + \nu_u), \quad (4.106)$$

$$u_w(\alpha) = \frac{p-q}{3\pi} \cdot \beta_0 \cdot (1 + \nu_u) \cdot \alpha, \quad (4.107)$$

$$\sigma'_{1,2} = \frac{p-q}{\pi} \cdot \left[\alpha \pm \sin \alpha - \frac{\alpha}{3} \cdot \beta_0 (1 + \nu_u) \right] + \gamma' (d + z). \quad (4.108)$$

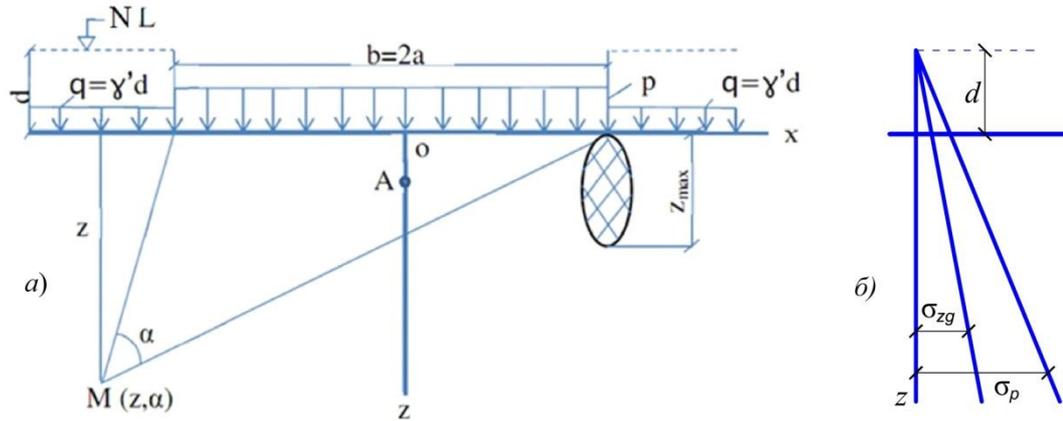


Рис.4.19.Схема для определения расчетного сопротивления водонасыщенного основания с учетом степени его водонасыщения и переуплотнения (а) и эпюры напряжений σ_{zg} и σ_p (б)

Условие предельного равновесия в точке М (α, z) можем определить, если напряжения по формуле (4.108) подставить в известное уравнение предельного состояния:

$$\sin \varphi = \frac{\sigma'_1 - \sigma'_2}{\sigma'_1 + \sigma'_2 + 2 \cdot c \cdot \operatorname{ctg} \varphi}. \quad (4.109)$$

где c - удельное сцепление, φ - угол внутреннего трения (параметры прочности грунта); σ'_1 и σ'_2 - эффективные напряжения, $\sigma'_1 = \sigma_1 - u_w$, $\sigma'_2 = \sigma_2 - u_w$, т.е. получаем:

$$z = \frac{p-q}{\pi \cdot \gamma'} \left(\frac{\sin \alpha}{\sin \varphi} - B \cdot \alpha \right) - \frac{c}{\gamma'} \cdot \operatorname{ctg} \varphi - d, \quad (4.110)$$

где $B = 1 - \beta_0 (1 + \nu_u) / 3$, $d_0 = \sigma_0 / \gamma'$. (4.111)

Уравнение (4.110) описывает границу области предельного равновесия в зависимости от α . Максимальную глубину этой области z_{\max} можно определить из условия $dz/d\alpha = 0$. Тогда получаем значение α^* при $z_{\max} = 0$, т.е.:

$$\alpha^* = \arccos(B \cdot \sin \varphi). \quad (4.112)$$

Подставив выражение (4.112) для α^* в (4.98) получим z^*_{\max} , а после некоторых преобразований получим следующую формулу для определения критической

распределенной нагрузки p^* в зависимости от z_{max}^* , степени водонасыщения S_r и d_0 в виде:

$$p^* = \frac{\pi(\gamma' \cdot (z_{max}^* + d) + c \cdot ctg\phi)}{\sin \alpha^* / \sin \alpha - B \cdot \alpha^*} + \gamma' \cdot d,$$

в случае $z_{max}^* = 0$ получим выражение для начальной критической нагрузки.

$$P_{нач}^* = \frac{\pi(\gamma' \cdot d + c \cdot ctg\phi)}{\sin \alpha^* / \sin \alpha - B \cdot \alpha^*} + \gamma' \cdot d. \quad (4.113)$$

В случае учета вертикального напряжения переуплотнения необходимо $\gamma'd$ умножить на OCR . При $z_{max}^* = b/4$ получим расчетное сопротивление основания R по СП. Из анализа (4.113) следует, что при $p^* = const$ с ростом S_r растут B и z_{max}^* , а при одинаковых значениях z_{max}^* критическое значение меньше там, где S_r больше. Это выражение в частном случае, когда $z_{max} = 0$; $S_r < 0,8$; $\beta_0 = 0$; $B = 1$, $d_0 = 0$ и $\alpha = \pi/2 - \phi$ совпадает с формулой Пузыревского [206] для определения начальной критической нагрузки, а при $z = z_{max}^* = b/4$ критическая нагрузка $p^* \approx R$, где R - расчетное сопротивление, определяемое по СП.

Определение предельной критической нагрузки p^{**} водонасыщенного основания аналитическим методом связано с трудностями, обусловленными громоздкостью формул для определения компонентов напряжений (4.88) и (4.89). Поэтому удобнее ее определить численным методом полагая, что в качестве расчетной можно рассматривать упруго-пластическую модель Кулона-Мора.

В первом приближении предельную критическую нагрузку можно определить также на основании известного решения Прандтля, заменяя в нем параметры прочности c и ϕ на c_u и ϕ_u , т.е. определенные по результатам недренированных испытаний, тогда получаем:

$$p_u = (\gamma' d + c_u ctg\phi_u) \frac{1 + \sin\phi_u}{1 - \sin\phi_u} \exp(\pi tg\phi_u) - c_u ctg\phi_u, \quad (4.114)$$

где γ' - удельный вес грунта во взвешенном состоянии; d - глубина приложения нагрузки от дневной поверхности. В случае необходимости учета остаточного напряжения переуплотнения σ_p следует вместо $\gamma'd$ подставлять $\gamma'd \cdot OCR$. Из этой формулы следует, что в водонасыщенном грунте $p_u < p^{**}$, т.к. $\phi_u < \phi$, а $c_u \approx c$.

4.8.5. Начальное и предельное критические напряжения под подошвой круглого фундамента с учетом степени водонасыщения грунтов основания

При проектировании круглых в плане фундаментов, а также буронабивных свай круглого сечения неизбежно возникает необходимость количественной оценки

напряженно-деформированного состояния (НДС) и несущей способности грунтов основания под подошвой фундаментов, а также под пятой свай. Задача о несущей способности грунтов под круглым фундаментом рассмотрена ранее многими авторами, но без учета внутреннего трения грунта. Имеется также трехчленная эмпирическая формула по определению несущей способности грунтов основания с учетом угла внутреннего трения и сцепления через безразмерные коэффициенты N_γ, N_q, N_c . Для плоского НДС имеется решение Л. Прандтля и Г. Рейснера с учетом глубины заложения нагрузки, угла трения грунта и его сцепления. Для определения начальной критической $p_{НК}$ нагрузки в рамках плоской задачи Фламана имеется решение Н.П. Пузыревского. Для определения предельной критической нагрузки под фундаментом имеются решения Березанцева, Соколовского и тд. В настоящей работе рассматривается постановка и решение задачи по определению начальной критической нагрузки в переуплотненном основании под круглым фундаментом с учетом глубины его заложения d , а также угла внутреннего трения φ и сцепления c на базе решения задачи о НДС грунтов в основании под воздействием равномерно распределенной нагрузки интенсивностью $p = \text{const}$ по площади круга диаметром $2a$.

Исходные уравнения

Известно [99], что под воздействием равномерно распределенной нагрузки интенсивностью $p = \text{const}$ по площади круга диаметром $2a$ в неводонасыщенном основании возникает сложное НДС, в том числе вертикальные σ_z , радиальные σ_r и тангенциальные σ_t напряжения, т.е. имеем следующие напряжения на оси z ($z=0$):

$$\sigma_z = p \left[1 - z^3 (a^2 + z^2)^{-3/2} \right],$$

$$\sigma_r = \sigma_t = p \left[1 + 2\nu - 2(1+\nu)(a^2 + z^2)^{-1/2} \cdot z + (a^2 + z^2)^{-3/2} \cdot z^3 \right]. \quad (4.115)$$

Выражение для осадки в центре площади принимает вид:

$$S_0 = \frac{(1-\nu) \cdot p \cdot a}{G} = \frac{2(1-\nu^2)p \cdot a}{E}, \quad (4.116)$$

где ν, G, E - коэффициент Пуассона, модуль сдвига и модуль линейной деформации грунта соответственно.

На радиусе $0 < r < a$ и при $z=0$ имеем:

$$\sigma_z = p, \quad \sigma_r = \sigma_t = \frac{(1+2\nu)p}{2}, \quad (4.117)$$

$$S_a = \frac{2}{\pi} S_0, \quad (4.118)$$

где S_a - значение осадки в точке на расстоянии “ a ” от центра загруженной площади.

На радиусе $a < r < \infty$ и при $z=0$ имеем:

$$\sigma_z = 0, \quad \sigma_r = -\sigma_t = \frac{(1-2\nu)p \cdot a^2}{2 \cdot r^2} \quad (4.119)$$

Из приведенных выражений следует, что на оси z возникает максимальное касательное напряжение:

$$\tau_{\max} = (\sigma_z - \sigma_t) / 2, \quad (4.120)$$

или

$$\tau_{\max} = \frac{p}{4} \left[-1 + 2\nu + 2(1+\nu) \cdot z(a^2 + z^2)^{-1/2} + 3z^3(a^2 + z^2)^{-3/2} \right]. \quad (4.121)$$

Причем τ_{\max} достигает своего максимума на глубине z_{\max} :

$$z_{\max} = a \sqrt{\frac{2(1+\nu)}{7-2\nu}}. \quad (4.122)$$

При $\nu = 0.3$ $z_{\max} = 0.637a$, т.е. $\tau / \tau_{\max} = 0.33p$.

Учитывая, что для водонасыщенного основания $\nu_u > \nu$ следует предположить, что $z_{\max}(\nu_u) > z_{\max}(\nu)$.

Можно было предположить также, что предельное состояние в первую очередь возникает на глубине z_{\max} (4.122). Однако, учитывая скачкообразное изменение радиальных и тангенциальных напряжений на контуре нагруженной площади (4.115), когда σ_t становится растягивающим, следует ожидать, что в первую очередь предельное состояние возникнет в точке с координатами $z=0$ и $r=a$. И оно будет распространяться по радиусу $r > a$ внутрь основания перпендикулярно плоскости $z=0$. Возникает необходимость определения начальной критической нагрузки из условий, когда предельное состояние возникает и под центром загруженной площади при $z=z_{\max}$ (4.122), и в точках $r=a$, $z=0$.

Для определения НДС водонасыщенного основания можно воспользоваться всеми формулами (4.115)–(4.122), если в них заменить ν на ν_u , E на E_u , $K=K_u$, $G=G_u$, где индекс “ u ” означает неводонасыщенный, причем ν_u , K_u и G_u определяются по (1.13), (1.17) и (1.18). Для определения предельного состояния водонасыщенного грунта воспользуемся условием прочности Мора-Кулона в виде:

$$\sin \varphi = \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{\sigma'_1 + \sigma'_3 + 2c \cdot \operatorname{ctg} \varphi + 2u_w}, \quad (4.123)$$

где σ'_1 и σ'_3 - максимальное и минимальное значения напряжений в условиях трехосного напряженного состояния. В рассматриваемом нами случае это σ'_z и σ'_t для точки в центре площади на глубине $z=z_{\max}$ и σ'_r и σ'_t для точки при $r=a$ на глубине $z=0$. Тогда получаем

$$\sigma'_z = \sigma_z - u_w; \quad \sigma'_t = \sigma_t - u_w; \quad \sigma'_r = \sigma_r - u_w. \quad (4.124)$$

Постановка и решение задачи

Пусть фундамент круглой формы в плане опирается на водонасыщенные грунты основания на глубине d от поверхности грунтового полупространства (рис.4.20). Пусть на уровне подошвы фундамента действует распределенная нагрузка интенсивностью $p \cong \text{const}$.

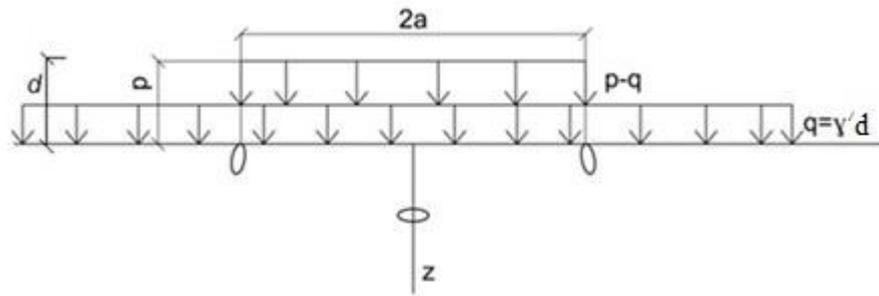


Рис. 4.20. Расчетная схема для определения начальной критической нагрузки под центром и под краем круглого фундамента в водонасыщенном основании

Рассмотрим в первую очередь условие возникновения предельного равновесия под центром загруженной площади на глубине $z=z_{\max}$ (4.121). Тогда получаем:

$$\sigma_z - \sigma_t = (p-q) \left[2(1+\nu)(a^2 + z_{\max}^2)^{1/2} \cdot z_{\max} - 2z_{\max}^3 (a^2 + z_{\max}^2)^{-3/2} - 2\nu \right] = (p-q) \cdot A, \quad (4.125)$$

$$\sigma_z + \sigma_t = (p-q) \left[2 + 2\nu - 2(1+\nu)z_{\max} (a^2 + z_{\max}^2)^{-1/2} \right] + 2q + 2\gamma \cdot z_{\max} = (p-q)B - 2q, \quad (4.126)$$

где A и B - постоянные, определяющиеся выражениями в квадратных скобках.

$$u_w = (\sigma_z + \sigma_t)(1 + \nu_u)\beta_0 = (\sigma_z + \sigma_t)\beta'_0, \quad (4.127)$$

где $\beta'_0 = (1 + \nu_u)\beta_0$, а β_0 - определяется по (4.96).

Подставляя эти значения в условие (4.123), получаем:

$$\sigma_z - \sigma_t = (\sigma_z + \sigma_t)(1 - \beta'_0) \sin \varphi + 2c \cdot \cos \varphi \quad (4.128)$$

С учетом (4.125) и (4.126) выражение можно представить в виде:

$$(p-q)A = [(p-q)B + 2q + 2\gamma'z_{\max}] \cdot \sin \varphi (1 - \beta'_0) + 2c \cdot \cos \varphi, \quad (4.129)$$

$$\text{где } z_{\max} = a \sqrt{\frac{a(1 + \nu_u)}{7 - 2\nu_u}}. \quad (4.130)$$

Отсюда следует, что начальная критическая нагрузка на глубине $z=z_{\max}$ (4.122) определяется выражением вида:

$$p_n = \frac{q(A - [B + 2 + 2\gamma' \cdot z_{\max}] \cdot \sin \varphi (1 - \beta'_0) + 2c \cdot \cos \varphi}{A - B \cdot \sin \varphi (1 - \beta'_0)}. \quad (4.131)$$

В частном случае, когда $S_r < 0,8$ и $\beta'_0 \approx 0$ получим выражение для начальной критической нагрузки неводонасыщенного грунта.

Рассмотрим условие возникновения предельного равновесия на контуре загруженной площади, т.е. в точке $r=a, z=0$ на основе (4.115). Тогда получаем:

$$\sigma_z - \sigma_t = (1 - 2\nu_u)(p - q), \quad (4.132)$$

$$\sigma_z + \sigma_t = 2 \cdot \gamma' \cdot d. \quad (4.133)$$

Подставляя эти значения в (4.123), получаем

$$(1 - 2\nu_u)(p - q) = 2\gamma' \cdot d \cdot \sin \varphi (1 - \beta'_0) + 2c \cdot \cos \varphi. \quad (4.134)$$

Отсюда следует, что начальная критическая нагрузка p_n из условия предельного состояния в точке $r=a, z=0$ определяется выражением вида

$$p_n = \gamma' d + \frac{2\gamma' \cdot d \cdot \sin \varphi (1 - \beta'_0) + 2c \cdot \cos \varphi}{1 - 2\nu_u}. \quad (4.135)$$

В случае необходимости учета исходного напряжения переуплотнения необходимо $\gamma' d$ умножить на (OCR) по аналогии с (4.113).

Сравнение расчета начальной критической нагрузки с задачей Пузыревского Н.П.

Рассмотрим пример расчета начальной критической нагрузки для ленточного и круглого фундаментов без учета OCR и степени водонасыщения при следующих данных:

$\gamma = 18 \text{ кН/м}^3$, $c = 20 \text{ кПа}$, $\phi = 15^\circ$, $d = 5 \text{ м}$, $d_0 = 0$. Для точки на краю ленточного фундамента.

1. В соответствии с решением Пузыревского для плоской задачи получаем:

$$p_{нк} = \frac{\pi \cdot (\gamma \cdot d + c \cdot \text{ctg} \phi)}{\text{ctg} \phi + \phi - \pi / 2} + \gamma \cdot d = \frac{3.14 \cdot (18 \cdot 5 + 20 \cdot 3.73)}{3.73 + 15 - 1.57} + 18 \cdot 5 = 232,07 \text{ (кПа)};$$

2. По полученной формуле (4.134):

$$p_{нк} = \gamma \cdot d + \frac{2\gamma d \cdot \sin \phi + 2c \cdot \cos \phi}{1 - 2\nu} = 18 \cdot 5 + \frac{2 \cdot 18 \cdot 5 \cdot \sin 15 + 2 \cdot 20 \cdot \cos 15}{1 - 2 \cdot 0.3} = 231,2 \text{ (кПа)}.$$

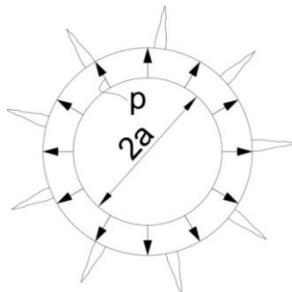


Рис. 4.21. Раскрытие трещин вокруг круглого штампа (схема)

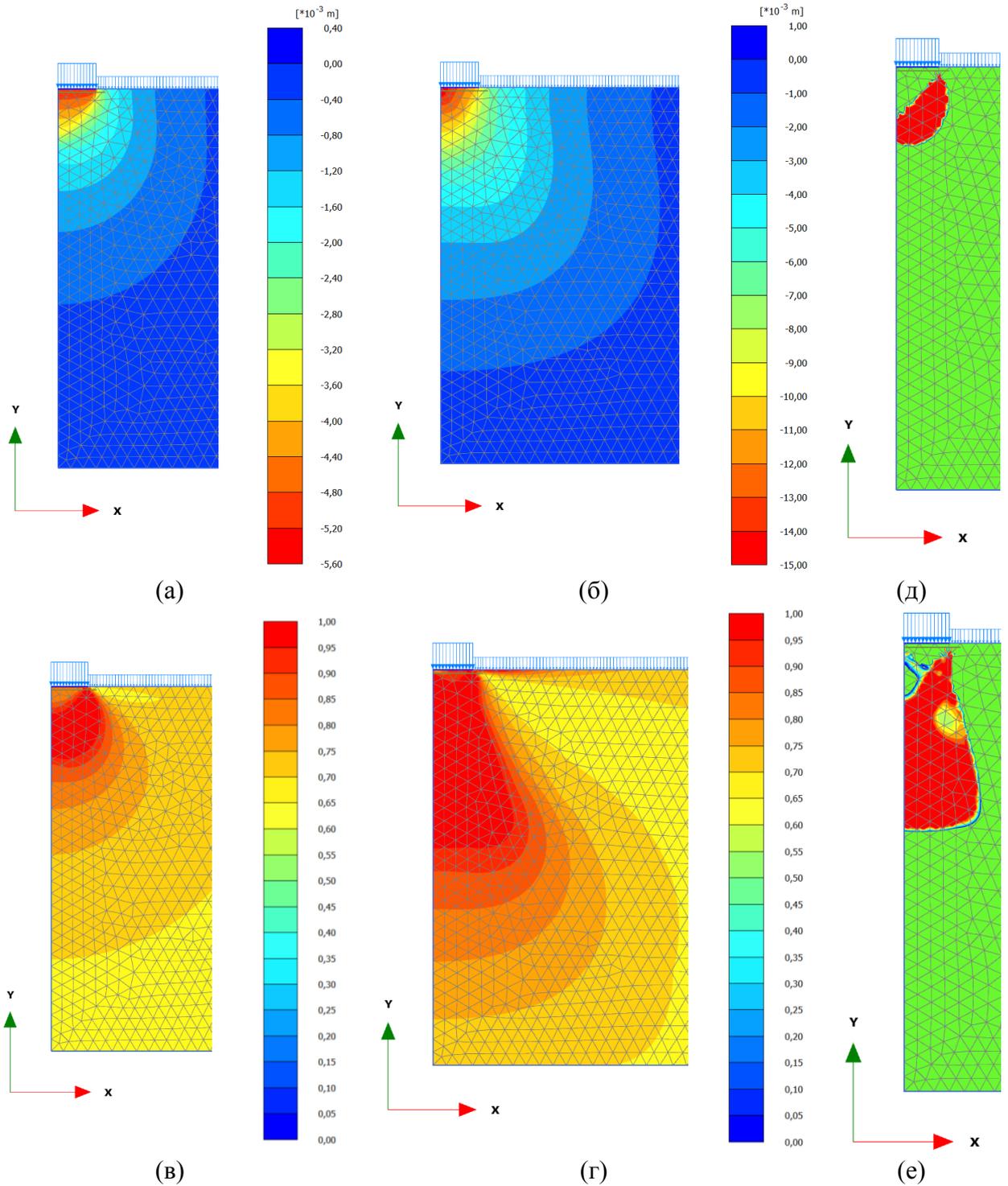


Рис. 4.22. Изополя вертикальных перемещений, мм (круглый фундамент, $d=2$ м) (а), (ленточный фундамент, $d=2$ м) (б), изополя относительных касательных напряжений τ / τ_{\max} (круглый фундамент, $d=2$ м) (в), (ленточный фундамент, $b=2$ м) (г); зоны предельного равновесия (круглый фундамент, $d=2$ м) (д), (ленточный фундамент, $b=2$ м) (е), построенные по результатам численного моделирования НДС МКЭ

Таким образом, начальная критическая нагрузка для круглого фундамента равна критической нагрузке для ленточного фундамента при условии $\beta_0=0, d_0=0$.

Рассчитаем также начальную критическую нагрузку для круглого фундамента для точки в центре загруженной площадки по формуле (4.131):

$$p_n = \frac{q(A - B \sin \phi + 2 \sin \phi) + 2\gamma \cdot z_{\max} \cdot \sin \phi + 2c \cdot \cos \phi}{A - B \cdot \sin \phi} = \frac{18(0.49 - 1.19 \sin 15 + 2 \sin 15) + 2 \cdot 18 \cdot 0.64 \cdot \sin 15 + 2 \cdot 20 \cdot \cos 15}{0.49 - 1.19 \cdot \sin 15} = 597.7 [\text{кПа}].$$

Начальная критическая нагрузка в центре загруженной круглой площади в 2,59 раза больше, чем соответствующее значения для краевой точки круглого фундамента.

Таким образом поставленная задача полностью решена. Впервые получена формула для определения начальной критической нагрузки для круглого фундамента на водонасыщенном и неводонасыщенном основании с учетом остаточного напряжения переуплотнения.

4.8.6. Промежуточное НДС водонасыщенного основания фундамента конечной ширины

Известно, что для количественной оценки НДС водонасыщенного основания в промежуточной стадии в рамках плоской задачи необходимо решить дифференциальное уравнения фильтрационной консолидации грунта вида:

$$\frac{\partial u_w}{\partial t} = c_v \left(\frac{\partial^2 u_w}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 u_w}{\partial z^2} \right) + \beta_0 \frac{\partial \sigma_m}{\partial t}, \quad (4.136)$$

где c_v - коэффициент консолидации, который определяется по формуле:

$$c_v = (k_f k_s \beta_0) / \gamma_w, \quad (4.137)$$

где k_f - коэффициент фильтрации, γ_w - удельный вес поровой воды, β_0 - коэффициент порового давления, определяемый по (1.20), σ_m -изменяющееся во времени среднее тотальное напряжение.

Решение (4.136) при начальном $u_w(x, z, 0)$ и граничных $u_w(0, t) = 0$ и $u_w(x > \pm 0, 1) = 0$ условиях и при постоянстве внешней нагрузки ($\sigma_m = \text{const}$) можно представить в виде:

$$u_w = \frac{1}{4\pi c_v t} \int_0^{+\infty} \int_{-\infty}^{+\infty} u_w(\xi, \eta, 0) \left[e^{\frac{-(x-\xi)^2 + (z-\eta)^2}{4c_v t}} - e^{\frac{-(x-\xi)^2 + (z+\eta)^2}{4c_v t}} \right] d\eta d\xi, \quad (4.138)$$

где

$$u_w(\xi, \eta, 0) = \frac{2p(1 + \nu_u)}{3\pi} \arctg \frac{2a\xi}{\xi^2 + \eta^2 - a^2}. \quad (4.139)$$

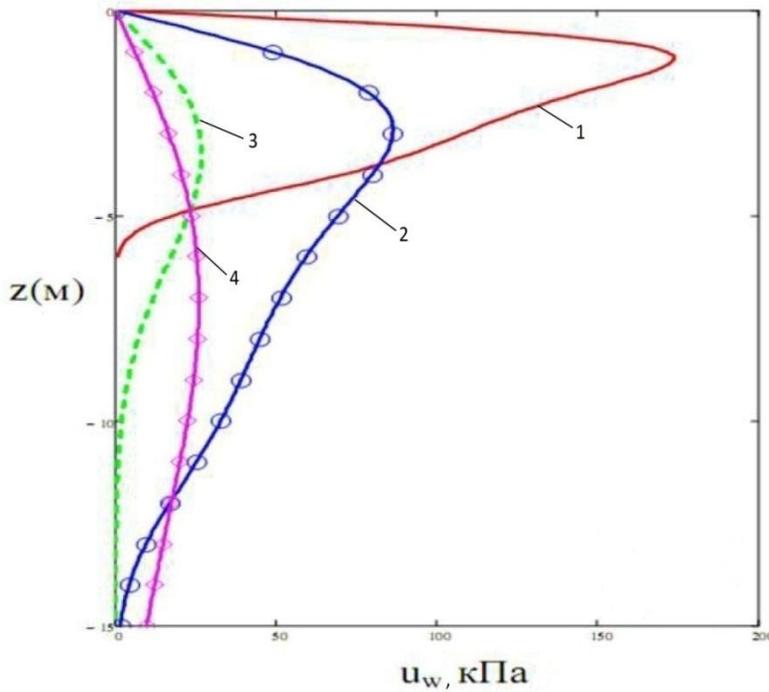


Рис.4.23. Эпюры избыточного порового давления в грунтовом полупространстве на оси z ($x=0$) при $b=4$ м, $p=300$ кПа, $S_r=0,98$ в различные моменты времени:
 $t_1 \dots t_4 = 5, 30, 100, 360$ сут; $c_v=0,04$ м²/сут; $\beta_0=0,9$, построенные по формуле (4.126)

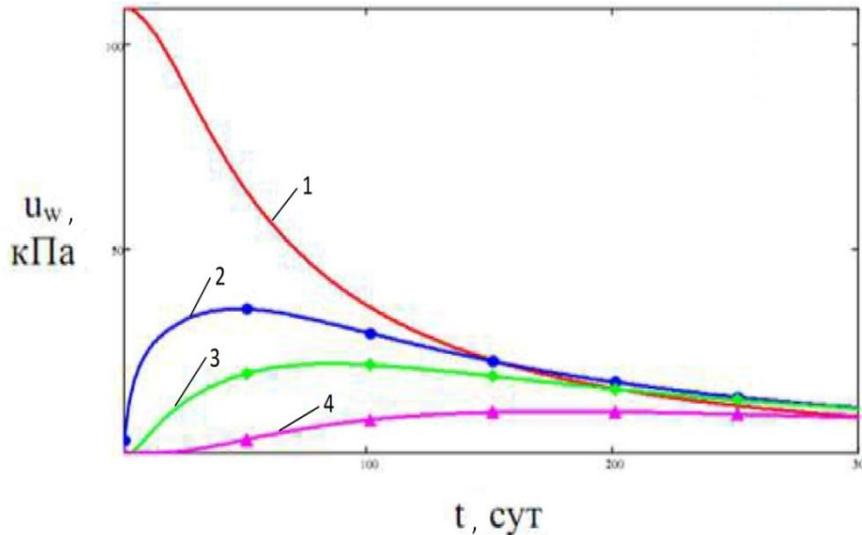


Рис.4.24. Кривые изменения избыточного порового давления во времени, на разных глубинах $z_1 < z_2 < z_3 < z_4$ рассчитанные по (4.126): $z_1 \dots z_4 = 3,5,6,8$ м

Интегрирование (4.136) удастся получить с помощью программного комплекса MathCad. Результаты таких решений приведены на рис. 4.23-4.25.

Осадку основания на оси z можно определить зависимостью вида:

$$S_v(t) = \int_0^{h_v} \frac{\sigma_m(z,0) - u_w(z,t)}{K} dz, \quad (4.140)$$

где $\sigma_m(z,0)$ и $u_w(z,0)$ определяется по (4.77) и (1.19).

Для определения общей осадки основания необходимо к осадке по (4.140) добавить осадку, обусловленную сдвиговыми деформациями грунта (4.96), с учетом замены v на v_u .

Таким образом, общая осадка водонасыщенного основания фундамента конечной ширины во времени будет равна сумме:

$$S(t) = S_v(t) + S_y(t), \quad (4.141)$$

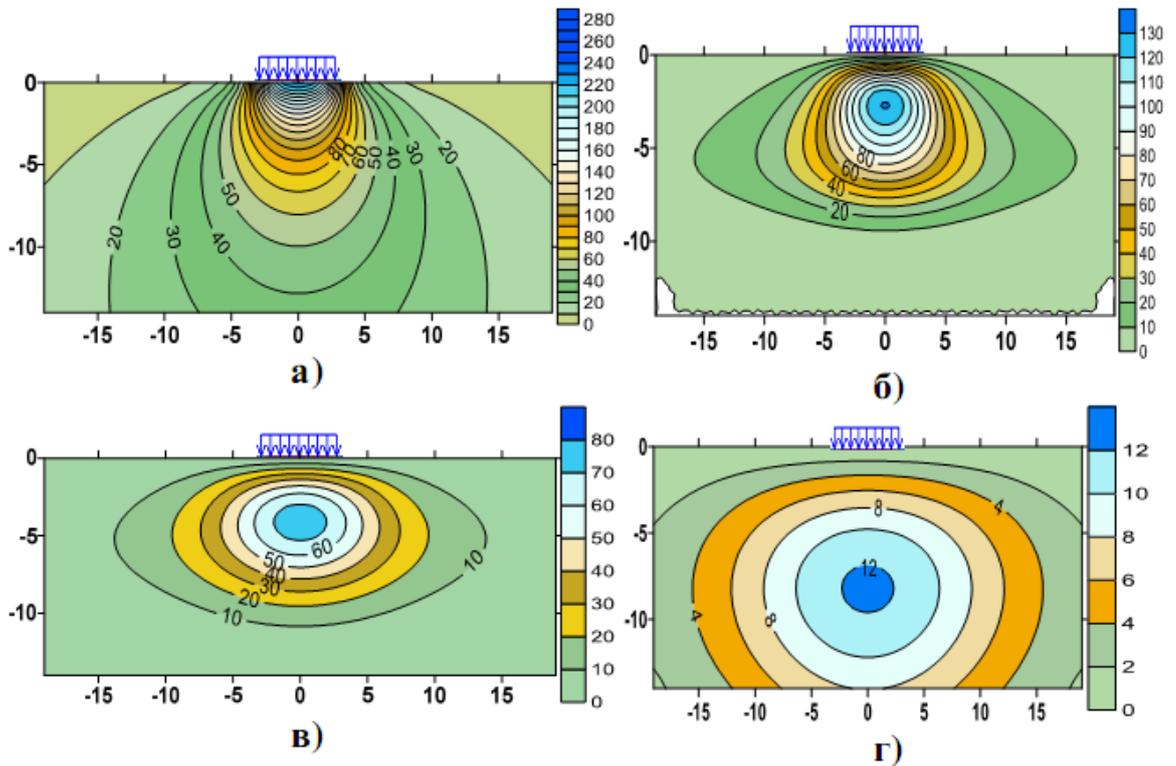


Рис.4.25. Изолинии избыточного порового давления в массиве грунта под полосовой нагрузкой p по ширине $b=4\text{м}$, $p=300\text{ кПа}$, $S_r=0,98$, $c_v=0,04\text{ м}^2/\text{сутки}$ при двусторонней фильтрации (вверх и в бок) по формуле (4.137): a - при $t=0$; $б$, $в$, $г$ - через $t= 30, 100, 720$ суток соответственно

4.8.7. Учет сдвиговой ползучести грунтов

В предыдущем разделе было получено решение двумерной задачи консолидации без учета ползучести скелета грунта. Определим осадку основания без учета фильтрационной консолидации ($K_f=0$), полагая, что грунты обладают упруго-вязкими свойствами и что НДС такого основания тождественно совпадает с НДС линейно деформируемого полупространства [5, 29]. Тогда получаем:

$$\dot{\varepsilon}_z = \frac{\dot{\sigma}_z - \dot{\sigma}_m}{2G} + \frac{\sigma_z - \sigma_m}{2\eta(t)}. \quad (4.142)$$

где $\dot{\varepsilon}_z$ - скорость линейной деформации, $\eta(t)$ - изменяющийся во времени коэффициент вязкости скелета при сдвиге причем:

$$\eta(t) = \eta_0 \cdot t/t_0, \quad (4.143)$$

где t_0 - параметр, имеющий размерность времени, означает условное начало отсчета ($t_0=10$ дней).

Интегрируя обе части (4.142) в пределах t_0-t при постоянстве напряжений σ_z и σ_m с учетом начальной деформации $\varepsilon_\gamma(0)$, получаем:

$$\varepsilon_z(t) = \left(\frac{1}{2G} + \frac{t_0}{\eta_0} \ln \frac{t}{t_0} \right) \cdot (\sigma_z - \sigma_m). \quad (4.144)$$

Для определения осадки следует интегрировать (4.32) в пределах от 0 до h_{av} предположении, что НДС упруговязкого основания тождественно совпадает с НДС упругого основания (4.93-4.96). Тогда получаем:

$$S_\gamma(0,t) = \left(\frac{1}{G} + \frac{t_0}{\eta_0} \ln \frac{t}{t_0} \right) \cdot \frac{2p}{\pi} \left(a \cdot \frac{2-\nu_u}{3} \ln \frac{a^2 + h_a^2}{a^2} + \frac{1-2\nu_u}{3} h_a \operatorname{actg} \frac{h_a}{a} \right). \quad (4.145)$$

Очевидно, что при $t=t_0$ получаем начальную упругую деформацию, а при $t>t_0$ она будет развиваться пропорционально логарифму времени.

На оси z общую осадку $S(t)$ можем определить на основании (4.92), причем $S_v(t)$ и $S_\gamma(0,t)$ определяются, соответственно, по (4.140) и (4.145). Тогда общая осадка $S(0,t)$ будет равна

$$S(0,t) = S_v(0,t) + S_\gamma(0,t). \quad (4.146)$$

На рис. 4.26 представлены кривые порового давления в середине слоя и общей осадки слоев, построенные по (4.138) и (4.146), соответственно.

Видно, что $S(0,t)$ нелинейно зависит от ширины полосы $b=2a$, коэффициента консолидации c_v и переменной вязкости скелета грунта.

4.9. Выводы по главе

1. Начальная критическая нагрузка под круглым и ленточным фундаментом отличаются несущественно.
2. Приведена формула для расчета начальной критической нагрузки для круглого фундамента с учетом и без учета степени водонасыщения. Начальное критическое значение существенно зависит от степени водонасыщения грунтов основания, а также исходного НДС.
3. В условиях плоской задачи избыточное поровое давление в начальный момент нагружения локализуется непосредственно под местной нагрузкой на глубину $\frac{1}{2}$ от мощности сжимаемой толщи, а затем со временем смещается вниз.
4. При действии местной нагрузки соотношение осадок основания, обусловленные сдвиговыми и объёмными деформациями, достигает 10 в зависимости от коэффициента Пуассона.
5. Начальная и предельная критические нагрузки в водонасыщенном и неводонасыщенном основаниях отличаются существенно, причем первые меньше вторых. Это обстоятельство необходимо учитывать при проектировании водонасыщенных оснований по первому предельному состоянию.

6. В водонасыщенном основании осадка основания, обусловленная сдвиговыми деформациями, не зависит от избыточного порового давления, а в случае учёта ползучести скелета может развиваться во времени и после рассеивания избыточного порового давления (вторичная консолидация).

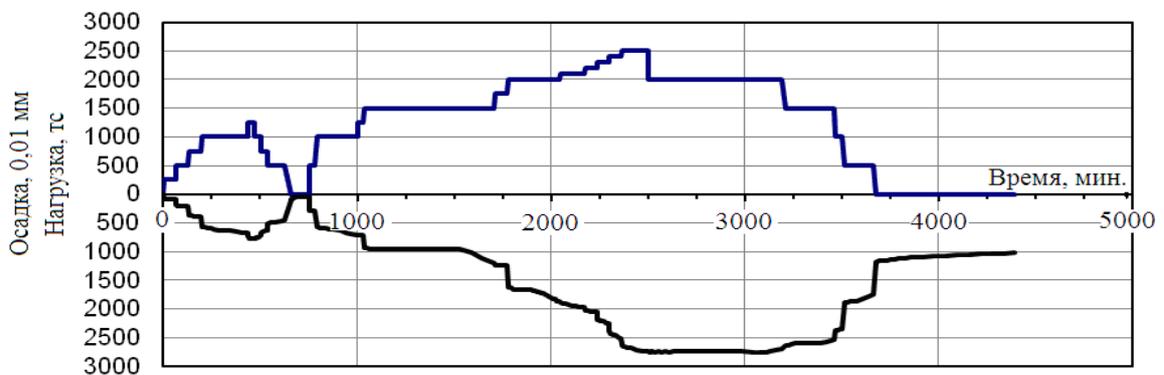
7. Одномерная задача консолидации не полностью водонасыщенного слоя грунта, обладающего реологическими свойствами, под воздействием циклической нагрузки приводит к рассмотрению неоднородного дифференциального уравнения с переменным коэффициентом консолидации, решение которого аналитическим способом получить невозможно.

8. Численное решение вышеуказанного уравнения показало, что избыточное поровое давление, возникающее в середине слоя, имеет экстремальный во времени характер и зависит от соотношения коэффициента фильтрации, частоты изменения циклической нагрузки и толщины сжимаемого слоя. Уравнение колебания системы фундамент – основание с учётом разномодульности при нагружении и разгрузке и их упрочнение, а также изменяющейся во времени вязкости приводит к развитию дополнительной осадки, что не наблюдается без учёта указанных факторов.

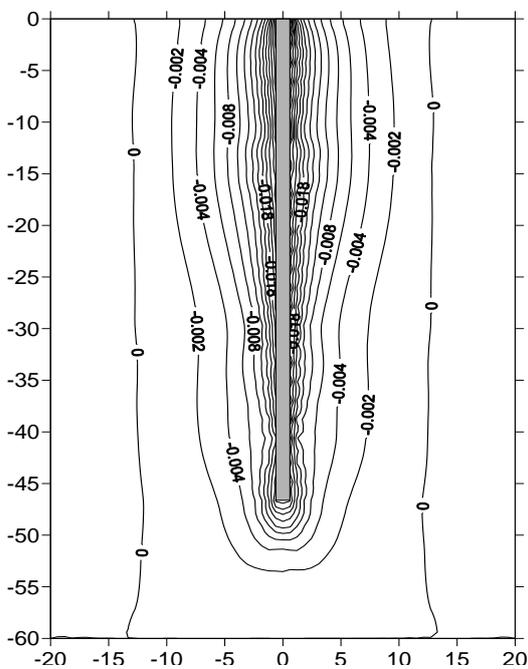
ГЛАВА 5. ВЗАИМОДЕЙСТВИЕ ДЛИННОЙ ОДИНОЧНОЙ СВАИ КОНЕЧНОЙ ЖЕСТКОСТИ С ОКРУЖАЮЩИМ И ПОДСТИЛАЮЩИМ ГРУНТАМИ

5.1. Введение

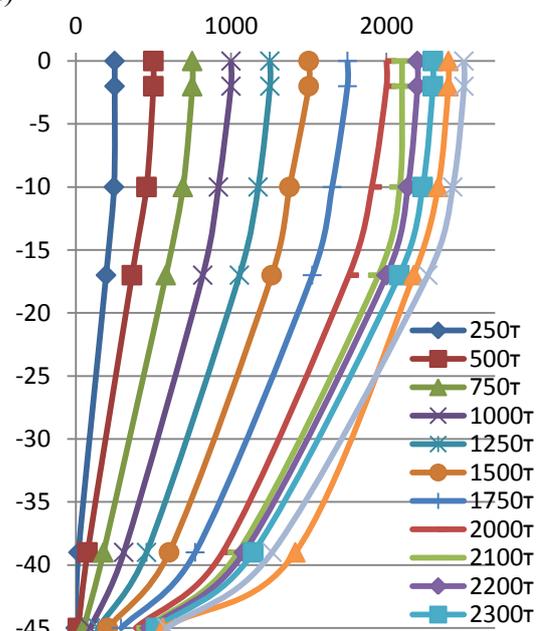
При проектировании, строительстве и эксплуатации зданий и сооружений на слабых водонасыщенных глинистых грунтах большой мощности (более 20 м) часто применяются длинные буронабивные сваи, устраиваемые с применением различных технологий [168]. При этом часто возникает необходимость повышения их несущей способности путем создания преднапряженного состояния в окружающем грунте, а также путем оптимального распределения усилий на сваю между ее боковой поверхностью и пятой, что возможно при определенном выборе соотношения длины и диаметра сваи, а также уширения нижней части в данных инженерно-геологических условиях.



(а)



(б)



(в)

Рис. 5.1. Зависимость осадки сваи и усилия на ее оголовке (а); изолинии вертикальных перемещений грунта вокруг длинной сваи (б) и усилия в стволе сваи (45 м) (в) (по данным

НгуенаЗанг Нам, 2008г, МГСУ)

Экспериментальные и теоретические исследования взаимодействия длинной одиночной сваи с окружающим грунтом показывают [168], что распределение усилия, приложенного на уровне оголовка сваи между боковой поверхностью и нижним концом происходит неравномерно, и что на долю нижнего конца приходится не более 20% от этого усилия. Следовательно, несущая способность подстилающего, сравнительно плотного грунта используется в недостаточной степени.

На рис. 5.1 представлены результаты испытаний длинной буронабивной сваи в слабых грунтах с измерениями усилий в ее стволе на разных глубинах при ее ступенчатом нагружении (рис. 5.1 а). Видно, что доля усилия, приходящаяся на трение по боковой поверхности длинной сваи составляет более 70% (рис. 5.1 в), и это зависит от свойств грунтов, сжимаемости материала сваи и ее длины. Очевидно, что с ростом длины сваи эта доля может увеличиться до 100%. Одним из возможных вариантов оптимального распределения нагрузки на сваю между ее боковой поверхностью и пятой является уменьшение ее диаметра и увеличение доли нагрузки на пяту за счет уширения последней.

Кроме того, при взаимодействии сваи с окружающим грунтом (рис. 5.1 б) в работу вовлекается ограниченный объем грунта в пределах расстояния от оси сваи порядка 5...7 ее диаметра и такого же расстояния от ее пяты в глубину. В таком случае погружение сваи в окружающем грунтовом цилиндре будет обусловлено, в основном, сдвиговыми деформациями грунтов, то есть будет действовать телескопический сдвиговый механизм движения коаксиальных грунтовых цилиндров конечной толщины внутри толстостенного грунтового цилиндра.

При такой геомеханической модели решение поставленной задачи в значительной степени упрощается, причем в линейной постановке удастся получить замкнутое решение. Следовательно, расчетная область для одиночной буронабивной сваи представляет собой не полупространство, а толстостенный грунтовый цилиндр ограниченных размеров, вмещающий длинную сваю (рис. 5.2 а).

На распределение усилия, приложенного на сваю, между ее боковой поверхностью и пятой оказывают многочисленные факторы, в том числе:

- соотношение диаметра и длины сваи, диаметра зоны влияния и диаметра уширения пяты, в случае его наличия;
- соотношение физико-механических свойств материала сваи (сжимаемость), окружающего и подстилающего грунтов;

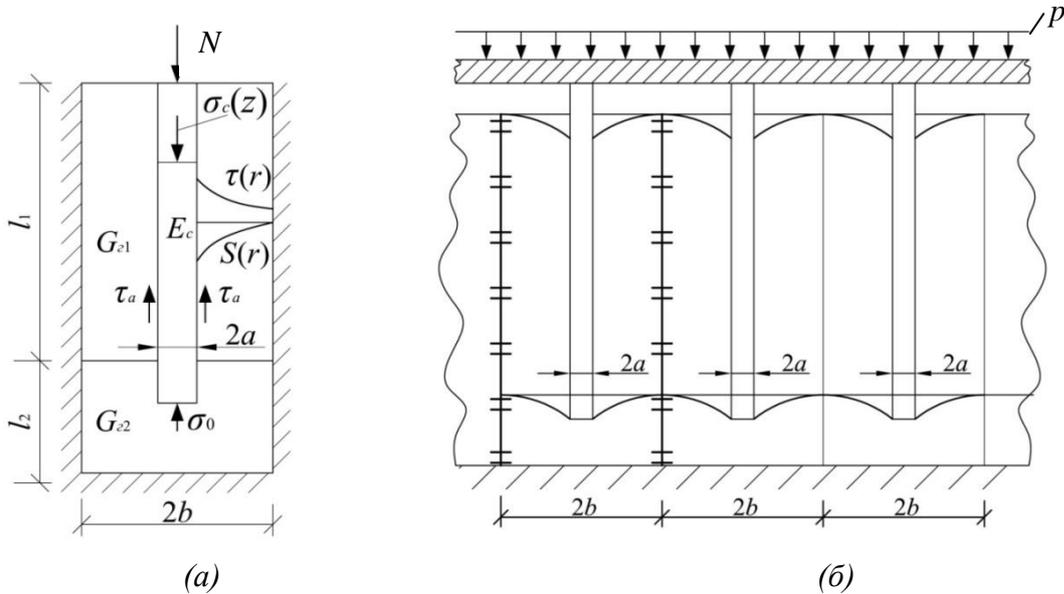


Рис. 5.2. Расчетные схемы взаимодействия длинной одиночной сваи (а) и группы длинных свай в составе свайно-плитного фундамента с высоким ростверком (б) по схеме «висячая свая»

- расчетная модель окружающего и подстилающего грунтов, в том числе нелинейные и реологические;
- расчетная модель сваи с учётом жесткости подстилающего слоя (висячая или свая-стойка), а также контактная модель окружающего грунта;
- технология устройства длинной сваи (буронабивная, забивная и т.д.);
- исходное НДС грунтов вокруг свай и дополнительное НДС, созданного в процессе изготовления свай.

Ниже приводятся постановка и решение задачи для количественной оценки взаимодействия длинной сваи конечной жесткости с окружающим грунтом конечных размеров по расчетным схемам «висячая» свая и свая-«стойка» с учетом различных факторов, указанных выше. Решения рассматриваются аналитическим и численным методами с использованием программных комплексов Plaxis (МКЭ) и MathLab (TheMathWorksInc.) или MathCad (MathSoftInc.).

В первую очередь рассматриваются задачи о расширении лидирующей скважины и взаимодействии нижнего конца сваи с подстилающим слоем конечной жесткости, необходимые для решения задачи о взаимодействии длинной сваи по схеме «висячая свая» с учетом преднапряженного состояния грунтов вокруг свай.

5.2. Расширение лидирующей скважины в процессе изготовления буронабивных свай для создания преднапряженного состояния

Одним из способов увеличения несущей способности свай является принудительное расширение диаметра лидирующей скважины в процессе изготовления буронабивных грунтовых и грунто-цементных свай (рис. 5.3).

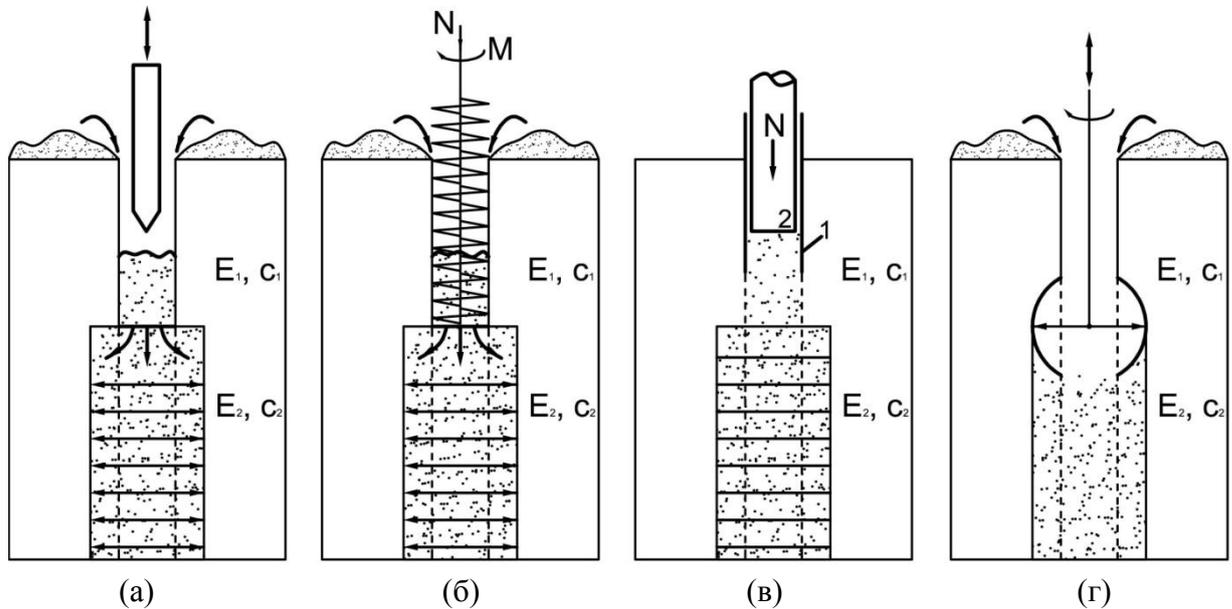


Рис. 5.3. Схематическое представление глубинного уплотнения слабого водонасыщенного грунта и устройства песчано-гравелистой сваи - дрены по различным технологиям: а - глубинной трамбовки; б - шнеком; в - задавливанием; г - ротором

Определим НДС грунтов вокруг изготовленной сваи, в том числе на контакте свая–грунт. В первом этапе необходимо определить радиальные σ_r и тангенциальные σ_θ напряжения на контакте сваи с грунтом при увеличении диаметра скважины на заданную величину u_k . Таким образом, задавая величину расширения скважины u_k , будем определять напряжения в окружающем грунтовом массиве (рис. 5.4).

Постановка и решение задачи рассматриваются в полярных координатах в условиях плоского напряженного состояния, т.е. при $\sigma_z=0$.

Уравнение равновесия для единичной длины сваи $\Delta z = 1$ м записывается в виде:

$$\sigma_r - \sigma_\theta + r \frac{d\sigma_r}{dr} = 0, \quad (5.1)$$

где r – расстояние от оси симметрии скважины.

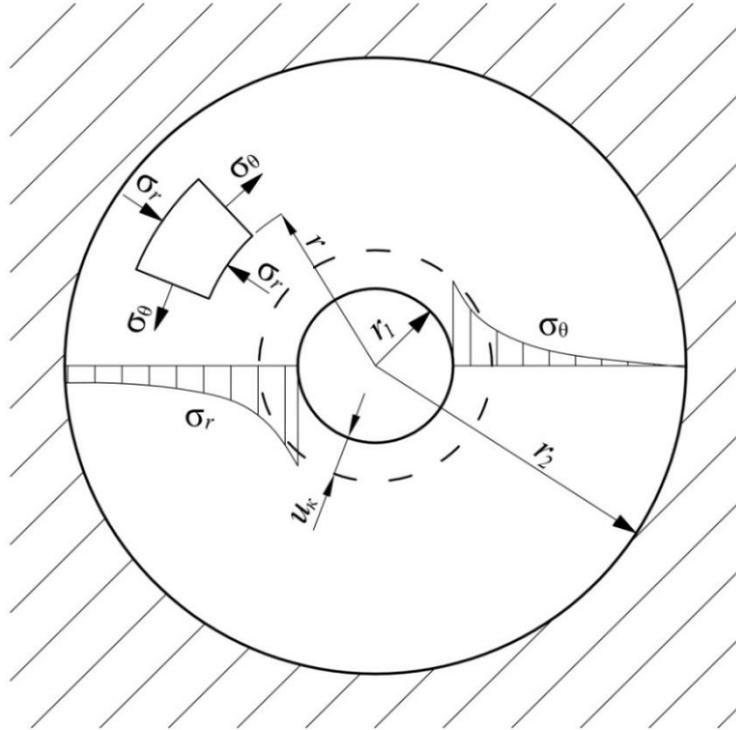


Рис. 5.4 Схема расширения диаметра лидирующей скважины в процессе изготовления сваи

С учетом преобразований уравнение (5.1) в перемещениях выглядит следующим образом [14]:

$$\frac{d^2u}{dr^2} + \frac{1}{r} \frac{du}{dr} - \frac{u}{r^2} = 0, \quad (5.2)$$

где u – перемещение в радиальном направлении.

Зависимость между напряжениями и перемещениями имеет вид [14]:

$$\sigma_r = \frac{E}{1-\nu^2} \left(\frac{du}{dr} + \nu \frac{u}{r} \right), \quad (5.3)$$

$$\sigma_\theta = \frac{E}{1-\nu^2} \left(\frac{u}{r} + \nu \frac{du}{dr} \right), \quad (5.4)$$

где ν , E – деформационные характеристики грунта.

Общее решение уравнения (5.2) записывается в виде:

$$u = Ar + \frac{B}{r}, \quad (5.5)$$

где A , B – постоянные интегрирования, определяемые из граничных условий:

$$\begin{cases} u(r = r_1) = u_k \\ u(r = r_2) = 0 \end{cases}, \quad (5.6)$$

где r_1 – радиус скважины; r_2 – радиус зоны влияния; u_k – расширение радиуса скважины $u_k = r_k - r_1$, r_k – радиус сваи после расширения скважины.

Подставляя (5.6) в (5.5), получаем:

$$Ar_1 + \frac{B}{r_1} = u_\kappa; \quad (5.7)$$

$$Ar_2 + \frac{B}{r_2} = 0. \quad (5.8)$$

Решая систему (5.7) и (5.8), находим постоянные интегрирования:

$$A = \frac{u_\kappa r_1}{r_1^2 - r_2^2}. \quad (5.9)$$

$$B = -\frac{u_\kappa r_1 r_2^2}{r_1^2 - r_2^2}. \quad (5.10)$$

Выражение (5.5) с учетом (5.9) и (5.10) принимает вид:

$$u(r) = \frac{u_\kappa r_1}{r_1^2 - r_2^2} \left(r - \frac{r_2^2}{r} \right). \quad (5.11)$$

Используя (5.11), определим напряжения в грунтовом массиве с учетом (5.3):

$$\left. \begin{aligned} \sigma_r(r) &= \frac{E}{1-\nu^2} \frac{u_\kappa r_1}{r_1^2 - r_2^2} \left[1 + \nu + \frac{r_2^2}{r^2} (1-\nu) \right] \\ \sigma_\theta(r) &= \frac{E}{1-\nu^2} \frac{u_\kappa r_1}{r_1^2 - r_2^2} \left[1 + \nu - \frac{r_2^2}{r^2} (1-\nu) \right] \end{aligned} \right\}; \quad (5.12)$$

$$\sigma_r(r) - \sigma_\theta(r) = \frac{4G \cdot u_\kappa r_1 r_2^2}{(r_1^2 - r_2^2) r^2}. \quad (5.13)$$

Ввиду того, что расширение радиуса скважины u_κ соизмеримо с радиусом самой скважины r_1 необходимо рассчитать напряжения σ_r и σ_θ с помощью разбиения конечного перемещения u_κ на n шагов. Таким образом, разбивая величину расширения скважины u_κ на n шагов и совершая определенные преобразования, определим конечные напряжения на контакте анкер–грунт в виде суммы напряжений каждого из последовательных шагов:

$$\sigma_r = \frac{E \cdot u_n}{1-\nu^2} \sum_{i=1}^n \frac{r_{1,i}^2 (1+\nu) + r_2^2 (1-\nu)}{(r_{1,i}^2 - r_2^2) r_{1,i}}, \quad \sigma_\theta = \frac{E \cdot u_n}{1-\nu^2} \sum_{i=1}^n \frac{r_{1,i}^2 (1+\nu) - r_2^2 (1-\nu)}{(r_{1,i}^2 - r_2^2) r_{1,i}}, \quad \sigma_r + \sigma_\theta = \frac{2E \cdot u_n}{1-\nu} \sum_{i=1}^n \frac{r_{1,i}^2}{(r_{1,i}^2 - r_2^2) r_{1,i}} \quad (5.14)$$

$$\varepsilon_r = \frac{du}{dr} = \frac{u_\kappa r_1}{r_1^2 - r_2^2} \left(1 + \frac{r_2^2}{r^2} \right); \quad \varepsilon_\theta = \frac{u}{r} = \frac{u_\kappa r_1}{r_1^2 - r_2^2} \left(1 - \frac{r_2^2}{r^2} \right); \quad \varepsilon_r + \varepsilon_\theta = \frac{2u_\kappa r_1}{r_1^2 - r_2^2}. \quad (5.15)$$

где n – количество шагов разбиения; $r_{1,i}$ – радиус скважины в i -ый шаг; u_n – расширение радиуса скважины за один шаг $u_n = \frac{u_\kappa}{n}$. Причем радиус скважины каждого последующего шага $r_{1,i+1} = r_{1,i} + u_n$.

Так, например, при расширении скважины радиусом $r_1 = 0,2$ м на $u_k = 0,06$ м при модуле деформации грунта $E = 15$ МПа, коэффициенте Пуассона $\nu = 0,3$ и радиусе влияния $r_2 = 1$ м согласно (5.14) на контакте анкер-грунт возникают радиальные напряжения $\sigma_r = -3,33$ МПа и тангенциальные напряжения $\sigma_\theta = 3,19$ МПа.

На рис. 5.5 и рис. 5.6 представлены графики зависимости значений радиальных и средних нормальных напряжений $\sigma_m = \frac{\sigma_r + \sigma_\theta}{2}$ от количества шагов разбиения, соответственно.



Рис.5.5. График зависимости $\sigma_r=f(n)$



Рис. 5.6. График зависимости $\sigma_m=f(n)$

Далее задача решена с учетом упрочнения грунта в виде возрастания модуля деформации E на каждом шаге разбиения согласно следующей зависимости:

$$E_i = E_0 \cdot i. \quad (5.16)$$

Тогда уравнения (5.14) запишутся в виде:

$$\sigma_r = \frac{u_n}{1-\nu^2} \sum_{i=1}^n \frac{E_i \cdot r_{1,i}^2 (1+\nu) + E_i \cdot r_2^2 (1-\nu)}{(r_{1,i}^2 - r_2^2) r_{1,i}}, \quad (5.17)$$

$$\sigma_\theta = \frac{u_n}{1-\nu^2} \sum_{i=1}^n \frac{E_i \cdot r_{1,i}^2 (1+\nu) - E_i \cdot r_2^2 (1-\nu)}{(r_{1,i}^2 - r_2^2) r_{1,i}}. \quad (5.18)$$

А среднее нормальное напряжение:

$$\sigma_m = \frac{u_n}{1-\nu} \sum_{i=1}^n \frac{E_i \cdot r_{1,i}}{(r_{1,i}^2 - r_2^2)}. \quad (5.19)$$

На рис.5.7 и рис.5.8 представлены графики зависимости значений радиальных напряжений и средних нормальных напряжений σ_m от количества шагов разбиения соответственно согласно (5.17) и (5.19).



Рис.5.7. График зависимости $\sigma_r=f(n)$ при возрастании $E_i = E_0 \cdot i$



Рис.5.8. График зависимости $\sigma_m=f(n)$ при возрастании $E_i = E_0 \cdot i$

Рассмотрим случай, когда модуль деформации окружающего грунта растет пропорционально квадратному корню от количества шагов, т.е.

$$E_i = E_0 \cdot \sqrt{i}. \quad (5.20)$$

Тогда получаем следующие зависимости согласно рис. 5.9 и 5.10.



Рис.5.9. График зависимости $\sigma_r=f(n)$ согласно (5.20)



Рис.5.10. График зависимости $\sigma_m=f(n)$ согласно (5.20)

На рис. 5.11 и 5.12 представлены зависимости радиальных σ_r и тангенциальных напряжений σ_θ от величины расширения скважины на контакте свая-грунт при $r_1 = 0,2$ м, модуле деформации грунта $E = 15$ МПа, коэффициенте Пуассона $\nu = 0,3$ и радиусе влияния $r_2 = 1$ м.

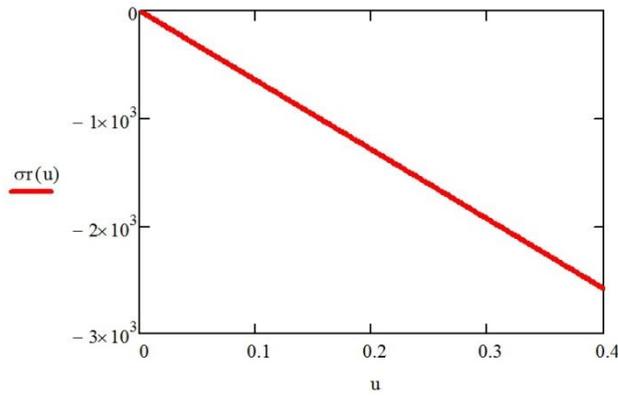


Рис.5.11. График зависимости радиальных напряжений от величины перемещения

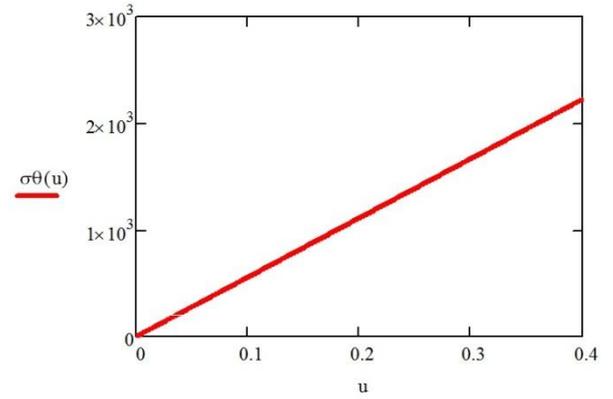


Рис.5.12. График зависимости тангенциальных напряжений от величины перемещения

Релаксация напряжений грунтов после расширения скважины

Напряжения σ_r и σ_θ , накопленные в процессе изготовления свай-дрен, со временем релаксируют до остаточного значения, если полагать, что грунты вокруг расширенной скважины обладают реологическими свойствами и что время изготовления свай-дрены намного меньше времени релаксации.

Для описания процесса релаксации в диссертации используется уравнение Максвелла в виде:

$$\dot{\gamma}_i = \frac{\tau_i}{\eta(t)} + \frac{\dot{\tau}_i}{G}, \quad (5.21)$$

$$\text{где } \dot{\gamma}_i = \frac{2}{\sqrt{3}}(\dot{\epsilon}_r + \dot{\epsilon}_\theta), \quad \tau_i = \frac{\sigma_r - \sigma_\theta}{\sqrt{3}} = \frac{4}{\sqrt{3}} G u_\kappa \sum_{i=1}^n \frac{r_2^2}{(r_{1,i}^2 - r_2^2) r_{1,i}}. \quad (5.22)$$

Тогда (5.21) представим в виде:

$$\frac{2}{\sqrt{3}}(\dot{\epsilon}_r + \dot{\epsilon}_\theta) = \frac{S}{\sqrt{3}\eta(t)} + \frac{\dot{S}}{\sqrt{3}G}, \quad (5.23)$$

или:

$$\frac{2}{\sqrt{3}}\left(\frac{d\dot{u}}{dr} + \frac{\dot{u}}{r}\right) = \frac{S}{\sqrt{3}\eta(t)} + \frac{\dot{S}}{\sqrt{3}G}, \quad (5.24)$$

где $\sigma_r - \sigma_\theta = S$.

Учитывая, что $u = \text{const}$, получаем уравнение вида:

$$\frac{S}{\eta(t)} + \frac{\dot{S}}{G} = 0. \quad (5.25)$$

$$\text{где } \eta(t) = \eta_0 e^{\alpha t}, \quad (5.26)$$

где α – параметр упрочнения.

Тогда решение (5.25) получается в виде:

$$S(t) = S_0 \exp\left\{\frac{G}{\eta_0 \alpha} (e^{-\alpha t} - 1)\right\}, \quad (5.27)$$

где $S_0 = \sigma_{r0} - \sigma_{\theta 0}$ определяется по (5.13).

Таким образом, разность напряжений $S(t)$ падает до величины, равной

$$S(t = \infty) = S_0 \exp\left(-\frac{G}{\eta_0 \alpha}\right).$$

Релаксация напряжений в грунтовом массиве вокруг сваи

показана на рис. 5.13.

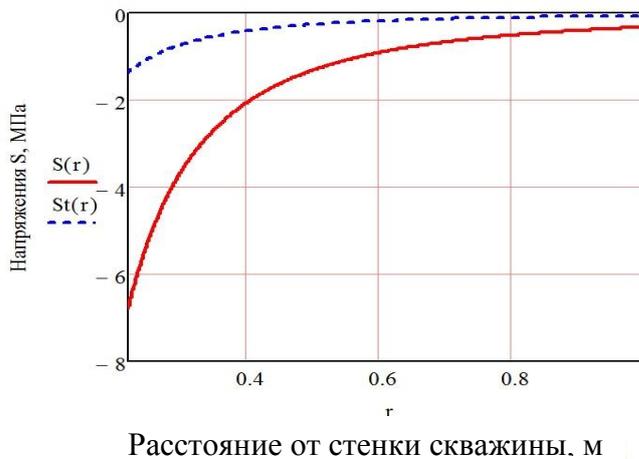


Рис. 5.13. График зависимости $S(r)$ – в момент времени после расширения скважины, $St(r)$ – остаточные напряжения после релаксации

Консолидация водонасыщенных грунтов при расширении скважины

При принудительном расширении лидирующей скважины в окружающем водонасыщенном грунте возникает избыточное поровое давление (рис. 5.14) в соответствии с (1.19). При этом $\sigma_m = ((\sigma_r + \sigma_\theta)(1 + \nu_u))/3$ и тогда:

$$u_w(r, 0) = \sigma_m(0)\beta_0. \quad (5.28)$$

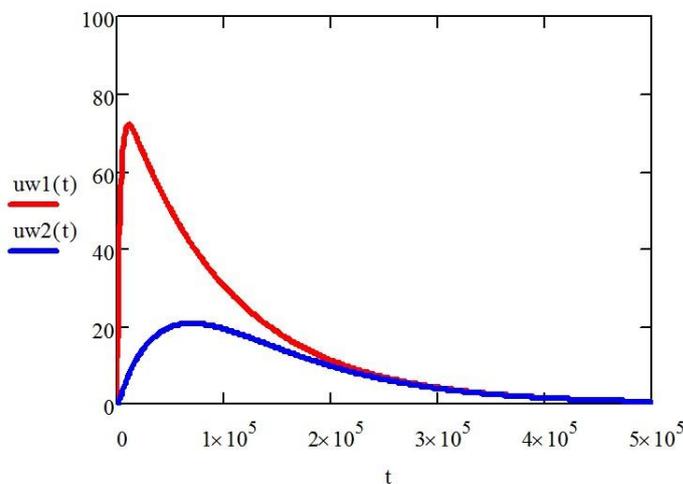


Рис.5.14. Изменение порового давления в окружающем грунте на радиусе $r=r_2$ при различных режимах расширения диаметра лидирующей скважины: $\sigma_z(t) = \sigma_z(0) = \text{const}$ (1) и при $\sigma_z(t) = \sigma_z^*(1 - e^{-\alpha t})$ (2)

Накопленное избыточное поровое давление в процессе расширения диаметра скважины будет рассеиваться во времени в соответствии с уравнением осесимметричной консолидации в условиях плоской деформации $\sigma_z = \nu_u (\sigma_r + \sigma_\theta)$, $\varepsilon_z = 0$; в виде:

$$\frac{\partial \bar{u}_w}{\partial t} = c_r \left(\frac{\partial u_w}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial u_w}{\partial r^2} \right). \quad (5.29)$$

Решение этого уравнения при $\beta_0=1$ получено Р.А. Барроном [168] и имеет вид:

$$u_w(r, t) = \frac{p}{f(n_1)} \cdot \exp\left(\frac{-2T_r}{f(n_1)}\right) \cdot \left(\ln \frac{r}{r_1} - \frac{1}{2n_1^2} \left(\frac{r^2}{r_1^2} - 1 \right) \right), \quad (5.30)$$

$$\text{где } n_1 = \frac{r_1}{r_2}; \quad T_r = \frac{c_r t}{4r_2^2}; \quad f(n_1) = \frac{n_1^2}{n_1^2 - 1} \ln n_1 - \frac{3n_1^2 - 1}{4n_1^2}; \quad c_r = \frac{k_r}{\gamma_w m_v}. \quad (5.31)$$

На основе решения Баррона Р.А. получена формула для оценки влияния скорости нагружения стенки лидирующей скважины $p(t)$:

$$p(t) = p[1 - \exp(-\alpha_1 t)], \quad (5.32)$$

где α_1 – параметр затухания.

Тогда получаем

$$u_w(r, t) = \frac{p\alpha_1}{(\omega - \alpha_1)f(n_1)} \left\{ \ln \frac{r}{r_1} - \frac{1}{2n_1^2} \left(\frac{r^2}{r_1^2} - 1 \right) \right\} (\exp[-\omega t] - \exp[-\alpha_1 t]), \quad (5.33)$$

$$\text{где } \omega = \frac{2}{Fc_{n_1}} \cdot \frac{c_r}{r_2^2}.$$

Из этого решения следует, что при начальном значении порового давления $u_w(0, r) = 0$ и при заданном росте $p(t)$ с затухающей скоростью согласно (5.32) получаем экстремальное развитие избыточного порового давления во времени (5.33). Причем при $\alpha \ll \omega$ не возникает избыточное поровое давление, т.е. $u_w(0, r) \rightarrow 0$ (рис.5.14).

5.3. Взаимодействие длинной одиночной сваи конечной жесткости с окружающим и подстилающим грунтами с учетом их линейных и нелинейных свойств

Постановка задачи

Пусть длинная свая конечной жесткости и длины находится в грунтовом цилиндре заданного диаметра, воспринимает внешнюю вертикальную нагрузку и передает ее на нижние подстилающие сравнительно плотные слои грунта. Необходимо определить распределение общего усилия на сваю между ее боковой поверхностью и нижним концом при заданных физико-механических свойствах окружающего и подстилающего грунтов, обладающих в общем случае нелинейными и реологическими свойствами. Поместим

начало координат $z - r$ на уровне низа сваи. Таким образом, расчетная область одиночной сваи представляет собой не полупространство, а грунтовый цилиндр ограниченных размеров, т.е. задача сводится к условиям осесимметричной двухмерной задачи (рис. 5.2.а).

5.3.1. Исходные уравнения

Из условия равновесия элементарной длины сваи dz диаметром $d_c=2a$, взаимодействующей с окружающим грунтом диаметром $d_z=2b$ (зона влияния), получаем, что

$$\pi a^2 d\sigma_z = 2\pi a \tau_a(z) dz. \quad (5.34)$$

Отсюда следует, что

$$\tau_a(z) = \frac{a}{2} \frac{d\sigma_z}{dz}. \quad (5.35)$$

Распределение касательных напряжений по радиусу внутри грунтового цилиндра $a < r < b$ также можно определить из условия равновесия вида

$$2\pi a \tau_a(z) dz = 2\pi \cdot r dz \tau(r). \quad (5.36)$$

Тогда получаем

$$\tau(r) = \tau_a(z) \frac{a}{r}, \quad (5.37)$$

где $\tau_a(z)$ - касательное напряжение на боковой поверхности сваи.

Угловую деформацию в грунтовом толстостенном цилиндре вокруг сваи можно определить через модуль сдвига грунта G_z , т.е. имеем

$$\gamma(r, z) = \frac{\tau(r, z)}{G_z}. \quad (5.38)$$

Вертикальные перемещения грунта вокруг сваи через сдвиговые деформации $\gamma(r, z)$ в предположении отсутствия радиальных перемещений грунта получаем

$$\frac{dS}{dr} = -\gamma(r, z). \quad (5.39)$$

Аналогичным образом можно получить зависимость между угловыми деформациями окружающего грунта по (5.38) и (5.39), исходя из различных моделей окружающего грунта, в том числе контактной модели «грунт - свая». Рассмотрим эти случаи.

5.3.2. Линейно-деформируемый грунт

В этом случае грунт и свая характеризуются двумя парами деформационных характеристик: E_c и ν_c, G_r и ν_r , соответственно.

Для определения $S(r)=f(\tau_{rz},G)$ можем воспользоваться зависимостями (5.38) и (5.39).

Тогда получаем

$$S(r) = - \int \frac{\tau_{rz}}{G} dr = - \frac{a\tau_a}{G} \ln r + C , \quad (5.40)$$

где C - постоянная интегрирования, определяемая из $S(r=b)=0$, т.е.

$$C = \frac{a\tau_a}{G} \ln b . \quad (5.41)$$

И окончательно

$$S(r) = \frac{a\tau_a}{G} \ln \frac{b}{r} . \quad (5.42)$$

Максимальное перемещение определим, полагая, что $r = a$:

$$S(a) = \frac{a\tau_a}{G} \ln \frac{b}{a} . \quad (5.43)$$

Отсюда получаем:

$$\tau_a = \frac{S(a)G}{a \ln \frac{b}{a}} . \quad (5.44)$$

Подставляя сюда значения τ_a из (5.35), получаем:

$$\frac{d\sigma_z}{dz} = \frac{2S(a)G}{a^2 \ln \frac{b}{a}} . \quad (5.45)$$

Из условия деформируемости сваи под действием σ_z получаем:

$$\sigma_z = E \frac{dS}{dz} . \quad (5.46)$$

Дифференцируя это выражение по z , получаем:

$$\frac{d\sigma_z}{dz} = E \frac{\partial^2 S}{\partial z^2} . \quad (5.47)$$

Подставляя сюда (5.45), окончательно получаем дифференциальное уравнение относительно $S_a(z)$:

$$\frac{\partial^2 S}{\partial z^2} - \lambda^2 S = 0 , \quad (5.48)$$

$$\text{где } \lambda^2 = \frac{2 G_r}{a^2 E_c} \frac{1}{\ln \frac{b}{a}} [1/\text{см}^2] . \quad (5.49)$$

Решение этого уравнения известно [22] и имеет вид:

$$S(z) = C_1 e^{\lambda z} + C_2 e^{-\lambda z} . \quad (5.50)$$

Из расчетной схемы (рис. 5.2, а) следует, что имеются два граничных условия:

$$z = 0, S = S_0; z = l, \sigma_z = \sigma_c = p = \frac{N}{\pi a^2} . \quad (5.51)$$

Учитывая эти условия, получаем:

$$C_1 = \frac{p' + S_0 e^{-\lambda l}}{e^{\lambda l} + e^{-\lambda l}}; C_2 = \frac{S_0 e^{\lambda l} - p'}{e^{\lambda l} + e^{-\lambda l}} . \quad (5.52)$$

$$\text{где } p' = \frac{p}{\lambda E} . \quad (5.53)$$

Подставляя C_1 и C_2 в (5.50), после некоторых преобразований получаем:

$$S(z) = \frac{p}{\lambda E_c} \frac{e^{\lambda z} - e^{-\lambda z}}{e^{\lambda l} + e^{-\lambda l}} + S_0 \frac{e^{-\lambda l} e^{\lambda z} + e^{\lambda l} e^{-\lambda z}}{e^{\lambda l} + e^{-\lambda l}}. \quad (5.54)$$

Это решение удовлетворяет граничным условиям (5.51).

Напряжение σ_z на уровне $z = 0$ определим с учетом известного решения осадки круглого штампа:

$$S_0 = \sigma_0 \frac{\pi a_0 (1 - \nu_2)}{4G_2} K_l. \quad (5.55)$$

где a_0 – радиус штампа на уровне $z = 0$, который в частном случае может быть равен радиусу сваи, $K_l < 1$ — коэффициент, учитывающий глубину действия штампа; G_2, ν_2 – параметры слоя 2 (рис. 5.2, а).

Подставляя значение S_0 из (5.55) в (5.54), после некоторых преобразований получаем:

$$\sigma_0 = p \frac{8G_2}{4G_2(e^{\lambda l} + e^{-\lambda l}) + \lambda E_c \pi a_0 (e^{\lambda l} - e^{-\lambda l}) K_l}. \quad (5.56)$$

$$\text{или } \sigma_0 = p \cdot D, \quad (5.57)$$

$$\text{где } D = \frac{8G_2}{4G_2(e^{\lambda l} + e^{-\lambda l}) + \lambda E_c \pi a_0 (e^{\lambda l} - e^{-\lambda l}) K_l}. \quad (5.58)$$

Подставляя значения σ_0 в (5.55), получаем осадку сваи на уровне $z=0$:

$$S_0 = pD \frac{\pi a_0 (1 - \nu_2)}{4G_2} K_l. \quad (5.59)$$

Для определения осадки сваи на уровне $z=l$ нужно подставить выражение для S_0 из (5.55) в (5.54):

$$S_l = \frac{p}{\lambda E_l} \frac{e^{\lambda l} - e^{-\lambda l}}{e^{\lambda l} + e^{-\lambda l}} + \frac{2S_0}{e^{\lambda l} + e^{-\lambda l}}. \quad (5.60)$$

С учетом (5.54) и (5.45) получаем окончательное выражение для S_z , $\tau_a(z)$ и $\sigma_0(z)$ на основе (5.54):

$$S_z = p \left(\frac{e^{\lambda z} - e^{-\lambda z}}{\lambda E_c (e^{\lambda l} + e^{-\lambda l})} + D \frac{e^{-\lambda l} e^{\lambda z} + e^{\lambda l} e^{-\lambda z}}{e^{\lambda l} + e^{-\lambda l}} \frac{\pi a_0 (1 - \nu_2)}{4G_2} K_l \right); \quad (5.61)$$

$$\tau_a(z) = p \left(\frac{e^{\lambda l} + e^{-\lambda l}}{e^{\lambda l} + e^{-\lambda l}} + D \frac{\lambda E_c \pi a_0 (1 - \nu_2) K_l}{4G_2} \frac{e^{-\lambda l} e^{\lambda z} - e^{\lambda l} e^{-\lambda z}}{e^{\lambda l} + e^{-\lambda l}} \right) \frac{a}{2}, \quad (5.62)$$

$$\sigma_z(z) = p \left(\frac{e^{\lambda z} - e^{-\lambda z}}{e^{\lambda l} + e^{-\lambda l}} + D \frac{e^{-\lambda l} e^{\lambda z} + e^{\lambda l} e^{-\lambda z}}{e^{\lambda l} + e^{-\lambda l}} \frac{\pi a_0 (1 - \nu_2)}{4G_2} K_l \right). \quad (5.63)$$

На рис. 5.15 показано распределение по глубине S_z , $\tau_a(z)$ и $\sigma_0(z)$.

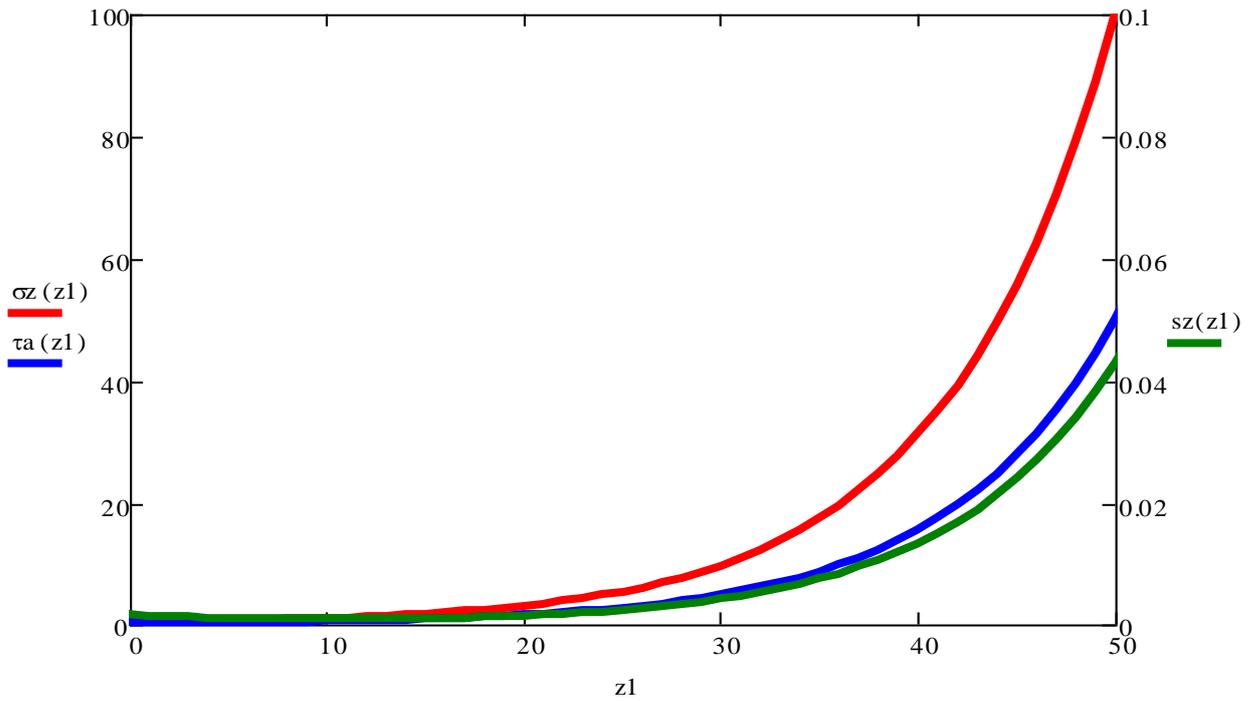


Рис.5.15. Распределение S_z (зеленый), $\sigma_0(z)$ (красный) $\tau_a(z)$ (синий) при взаимодействии длинной сваи конечной жесткости с окружающим упруго-пластическим грунтом при длине сваи 50 м (горизонтальная ось)

Результаты численного моделирования поставленной задачи в ПК PLAXIS представлены на рис. 5.16 и 5.17.

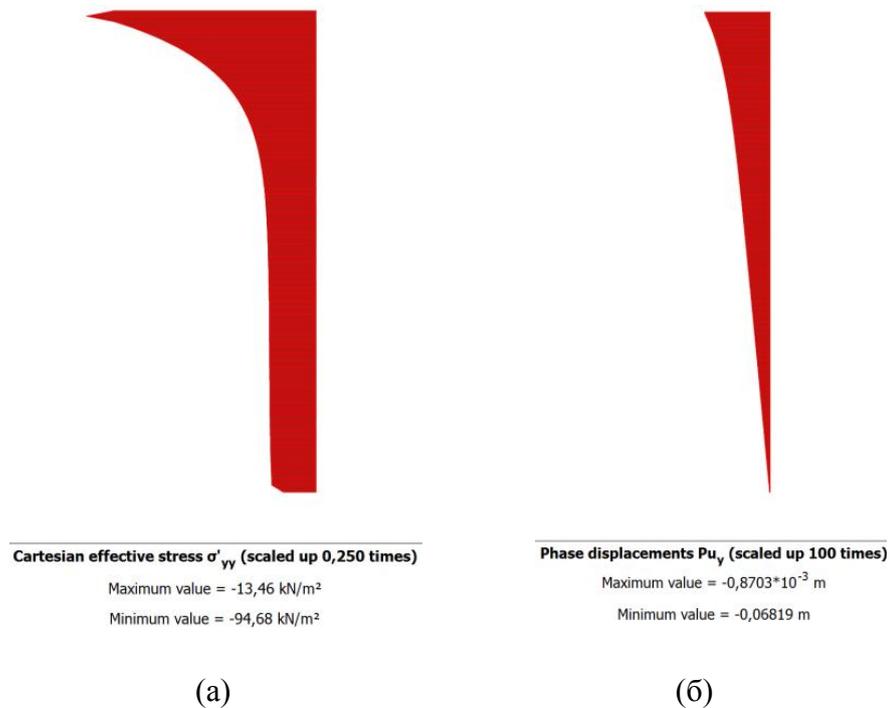


Рис. 5.16. Эпюры вертикальных напряжений в стволе сваи (а) и эпюры вертикальных перемещений по длине сваи (б)

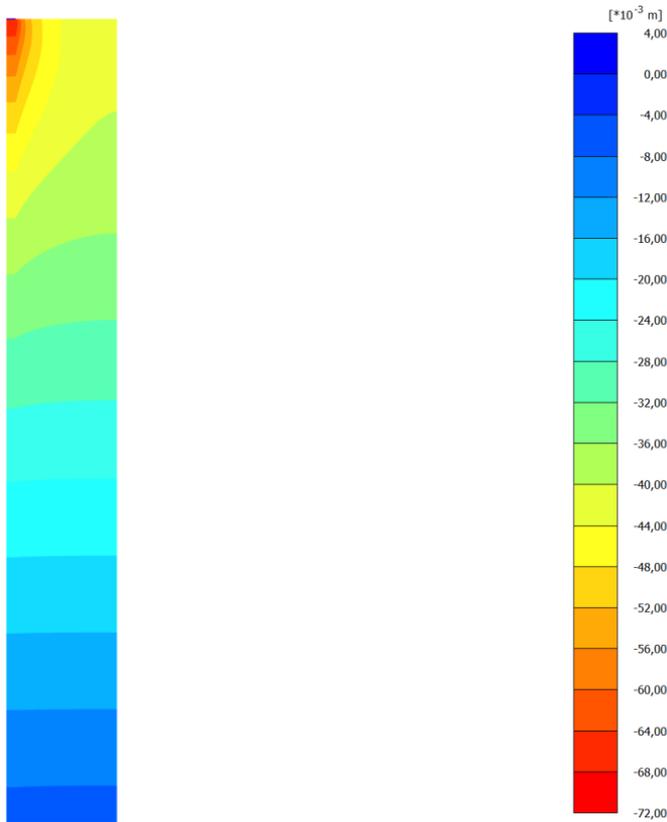


Рис.5.17. Изополя касательных напряжений в свае и окружающем грунте после приложения нагрузки (показан фрагмент модели)

5.4. Контактные модели свая–грунт

В предыдущем разделе настоящей главы рассматривалась задача взаимодействия сваи с окружающим грунтом в соответствии с расчетной геомеханической моделью (рис. 5.2, а). На контакте сваи с грунтом предполагалось полное прилипание, что соответствует особым условиям внедрения или устойчивости длинной сваи. Вместе с тем, при различных технологиях изготовления буронабивных свай на контакте с грунтом может образовываться тонкий слой вокруг сваи, свойства которого отличаются от свойств слоев, которые находятся за этим тонким слоем. Возникает необходимость учитывать свойства прослойки на контакте вокруг сваи и характеризовать ее жесткостным параметром сдвига, а также реологическими свойствами.

5.4.1. Линейная контактная модель

В этом случае зависимость $S_a-\tau_a$ можем представить в виде:

$$S = \tau_a / k_{\Gamma} , \quad (5.64)$$

где k_{Γ} - коэффициент жесткости, имеющий размерность $[\text{кН}/\text{м}^3]$, $[\text{т}/\text{м}^3]$ и может быть определен по зависимости

$$K_{\Gamma} = G / \delta , \quad (5.65)$$

где G - модуль сдвига грунта, δ - толщина прослойки грунта вокруг сваи.

Из этого определения следует, что имеет место не проскальзывание по контакту сваи с грунтом, а сдвиговая деформация в тонком слое вокруг сваи толщиной δ .

Пусть длинная буронабивная свая устроена по специальной технологии, например струйной или шнековой, в результате которой на контакте сваи с окружающим грунтом образуется тонкий слой конечной толщины, обладающий сравнительно слабыми свойствами по отношению к грунту за этой прослойкой. При нагружении свая в первую очередь взаимодействует с тонкой слабой прослойкой, причем окружающий сравнительно плотный грунт может включиться в процесс взаимодействия в зависимости от соотношения жесткостей прослойки и окружающего грунта.

Рассмотрим в первую очередь взаимодействие сваи с тонкой прослойкой грунта вокруг нее в соответствии со схемой на рис. 5.18. В этом случае исходными будут уравнения (5.64), (5.65).

Уравнение (5.35) можно представить в преобразованном виде, если учитывать, что $\sigma_z = \varepsilon_z \cdot E_c = (dS / dz)E_c$, т.е.:

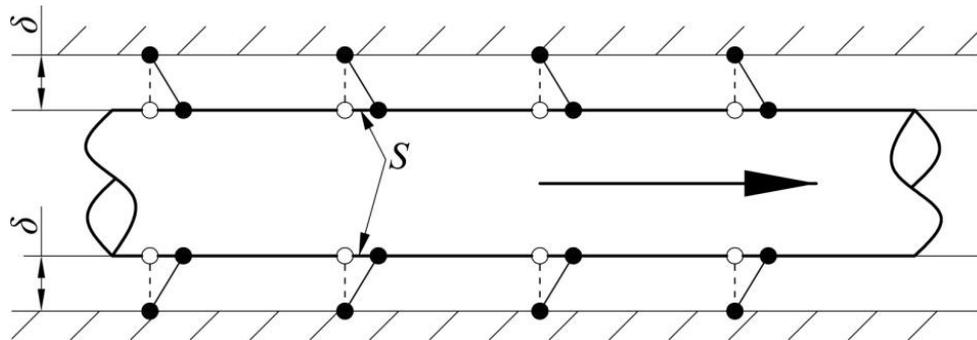


Рис. 5.18. Схема относительного смещения сваи и окружающего тонкого слоя грунта

$$\frac{d\sigma_z}{dz} = E_c \frac{d^2 S}{dz^2}. \quad (5.66)$$

Учитывая далее (5.35) и (5.64), получаем

$$\frac{d^2 S}{dz^2} - \lambda^2 S = 0, \quad (5.67)$$

$$\text{где } \lambda^2 = \frac{2K_z}{aE_c} [1/\text{м}^2]. \quad (5.68)$$

Решение (5.67) известно и имеет вид:

$$S = C_1 e^{-\lambda z} + C_2 e^{-\lambda z}. \quad (5.69)$$

Из граничных условий следует, что при $z=0$ $S(z=0)=S_0$ и при $z=l$ $\sigma_l=p$, которую можно представить через деформацию $\varepsilon_z=dS/dz=p/E_c$, то есть при $z=l$ $dS/dz=p/E_c$ получаем

$$\left. \begin{aligned} C_1 &= \frac{p / \lambda E_c + S_0 e^{-\lambda l}}{e^{\lambda l} + e^{-\lambda l}} \\ C_2 &= \frac{S_0 e^{\lambda l} - p / \lambda E_c}{e^{\lambda l} + e^{-\lambda l}} \end{aligned} \right\} \quad (5.70)$$

Подставляя C_1 и C_2 в исходное уравнение, после некоторых преобразований получаем:

$$S(z) = \frac{p}{\lambda E_c} \frac{e^{\lambda l} - e^{-\lambda l}}{e^{\lambda l} + e^{-\lambda l}} + S_0 \frac{e^{\lambda(z-l)} + e^{\lambda(l-z)}}{e^{\lambda l} + e^{-\lambda l}}. \quad (5.71)$$

Это уравнение удовлетворяет граничным условиям, то есть при $z=0$ $S(z)=S_0$, а при $z=l$ $\sigma(z)=p$.

Перейдем к определению неизвестного S_0 или σ_0 .

Учитывая, что $\sigma_0 = E_c \cdot dS/dz$, с учетом (5.71), получаем:

$$\sigma_0 = \frac{2p}{e^{\lambda l} + e^{-\lambda l}} + S_0 \lambda E_c \frac{e^{-\lambda l} - e^{\lambda l}}{e^{\lambda l} + e^{-\lambda l}}. \quad (5.72)$$

Подставляя сюда значение S_0 из (5.59), получаем:

$$\sigma_0 \left(1 - \frac{\pi a (1 - \nu) E_c \lambda K_I (e^{-\lambda l} - e^{\lambda l})}{4G_2 (e^{\lambda l} + e^{-\lambda l})} \right) = \frac{2p}{e^{\lambda l} - e^{-\lambda l}}. \quad (5.73)$$

После некоторых преобразований получаем:

$$\sigma_0 = A \cdot p, \quad (5.74)$$

$$\text{где } A = \frac{8G_2}{4G_2 (e^{\lambda l} + e^{-\lambda l}) + (1 - \nu_2) \pi a E_c \lambda (e^{\lambda l} - e^{-\lambda l}) K_I}. \quad (5.75)$$

Таким образом, поставленная задача полностью решена. Приведем окончательный вид остальных компонентов напряжений и перемещений:

$$\tau_a(z) = S(z) \cdot K_I, \quad (5.76)$$

где $S(z)$ определяется по (5.71), а K_I (5.65). Тогда

$$\sigma_z(z) = p \left[\frac{e^{\lambda z} - e^{-\lambda z}}{e^{\lambda l} + e^{-\lambda l}} + A \frac{\pi a (1 - \nu_2)}{4G_2} \frac{e^{\lambda(z-l)} + e^{\lambda(l-z)}}{e^{\lambda l} + e^{-\lambda l}} \right], \quad (5.77)$$

$$\tau_a(z) = \frac{a}{2} \frac{d\sigma_z}{dz} = \frac{pa}{2} \left[\frac{e^{\lambda z} + e^{-\lambda z}}{e^{\lambda l} + e^{-\lambda l}} + \lambda \frac{\pi a (1 - \nu_2)}{4G_2} \frac{e^{\lambda(z-l)} + e^{\lambda(l-z)}}{e^{\lambda l} + e^{-\lambda l}} \right], \quad (5.78)$$

$$S_0 = Ap \frac{\pi a (1 - \nu_2)}{4G_2}, \quad (5.79)$$

$$S_l = \frac{p}{\lambda E_c} \frac{e^{\lambda l} - e^{-\lambda l}}{e^{\lambda l} + e^{-\lambda l}} + S_0 \frac{2}{e^{\lambda l} + e^{-\lambda l}}; \quad (S_l > S_0) \quad (5.80)$$

По этим зависимостям можно построить кривые $S_l - p$, $S_0 - p$, а также можно построить эпюры $\tau_{rz}(z)$ и $\sigma_z(z)$ по длине сваи. Очевидно, что они аналогичны кривым, представленным на рис. 5.15, но отличаются числовыми значениями.

В заключение рассмотрим случай взаимодействия сваи с пограничным слоем, оказывающим вязкое сопротивление взаимному смещению сваи и окружающего грунта.

В случае сравнительно большой жесткости грунтов за контактным слоем ($G_k > G_{\text{окр}}$) они могут также прогибаться и в свае возникает дополнительное перемещение в пределах от $r = a + \delta$ до $r = r_2$, где r_2 – зона влияния сваи. Следовательно, к перемещениям сваи от контактного взаимодействия следует добавить перемещения от сдвиговых деформаций грунтов за контактным слоем. Для этого следует к осадке с учетом контактной модели (5.71) добавить осадку от линейной деформации окружающего грунта (5.61), подставляя вместо радиуса сваи “ a ” выражение “ $a + \delta$ ”. Тогда получаем

$$S_c = S_k + S_e, \quad (5.81)$$

где S_k – определяются по формуле (5.71),

S_e – определяются по формуле (5.61).

5.4.2. Упруго-вязко-пластическая контактная модель

В этом случае на контакте сваи с окружающим грунтом при постоянном значении касательных напряжений τ_a развиваются деформации сдвиговой ползучести, которые в общем случае описываются уравнением вязко - пластического течения вида

$$\dot{\gamma} = \frac{\tau_a - \tau_a^*}{\eta(t)} + \frac{\dot{\tau}_a}{G_1}. \quad (5.82)$$

где τ_a^* – структурная прочность сдвига контактного слоя; $\eta(t)$ – изменяющаяся во времени вязкость; τ_a , $\dot{\tau}_a$ – действующее касательное напряжение и его скорость, соответственно.

Скорость смещения сваи относительно окружающего грунта можно определить через скорость угловой деформации $\dot{\gamma}$ и толщину вязко - пластической прослойки δ , т.е. имеем

$$\dot{S}_a(t) = \dot{\gamma}(t) \cdot \delta. \quad (5.83)$$

Подставляя (5.82) в (5.83), получаем

$$\dot{S}_a(t) = \delta \left(\frac{\tau_a - \tau_a^*}{\eta} + \frac{\dot{\tau}_a}{G_1} \right). \quad (5.84)$$

Скорость оседания пяты сваи определим, как и прежде, на основании задачи о вдавлении жесткого круглого штампа в линейно - деформируемую среду внутри грунтового полупространства на глубине l

$$\dot{S}_0(t) = \dot{\sigma}_0 \frac{\pi a(1-\nu_2)}{4G_2} K_l, \quad (5.85)$$

где K_l - учет глубины l ; ν_2, G_2 - параметры деформирования подстилающего грунта; $\dot{\sigma}_0$ - скорость изменения напряжения на штамп

$$\dot{\sigma}_0 = \dot{P}_0 / \pi a^2. \quad (5.86)$$

Приравнивая (5.84) и (5.85) с учетом того, что $\tau_a = P_a / 2\pi a l$, получаем дифференциальное уравнение

$$\dot{\sigma}_0 \frac{\pi a(1-\nu_2)}{4G_2} K_l = \delta \left(\frac{\tau_a - \tau_a^*}{\eta} + \frac{\dot{\tau}_a}{G_1} \right). \quad (5.87)$$

Из условия равновесия $N = P_a + P_0 = const$ следует, что $\dot{P}_a + \dot{P}_0 = 0$ и, следовательно, получаем $\dot{\sigma}_a = -\dot{\tau}_a \frac{2l}{a}$. Подставляя это значение $\dot{\tau}_a$ в (5.87), получаем

$$\dot{\tau}_a + A\tau_a = \tau_a^* A, \quad (5.88)$$

$$\text{где } A = \frac{\delta}{\eta} \cdot \frac{2G_1 G_2}{[\pi l(1-\nu_2)G_1 + 2G_2 \delta]}. \quad (5.89)$$

Решение (5.88) имеет вид

$$\tau_a(t) = (\tau_a(0) - \tau_a^*) e^{-At} + \tau_a^*. \quad (5.90)$$

где $\tau_a(0) = (S_a(0) / \delta) G_1$; при $t \rightarrow \infty$, $\tau_a(t) = \tau_a^*$, причем $\dot{\tau}_a(t) = -A(\tau_a(0) - \tau_a^*) e^{-At}$.

Подставляя значение $\tau_a(t)$, $\dot{\tau}_a$ из (5.90) в (5.84), получим скорость осадки сваи

$$\dot{S}_a(t) = (\tau_a(0) - \tau_a^*) e^{-At} \left(\frac{1}{\eta} + \frac{A}{G_1} \right). \quad (5.91)$$

Интегрирование этого уравнения в пределах от 0 до t дает величину осадки во времени, т.е.

$$S_a(t) = (\tau_a(0) - \tau_a^*) \left(\frac{1}{\eta} + \frac{A}{G_1} \right) \frac{1 - e^{-At}}{A}, \quad (5.92)$$

$$\text{при } t=0, S_a=0; \text{ при } t \rightarrow \infty, S_a(\infty) = \frac{(\tau_a(0) - \tau_a^*)}{A} \left(\frac{1}{\eta} + \frac{A}{G_1} \right). \quad (5.93)$$

Следовательно, осадка сваи развивается с затухающей скоростью и при $t \rightarrow \infty$ касательное напряжение стремится к постоянной величине (рис.5.19)

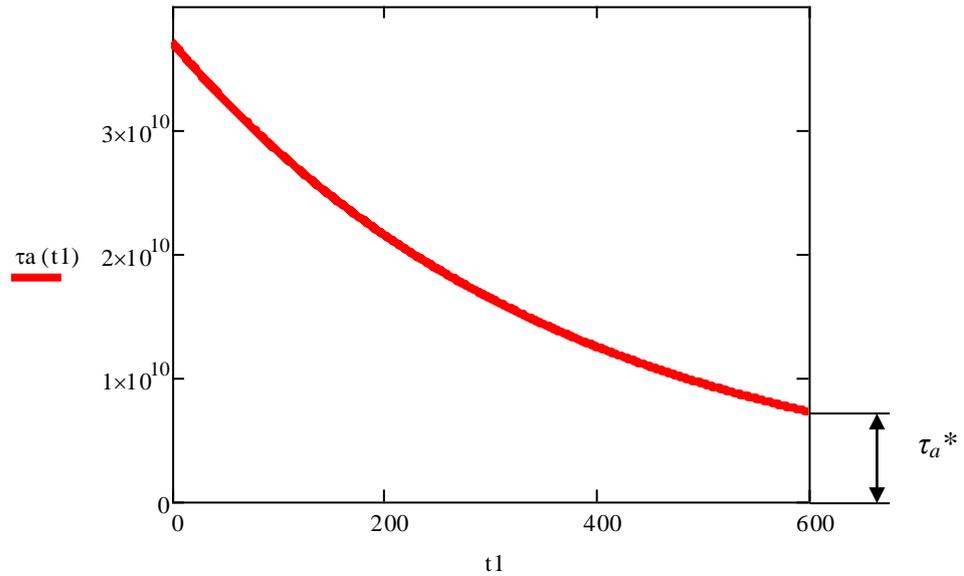


Рис 5.19. Зависимость действующего касательного напряжения τ_a от времени t_1 по формуле (5.90)

5.5. Учет нелинейно-деформируемого грунта при сдвиге

При взаимодействии длинной сваи с окружающим и подстилающим грунтами в случае развития больших взаимных перемещений сваи и окружающего грунта возникает необходимость учета нелинейных сдвиговых деформаций. В настоящем разделе рассматривается взаимодействие длинной сваи конечной жесткости с нелинейно-деформируемым окружающим грунтом и подстилающим упругим основанием, а также длинной сваи с окружающим и подстилающим грунтами, обладающими упруго-пластическими свойствами.

Рассмотрим в первую очередь случай, когда окружающий грунт обладает нелинейными сдвиговыми деформациями.

5.5.1. Учет нелинейной деформации окружающего грунта при сдвиге

В этом случае в качестве расчетной рассматривается наиболее распространенная нелинейная модель грунта при сдвиге [28], описываемая степенной функцией вида:

$$\gamma(r) = \left(\frac{\tau(r)}{\tau_0} \right)^2, \quad (5.94)$$

где $\tau(r)$ определяется по формулам (5.37), а τ_0 - параметр.

Подставляя формулу (5.94) в выражение (5.39) после интегрирования и с учетом граничного условия $S_v(r=b)=0$, получаем

$$S(r) = \frac{\tau_c^2 a^2}{\tau_0^2} \left(\frac{1}{r} - \frac{1}{b} \right). \quad (5.95)$$

Максимальное перемещение сваи или грунта при $r=a$

$$S(a) = \frac{\tau_c^2 a^2}{\tau_0^2} \left(\frac{b}{b-a} \right). \quad (5.96)$$

Отсюда следует, что

$$\tau_a = \sqrt{S(a)} \frac{\tau_0}{a} \sqrt{\frac{b}{b-a}}. \quad (5.97)$$

Подставляя это выражение в формулу (5.35) получим

$$\frac{d\sigma_c}{dz} = \frac{2}{a} \sqrt{S} \frac{\tau_0}{a} \sqrt{\frac{b}{b-a}}. \quad (5.98)$$

С другой стороны из условия линейной деформируемости сваи $\varepsilon_c = \sigma_c / E_c$ получаем

$$\frac{dS}{dz} = \frac{1}{E_c} \frac{d\sigma_c}{dz} \quad (5.99)$$

или

$$\frac{d^2 S}{dz^2} = \frac{1}{E_c} \frac{d\sigma_c}{dz}. \quad (5.100)$$

Подставляя из этого выражения $d\sigma_c/dz$ в формулу (5.98), получаем нелинейное дифференциальное уравнение второго порядка относительно $S(z)$:

$$\frac{d^2 S}{dz^2} - \lambda \sqrt{S} = 0, \quad (5.101)$$

$$\text{где } \lambda = \frac{2\tau_0}{aE_c} \sqrt{\frac{b}{a(b-a)}}. \quad (5.102)$$

Численное решение нелинейного дифференциального уравнения второго порядка, полученное с помощью ПК MathCad v.15 при граничных условиях

$$\begin{aligned} z=0 &\rightarrow S(0) = \sigma_0 \frac{\pi a(1-\nu_2)}{2G_2} \\ z=l &\rightarrow S'(l) = \frac{P}{E_c} \end{aligned} \quad (5.103)$$

показало, что эпюры $u(z)$ (рис. 5.20), $\tau_a(z)$ (рис. 5.21) и $\sigma_c(z)$ (рис. 5.22) имеют нелинейный характер и удовлетворяют граничным условиям (5.103).

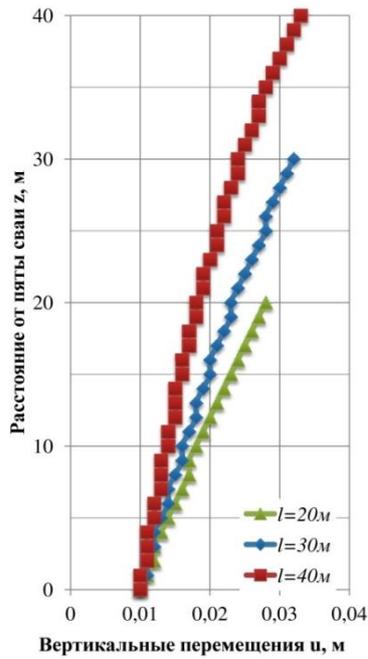


Рис. 5.20. Распределение вертикальных перемещений вдоль ствола сваи с учетом различной длины сваи

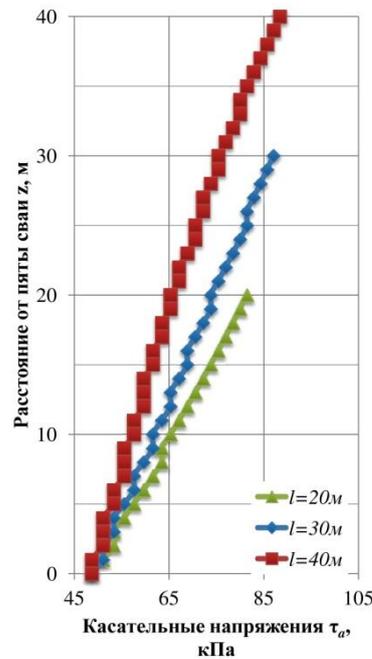


Рис. 5.21. Распределение касательных напряжений вдоль ствола сваи с учетом различной длины сваи

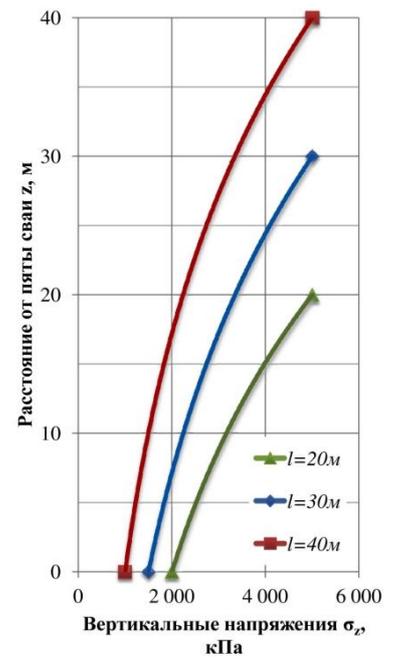


Рис. 5.22. Распределение вертикальных напряжений вдоль ствола сваи с учетом различной длины сваи

Учет прочностных свойств грунтов естественного залегания вокруг сваи уменьшает величину осадки сваи. С ростом длины сваи напряжение в стволе сваи на уровне пяты сваи уменьшается (рис. 5.22).

При прочих равных условиях существует критическое значение осадки на уровне пяты сваи, больше которого решение (5.84) не представляется возможным. Если же задаться напряжением в стволе сваи на уровне пяты сваи $\sigma_c(0)=p \leq p^*$, где p^* - расчетное давление под подошвой штампа круглой формы [99], то можно определить соответствующее значение осадки сваи на уровне пяты сваи, т.е. имеем:

$$S_p = p^* \frac{\pi a(1-\nu_2)}{2G_2}, \quad p^* = S_p \frac{2G_2}{\pi \cdot a(1-\nu_2)}. \quad (5.104)$$

Начальную критическую нагрузку под пятой сваи можно определить по формуле, приведенной в четвертой главе (4.123), т.е. имеем:

$$p^* = \gamma_2 d + \frac{2\gamma_2 d \sin \varphi_2 + 2c \cos \varphi_2}{1 - 2\nu_2}, \quad (5.105)$$

Отметим, что p^* определена для точки $r=a+0$ и $z=0$, т.к. в этой точке p^* минимальное по сравнению с точкой $r=a-0$, $z=0$.

Если же по результатам численного решения задачи окажется, что $p > p^*$ или хуже того $p > p^{**}$, где p^{**} - предельная нагрузка, то следует изменить параметры сваи (диаметр, длину) или устроить уширение на уровне пяты сваи.

5.5.2. Учет упруго - пластических свойств окружающего и подстилающего грунтов вокруг длинной несжимаемой сваи

В этом случае в качестве расчетной рассматривается упруго-пластическая модель Тимошенко [28] в модифицированном варианте применительно к грунтовой среде в виде:

$$\gamma_i = \frac{\tau_i}{G} \cdot \frac{\tau_i^*}{\tau_i^* - \tau_i}. \quad (5.106)$$

где τ_i, τ_i^* - действующее и предельное значение интенсивности касательных напряжений; γ_i - интенсивность угловой деформации; G - модуль упругого сдвига.

В случае простого сдвига (перекашивания) (5.105) принимает вид

$$\gamma = \frac{\tau}{G} \cdot \frac{\tau^*}{\tau^* - \tau}. \quad (5.107)$$

где $\tau^* = \sigma_n \cdot \operatorname{tg} \varphi + c$.

При $\tau_i^* \rightarrow \infty$ (5.107) стремится к упругой модели вида

$$\gamma = \frac{\tau}{G}. \quad (5.108)$$

Полагая, что в окружающем сваю грунте сдвиговые деформации описываются уравнением (5.107), можем определить перемещение грунта вокруг сваи на основании (5.35), (5.36) и (5.39), т.е. получаем

$$S_p(r) = -\frac{\tau_a \tau^*}{G_1} \int \frac{dr}{\tau^* \frac{r}{a} - \tau_a} + C. \quad (5.109)$$

С учетом граничного условия $S(r)=0$ при $r=b$ получаем максимальное перемещение грунта при $r=a$, что соответствует осадке сваи без учета проскальзывания

$$S_c(a) = -\frac{\tau_a a}{G_1} \ln \frac{b\tau^* - a\tau_a}{a(\tau^* - \tau_a)}. \quad (5.110)$$

В случае упругих свойств окружающих грунтов, т.е. $\tau^* \rightarrow \infty$, получаем

$$S_c(a) = -\frac{\tau_a a}{G_1} \ln(b/a). \quad (5.111)$$

Приравнявая максимальную осадку сваи к осадке нижнего конца сваи на подстилающем грунте

$$S_0 = \sigma_0 \pi \frac{a(1-\nu_2)}{4G_2}. \quad (5.112)$$

где ν_2 , G_2 - параметры упругой деформации подстилающего грунта и учитывая условие равновесия

$$N=T+R, \quad (5.113)$$

где $N = \pi a^2 \sigma_l$, $T = \tau_a 2\pi ab$, $R = \sigma_0 \pi a^2$, получаем

$$\sigma_0 = \sigma_l \frac{A}{B}, \quad (5.115)$$

$$\text{где } A = \frac{a^2}{2lG_1} \ln \frac{b\tau^* - a\tau_a}{a(\tau^* - \tau_a)}, \quad B = \frac{\pi a(1-\nu_2)}{4G_2} + \frac{a^2}{2lG_1} \ln \frac{b\tau^* - a\tau_a}{a(\tau^* - \tau_a)}. \quad (5.116)$$

В случае упругости окружающего грунта выражения в (5.116) упрощаются и принимают вид:

$$A^e = \frac{a^2}{2lG_1} \ln(b/a), \quad B^e = \frac{\pi a(1-\nu_2)}{4G_2} + \frac{a^2}{2lG_1} \ln(b/a). \quad (5.117)$$

Рассмотрим случай, когда подстилающие грунты также обладают упруго - пластическими свойствами вида (5.106). Тогда в первом приближении на основе (5.112) можем записать

$$S_0^{ep} = S_0^e \frac{p^{**}}{p^{**} - p_0}, \quad (5.118)$$

где p_0 и p^{**} - действующая и предельная нагрузки под пятой сваи, соответственно, причем p^{**} определяется по таблицам СП [122–128];

$$S_0^e = \frac{p_0 a}{4G_2} (1-\nu_2). \quad (5.119)$$

Приравнявая (5.118) и (5.110), получаем

$$\frac{p_0(1-\nu_2)}{4G_2} \frac{p^{**}}{p^{**} - p_0} = \frac{\tau_a}{G_1} \ln \frac{b\tau^* - a\tau_a}{a(\tau^* - \tau_a)}. \quad (5.120)$$

Из условия равновесия (5.113) следует, что

$$\tau_a = (\sigma_e - \sigma_0) \frac{a}{2} = \frac{a}{2l} (p - p_0). \quad (5.121)$$

Подставляя это значение τ_a в (5.120) и введя обозначения $\sigma_e = p$, $\sigma_0 = p_0$, получаем нелинейное уравнение относительно p_0 в виде:

$$\frac{p_0 \pi (1-\nu_2)}{4G_2} \frac{p^{**}}{p^{**} - p_0} = p \frac{a}{2lG_1} \ln \frac{b\tau^* - a^2(p-p_0)/2}{a(\tau^* - a(p-p_0)/2)} - p_0 \frac{a}{2lG_1} \ln \frac{b\tau^* - a^2(p-p_0)/2}{a(\tau^* - a(p-p_0)/2)}, \quad (5.122)$$

где $p_0 = p \frac{E}{F}$, $p = N / \pi a^2$.

$$E = \frac{a}{2IG_1} \ln \frac{b\tau^* - a^2(p-p_0)/2}{a(\tau^* - a(p-p_0)/2)}, \quad (5.123)$$

$$F = \frac{a}{2IG_1} \ln \frac{b\tau^* - a^2(p-p_0)/2}{a(\tau^* - a(p-p_0)/2)} + \pi \frac{(1-\nu_2)p^{**}}{4G_2(p^{**} - p_0)}. \quad (5.124)$$

Подставляя значение p_0 из (5.122) в (5.118), получаем

$$S_0^{ep} = p_0 \frac{\pi a(1-\nu_2)}{4G_2} \frac{p^{**}}{p^{**} - p_0}. \quad (5.125)$$

где p_0 определяется из трансцендентного уравнения (5.122).

При упругих свойствах окружающего грунта, т.е. при $\tau^* \rightarrow \infty$, получаем

$$E = \frac{a}{2IG_1} \ln(b/a); \quad F = \frac{a}{2IG_1} \ln(b/a) + \frac{(1-\nu_2)p^{**}}{4G_2(p^{**} - p_0)}. \quad (5.126)$$

Учитывая эти значения E и F , уравнение (5.122) принимает вид

$$p_0 = \frac{a \ln(b/a)}{a \ln(b/a) + \pi(1-\nu_2)p^{**} \frac{2IG_1}{4G_2(p^{**} - p_0)}}. \quad (5.127)$$

Подставляя это значение p_0 в (5.125), можем определить осадку сваи (рис. 5.23).

После некоторых преобразований относительно p_0 , получаем квадратное уравнение вида

$$p_0^2 - p_0 \left(p^{**} + \frac{B}{A} p^{**} p \right) + p^{**} p = 0. \quad (5.128)$$

Таким образом, задача свелась к решению квадратного уравнения, что значительно проще по сравнению (5.122).

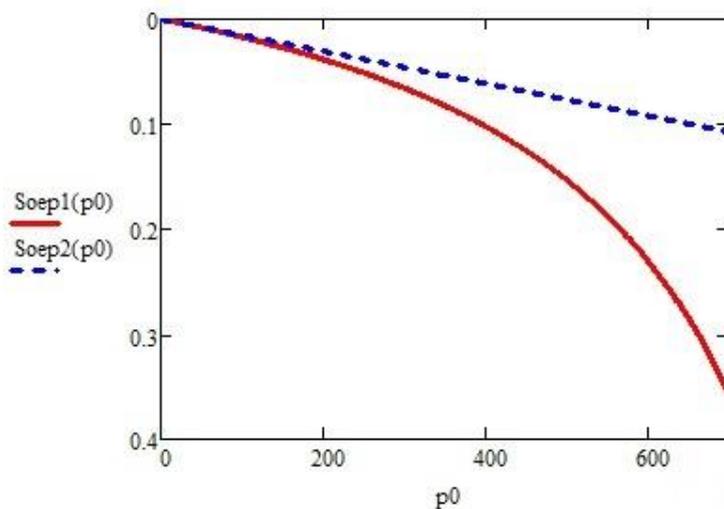


Рис. 5.23. Зависимость осадки сваи S_0^{ep} (м) от действующей нагрузки под пятой сваи p_0 (кПа). Пунктирной линией показан случай, при котором в уравнении (5.125) предельная нагрузка под пятой сваи $p^{**} \rightarrow \infty$

Зависимость осадки сваи S_0^{ep} от действующей нагрузки под пятой сваи p_0 , полученная по результатам решения выражения (5.125), представлена на рис. 5.23. В этом случае параметры задачи были следующими: $a=3$ м, $l=18$ м, $p^{**}=1000$ кПа, $G_1=5000$ кПа, $G_2=10000$ кПа.

5.6. Взаимодействие длинной жесткой сваи с окружающим и подстилающим грунтами с реологическими и нелинейными свойствами

В этом случае задача сводится к определению закономерности распределения постоянного усилия N на сваю (рис. 5.24) между сопротивлением по боковой поверхности $T(t)$ и под нижним концом сваи $R(t)$, причем

$$N = T(t) + R(t), \quad (5.129)$$

где $N = \pi a_0^2 p$, $T = 2\pi a_0^2 l$, $R = \pi a_0^2 p_2$, где a_0 , b_0 – радиусы сваи и зона её влияния соответственно, l – длина сваи, p_1 , p_2 – напряжения на уровне оголовка сваи и под нижним её концом.

Рассмотрим различные случаи для двухслойного массива, верхний слой которого обладает упруго-вязкими свойствами, а нижний слой обладает упругими, упругопластическими и вязкими свойствами, соответственно.

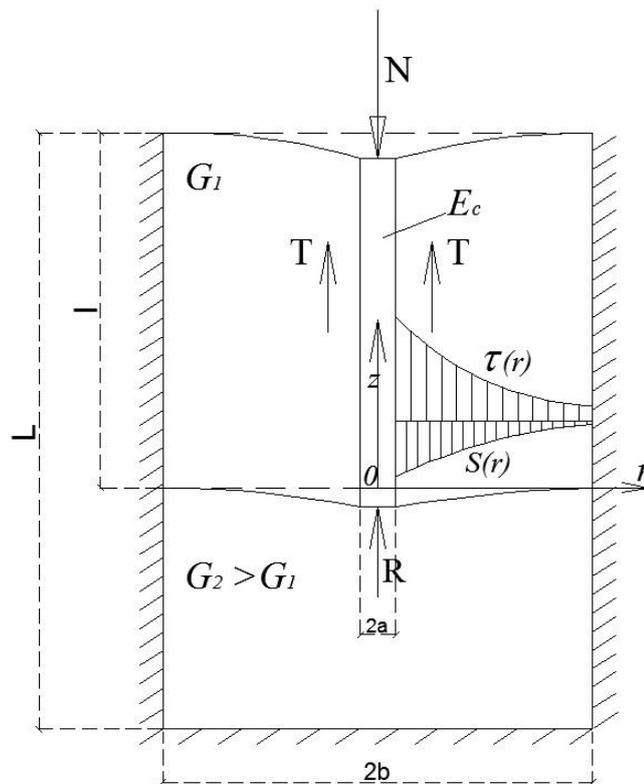


Рис. 5.24. Расчетная схема взаимодействия жесткой сваи с окружающим грунтом, обладающим реологическими свойствами

5.6.1. Линейно-деформированное основание под пятой сваи

Скорость осадки сваи от действия сил трения $T(t)$ в этом случае можно определить на основе упруго-вязкой модели грунта ($\dot{\gamma} = \tau_a/\eta_1 + \dot{\tau}_a/G_1$).

$$\dot{S}_T = \frac{a\tau_a}{\eta_1(t)} \ln(b_0/a_0) + \frac{a_0\dot{\tau}_a}{G_1} \ln(b_0/a_0). \quad (5.130)$$

где $\tau_a = T/2\pi al$.

Рассмотрим случай (3.31), когда

$$\eta_1(t) = \eta_1 \left/ \left(\frac{e^{-\alpha t}}{a_1} + \frac{e^{\beta t}}{b_1} \right) \right. . \quad (5.131)$$

Скорость осадки сваи от действия силы $R(t)$ на пяту сваи ($R(t) = \pi a^2 p_2(t)$) также можно определить на основе известного решения о вдавливании круглого жесткого штампа в упругую среду, т. е. по формуле

$$\dot{S}_T = \dot{p}_2 \frac{\pi a_0 (1-\nu_2) K_1}{4G_2}, \quad (5.132)$$

где $K_1 \leq 1$ – коэффициент, учитывающий глубину приложения нагрузки на штамп.

Сравнивая (5.130) и (5.131) с учетом (5.129) получаем

$$\frac{a_0^2 (p_1 - p_2)}{2l\eta_1(t)} \ln(b_0/a_0) - \dot{p}_2 \frac{a_0^2 \ln(b_0/a_0)}{2lG_1} = \dot{p}_2 \frac{\pi a (1-\nu^2) K_1}{4G_2}. \quad (5.133)$$

После некоторых преобразований получаем следующее дифференциальное уравнение:

$$\dot{p}_2 + p_2 P(t) = p_1 Q(t), \quad (5.134)$$

где $P(t) = \frac{B(t)}{A}$, $Q(t) = \frac{C(t)}{A}$

$$A = \frac{\pi(1-\nu^2)K_1}{4G_2} + \frac{a_0}{2l} \frac{\ln(b_0/a_0)}{G_1}; B(t) = \frac{a_0}{2l} \frac{\ln(b_0/a_0)}{\eta_1(t)}; C(t) = \frac{a_0}{2l} \frac{p_1 \ln(b_0/a_0)}{\eta_1(t)}. \quad (5.135)$$

Решение уравнения (5.134) с начальным условием $p_2(0) = 0$ можно получить с помощью программного компонента MathCad. Анализ этого решения показал, что p_2 меняется во времени с различной затухающей скоростью и стремится к различным постоянным величинам (рис. 5.25). Осадку сваи также можно определить по формуле (5.132), подставляя $p_2(t)$ вместо $\dot{p}_2(t)$ из (5.134). Очевидно, что при $t \rightarrow \infty$, $S(t) \rightarrow S_\infty = const$.

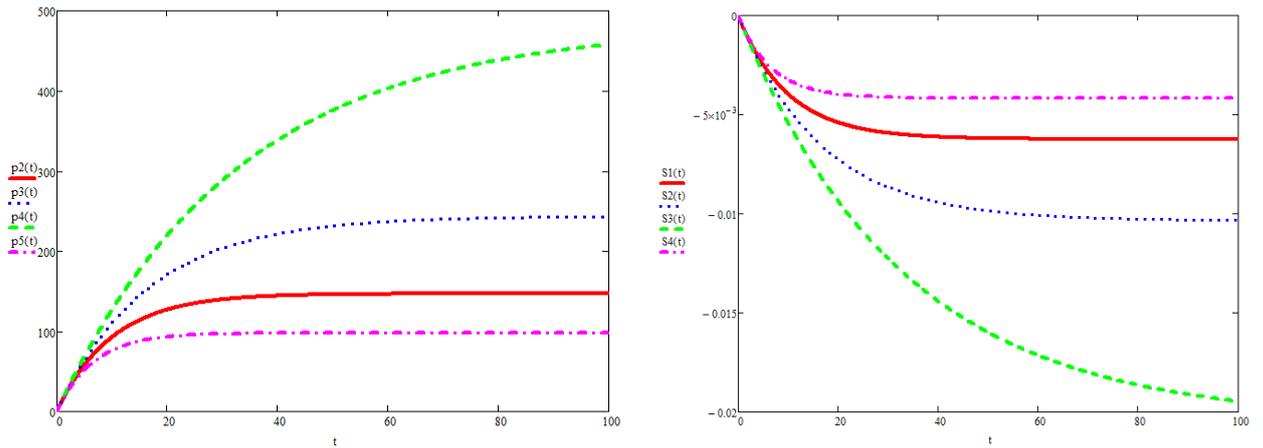


Рис. 5.25. Графики зависимости $p_2(t)$ и $s(t)$ при различных параметрах вязкости и упругости окружающего грунта и упругих свойств под пятой сваи

5.6.2. Упруго-пластическое основание под пятой сваи

В этом случае осадка грунтов основания под пятой в первом приближении можно определить по формуле

$$\dot{S}_r = \dot{p}_2 \frac{\pi a (1 - \nu_2)}{4G_2} \frac{p_2^*}{p_2^* - p_2}. \quad (5.136)$$

где p_2^* – предельное значение нагрузки на грунты основания, которое можно определить на основании известных решений [168] или по СП [122-128].

Из (5.136) следует, что при $p_2 \rightarrow p_2^*$, $\dot{S} \rightarrow \infty$.

Сравнивая (5.130) с (5.136), получаем дифференциальное уравнение относительно p_2 вида:

$$\frac{a_0^2 (p_1 - p_2)}{2l\eta_1(t)} \ln(b_0/a_0) - \dot{p}_2 \frac{a_0^2 \ln(b_0/a_0)}{2lG_1} = \dot{p}_2 \frac{\pi a (1 - \nu^2)}{4G_2} \frac{p_2^*}{p_2^* - p_2}. \quad (5.137)$$

Анализ решения этого уравнения с помощью MathCad показал, что p_2 развивается во времени с различной затухающей скоростью и стремится к постоянным значениям (рис. 5.26), а осадка развивается с затухающей и незатухающей скоростью в зависимости от интенсивности приложенной нагрузки $p_1 = N/\pi a^2$ (рис. 5.26, б).

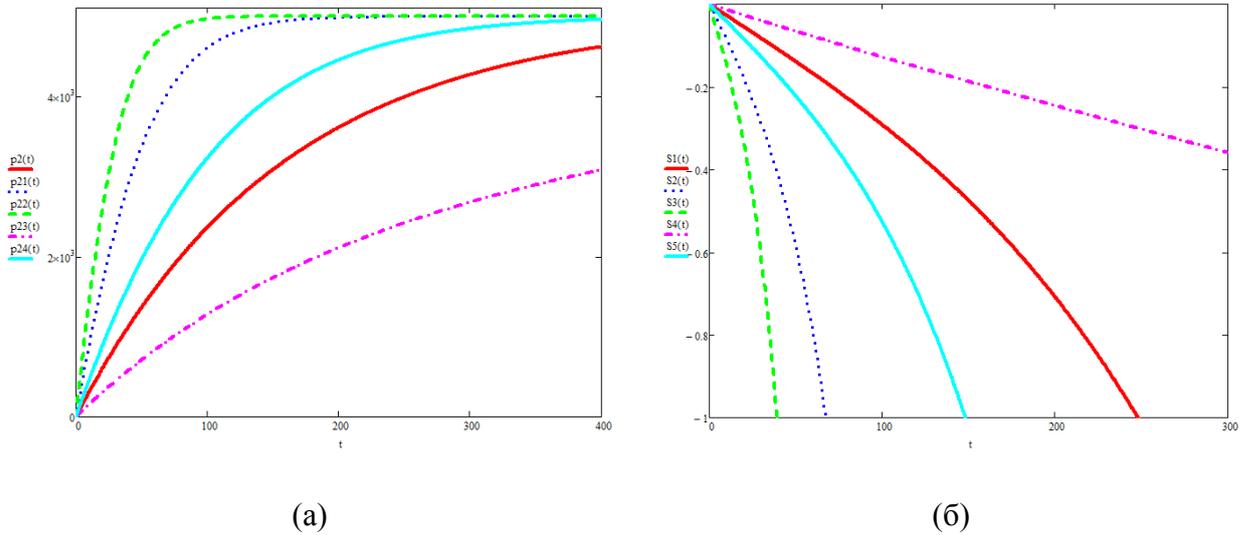


Рис. 5.26. Графики зависимости $p_2(t)$ (а) и $s(t)$ (б) при различных параметрах вязкости и упругости грунта вокруг сваи и упруго - пластических свойств под пятой сваи

5.7. Взаимодействие длинной сваи конечной жесткости с окружающим и подстилающим грунтами с реологическими и нелинейными свойствами

Пусть длинная свая конечной жесткости, вмещенная в двухслойном грунтовом цилиндре конечных размеров (длина, диаметр), подвергается действия сжимающего усилия $N = \pi a^2 \sigma_l$, где a - радиус сваи; σ_l - напряжение в свае на уровне оголовки сваи ($z=l$). Начало координат поместим на уровне нижнего конца сваи ($z=0$). Пусть модуль деформации сваи и грунтаменяются во времени $0 < E_c/E_r < \infty$ (рис.5.24). Пусть соотношение модулей сдвига окружающего грунтов менее 1.

Необходимо определить распределение усилия на сваю между трением по боковой поверхности и усилием на нижнем ее конце; распределение нормальных $\sigma(z)$ и касательных $\tau_a(z)$ напряжений по длине сваи. распределение перемещения сваи по длине сваи $S(z)$.

В качестве расчетной для описания нелинейных свойств грунтов при сдвиге принята упругопластическая модель С.П. Тимошенко (5.106), в которой τ_i и $\tau_i^*(\sigma)$ - действующая и предельная значения интенсивности касательных напряжений, причем:

$$\tau_i^*(\sigma) = \sigma \cdot \operatorname{tg} \varphi_i + c_i, \quad (5.138)$$

где φ_i, c_i - параметры прочности, определяемые по предельной прямой в координатах $\tau_i - \sigma$.

Известно [168], что при взаимодействии сваи и окружающего грунта на их контакте возникают касательные напряжения $\tau_a(z)$, которое с удалением от поверхности затухают по закону согласно (5.37). Эти напряжения вызывают сдвиговую и вертикальную деформации в окружающем грунте и в предположении отсутствия радиальных перемещений определяются по формуле (5.39).

Рассматривая совместно (5.106), (5.138), (5.37) и (5.39) и с использованием граничного условия $S_{r=b}=0$, получаем максимальное перемещение грунта возникает на контакте сваи и грунта согласно (5.110).

Условие равновесия элементарного слоя грунтового цилиндра записывается в виде (5.35).

Примем, в первом приближении, что изменения касательных напряжений с глубиной z определяется полинейному закону, т.е:

$$\tau_a(z) = \tau_0 + \frac{\tau_l - \tau_0}{l} z. \quad (5.139)$$

Подставляя это выражение в (5.35), после интегрирования получаем:

$$\sigma(z) = \frac{2}{a} \left(\tau_0 z + \frac{\tau_l - \tau_0}{l} \frac{z^2}{2} \right) + C. \quad (5.140)$$

где постоянную интегрирования определяем из условия $\sigma_z(l) = \sigma_l = N/(\pi a^2)$, т.е. получаем:

$$\sigma_z = \frac{a}{2} \left[\tau_0 (z-l) + \frac{\tau_l - \tau_0}{l} \frac{(z^2 - l^2)}{2} \right] + \sigma_l. \quad (5.141)$$

Отсюда следует, что при $z = 0$:

$$\sigma_z(z=0) = \sigma_l - \frac{l}{a} (\tau_0 + \tau_l). \quad (5.142)$$

Перемещение сваи по длине z определим с учетом упругого сжатия сваи, т.е.:

$$S_c(z) = \frac{1}{E_c} \int \sigma_z dz. \quad (5.143)$$

Подставляя сюда значение $\sigma(z)$ из (5.141), после интегрирования получаем:

$$S_c(z) = \frac{1}{E_c} \left\{ \sigma_l z + \frac{2}{a} \left[\tau_0 \frac{(z-l)^2}{2} + \frac{\tau_l - \tau_0}{l} \left(\frac{z^3}{6} - \frac{l^2 z}{2} \right) \right] \right\} + C, \quad (5.144)$$

где постоянную интегрирования можем определить из условия $S_c(z=0) = S_0$, где:

$$S_0 = \frac{\pi(1-\nu_2)a \cdot k_l}{4G_2} \cdot \frac{\sigma_0 \cdot \sigma^*}{\sigma^* - \sigma_0}, \quad (5.145)$$

где σ^* – предельное напряжение под острием сваи, зависящее от прочностных характеристик грунта и вычисляемое по формуле (5.32) СП 22.13330.2011 [125]; k_l – коэффициент, учитывающий глубину приложения нагрузки. Таким образом, нижний слой также обладает упругопластическими свойствами.

Тогда получаем:

$$C = S_0 - \frac{1}{E_c} \frac{\tau_0 l^2}{a} \quad (5.146)$$

и соответственно $S(z)$ при $0 \leq z \leq l$:

$$S_c(z) = S_0 - \frac{\tau_0}{E_c} \frac{l^2}{a} + \frac{1}{E_c} \left\{ \sigma_l z + \frac{2}{a} \left[\tau_0 \frac{(z-l)^2}{2} + \frac{\tau_l - \tau_0}{l} \left(\frac{z^3}{6} - \frac{l^2 z}{2} \right) \right] \right\}. \quad (5.147)$$

При $z = l$ получаем:

$$S_c(l) = S_0 - \frac{\tau_0}{E_c} \frac{l^2}{a} + \frac{1}{E_c} \left\{ \sigma_l l - \frac{2}{3a} (\tau_l - \tau_0) l^2 \right\}. \quad (5.148)$$

Приравнявая осадку сваи и окружающего грунта при $r=a$ и при $z=0$ и $z=l$ получаем соответственно:

$$\frac{\pi(1-\nu_2)a \cdot k_l}{4G_2} \frac{\sigma_0 \cdot \sigma^*}{\sigma^* - \sigma_0} = \frac{\tau_0 a}{G_1} \ln \frac{b\tau^* - a\tau_0}{a(\tau^* - \tau_0)} \quad (5.149)$$

$$\frac{\pi(1-\nu_2)a \cdot k_l}{4G_2} \frac{\sigma_0 \cdot \sigma^*}{\sigma^* - \sigma_0} - \frac{\tau_0}{E_c} \frac{l^2}{a} + \frac{1}{E_c} \left\{ \sigma_l l - \frac{2l^2}{3a} (\tau_l - \tau_0) \right\} = \frac{\tau_l a}{G_1} \ln \frac{b\tau^* - a\tau_l}{a(\tau^* - \tau_l)} \quad (5.150)$$

Если к этим двум уравнениям добавить уравнение равновесия вида:

$$\pi a^2 \sigma_l = \pi a^2 \sigma_0 + 2\pi a l \frac{\tau_0 + \tau_l}{2} \quad (5.151)$$

можем определить три неизвестных τ_0, τ_l, σ_0 . Система этих трех уравнений включает два трансцендентных уравнений (5.149) и (5.150). Следовательно, возникает необходимость использования ПК MathCad, с помощью которого можно получить решение данной системы уравнений.

Так как усилие на уровне нижнего конца сваи значительно меньше усилия на оголовке, то $\sigma^* \gg \sigma_0$ и осадка на уровне нижнего конца сваи S_0 будет определяться линейной зависимостью

$$S_0 = \frac{\pi(1-\nu_2)a \cdot k_l}{4G_2} \cdot \sigma_0. \quad (5.152)$$

Следовательно, система уравнений будет выглядеть следующим образом:

$$\begin{cases} \frac{\pi(1-\nu_2)a \cdot k_l}{4G_2} \sigma_0 = \frac{\tau_0 a}{G_1} \ln \frac{b\tau^* - a\tau_0}{a(\tau^* - \tau_0)} \\ \frac{\pi(1-\nu_2)a \cdot k_l}{4G_2} \sigma_0 - \frac{\tau_0 l^2}{E_c a} + \frac{1}{E_c} \left\{ \sigma_l l - \frac{2l^2}{3a} (\tau_l - \tau_0) \right\} = \frac{\tau_l a}{G_1} \ln \frac{b\tau^* - a\tau_l}{a(\tau^* - \tau_l)} \\ \sigma_l = \sigma_0 + \frac{l}{a} (\tau_0 + \tau_l) \end{cases} \quad (5.153)$$

Решение этой системы уравнений также находится с помощью программного комплекса MathCad .

Также рассмотрим случай, когда $\tau^* \rightarrow \infty$ и тогда уравнение (5.106) принимает вид линейной зависимости, т.е. $\gamma_a = \tau_i/G$. Тогда получаем следующую систему линейных уравнений:

$$\begin{cases} \sigma_0 \frac{\pi(1-\nu_2)a \cdot k_l}{4G_2} = \frac{\tau_0 a}{G_1} \ln \frac{b}{a} \\ \sigma_0 \frac{\pi(1-\nu_2)a \cdot k_l}{4G_2} - \frac{\tau_0 l^2}{E_c a} + \frac{1}{E_c} \left\{ \sigma_l l - \frac{2l^2}{3a} (\tau_l - \tau_0) \right\} = \frac{\tau_l a}{G_1} \ln \frac{b}{a} \\ \sigma_l = \sigma_0 + \frac{l}{a} (\tau_0 + \tau_l) \end{cases} \quad (5.154)$$

Сравним полученные результаты решения системы (5.149)-(5.151), (5.153) и (5.154) в упругой и в упругопластической постановке (рис.5.27), (рис.5.28) и (рис.5.29), решая пример с использованием следующих данных: $a = 0,2$ м; $b = 1$ м; $l = 20$ м; $G_1 = 10^4$ кПа; $G_2 = 2 \cdot 10^4$ кПа; $\tau^* = 135$ кПа; $\sigma^* = 6130$ кПа; $E_c = 3 \cdot 10^7$ кПа; $k_l = 0,78$.

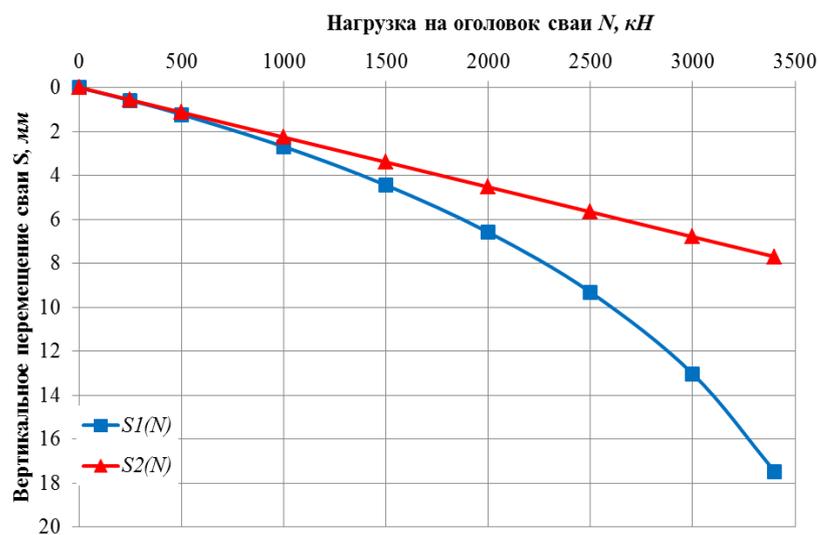


Рис.5.27. Графики зависимости вертикального перемещения сваи на уровне оголовка от нагрузки $S = f(N)$, где $S_1(N)$ получено при решении в упругопластической постановке – уравнения (5.149)–(5.151), а $S_2(N)$ в упругой постановке – система (5.154). $N = 3000$ кН

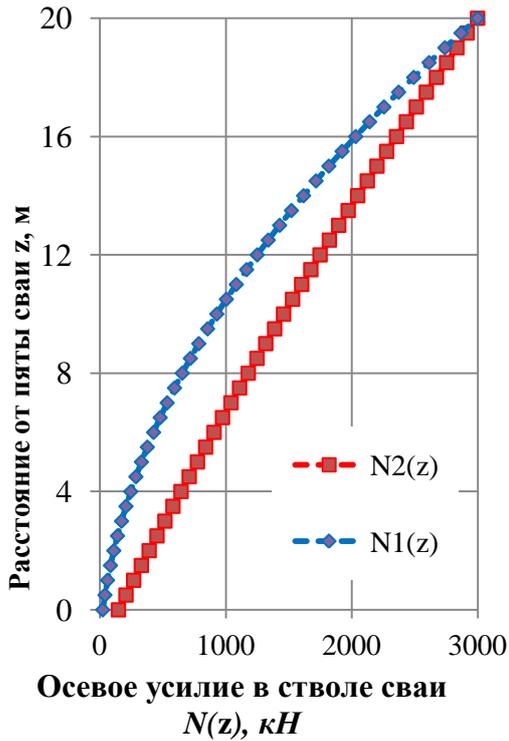


Рис.5.28. Графики зависимости усилия в стволе сваи от глубины: $N_1(z)$ получено согласно (5.149)–(5.151), $N_2(z)$ согласно (5.154) при $N=3000$ кН

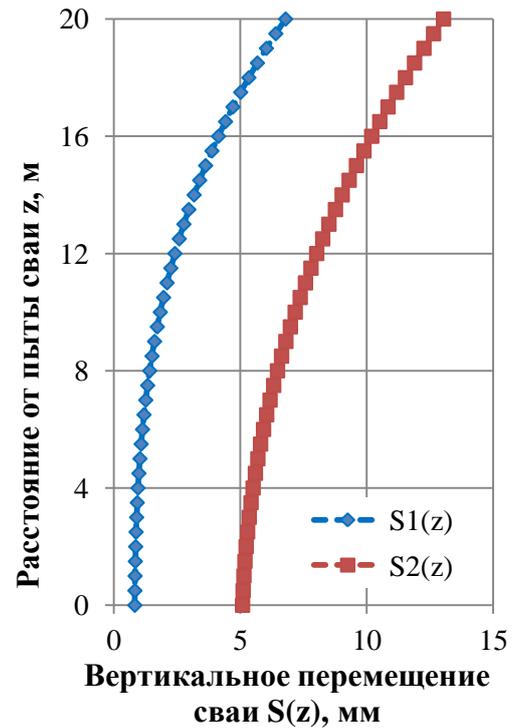


Рис.5.29. Графики зависимости вертикального перемещения от глубины: $S_1(z)$ получено согласно (5.154), $S_2(z)$ согласно (5.149)–(5.151) при $N=3000$ кН

Основные выводы

1. Использование предложенных реологических уравнений в задачах о взаимодействии сваи с окружающим грунтом показало, что распределение усилия на сваю между боковой поверхностью и под нижним её концом происходит во времени и что оно может привести к затуханию или к незатуханию осадки сваи в зависимости от параметров грунта, вокруг сваи и под её пятой.

2. Полученные решения можно использовать для количественной оценки НДС окружающего грунта и сваи, на основе которого можно рассчитать вертикальные перемещения одиночной сваи, осевые усилия в стволе сваи, а также касательные напряжения на поверхности контакта с грунтом.

3. Учет упругопластических свойств окружающего грунта оказывает значительное влияние на распределение усилия между боковой поверхностью и усилием на уровне нижнего конца сваи.

4. Общее усилие на буронабивные сваи большой длины ($l > 20$ м), используемые при строительстве в регионах, где мощность слабых водонасыщенных грунтов достигает 100 метров, распределяется между боковой поверхностью T (сила трения) и пятой сваи

(R), т.е. $N=T+R$. Однако, как правило, доля R не превышает 30%, и, следовательно, несущая способность грунтов под пятой сваи реализуется не полностью.

5. Для повышения доли нагрузки на пяту сваи следует подобрать оптимальное соотношение длины, диаметра сваи, а также предусмотреть уширение пяты сваи, при этом необходимо удовлетворить условию $p \leq p^*$, где p^* - начальная критическая нагрузка.

6. Использование нелинейных моделей грунтов позволяет построить эпюры $S_v(z)$, $\tau_c(z)$ и $\sigma_c(z)$, что необходимо для уточнения характера взаимодействия сваи с окружающим грунтом.

ГЛАВА 6. ВЗАИМОДЕЙСТВИЕ БУРОНАБИВНОЙ ГРУНТОВОЙ И ГРУНТО-ЦЕМЕНТНОЙ СВАИ С ОКРУЖАЮЩИМ И ПОДСТИЛАЮЩИМ ГРУНТАМИ В СОСТАВЕ СВАЙНО- ПЛИТНОГО ФУНДАМЕНТА

6.1. Введение

При строительстве на слабых водонасыщенных глинистых грунтах, как правило, используют буро – набивные сваи конечной жесткости, в том числе грунто – цементные и грунтовые (песчано – гравелистые). Последние используются также в качестве дрен как на предварительной стадии их изготовления и уплотнения слабых водонасыщенных грунтов, так и при последующем нагружении уплотненного грунта плитным фундаментом. Таким образом, грунтовая свая – дрена одновременно служит фильтрующим и несущим элементом в составе уплотненного слабого слоя. В настоящей главе приводится описание технологии и теоретическое обоснование предварительного уплотнения слабых водонасыщенных грунтов с применением свай–дрен при глубинном уплотнении, а также рассматривается взаимодействие предварительно уплотненного слабого слоя, вмещающего сваи – дрена, с плитным фундаментом. В этом случае основным несущим столбом в составе уплотненного слабого слоя является грунтовый цилиндр, состоящий из сваи – дрены и окружающего уплотненного грунта. Назовем его «ячейкой» или «системой», которая обладает такими же свойствами, как и окружающие ячейки в составе преобразованного слоя. Размеры таких ячеек определяются расстоянием между их центрами при шахматном расположении свай – дрен (рис. 6.1). Диаметр свай – дрен зависит от технологии их изготовления при глубинном уплотнении, т.е. от расширения лидирующей скважины и заполнения ее песчано– гравийной смесью (ПГС).

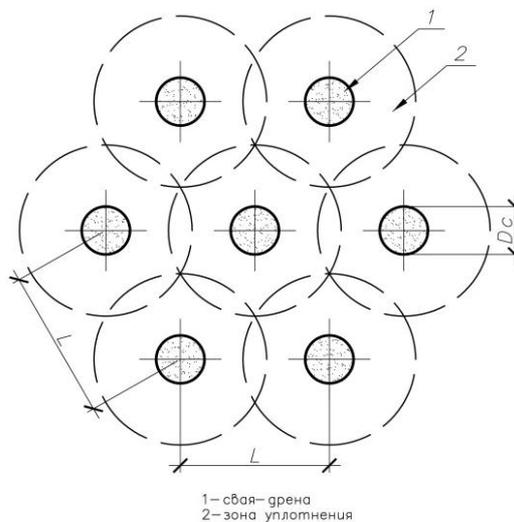


Рис.6.1. Схема шахматного расположения свай-дрен

Таким образом, в качестве расчетной модели рассматривается несущий столб, состоящий из грунтового толстостенного цилиндра, вмещающего сваю – дрена,

служащую как дрена и как несущий элемент в этом столбе (рис. 6.2). Под воздействием ростверка в этом несущем столбе формируется сложное неоднородное НДС, которое в процессе нагружения ростверка может трансформироваться вследствие перераспределения нагрузки между свайей – дренай и окружающим грунтом вплоть до потери устойчивости свайей – дренай. Это зависит от многочисленных факторов:

- диаметра и длины свайей и расстояния между ними, т.е. диаметра грунтового цилиндра;
- физико–механических свойств свайей–дрены, окружающего уплотненного и подстилающего сравнительно плотного грунта;
- граничных условий под пятой свайей и на уровне контакта с ростверком, а также на внешнем контуре грунтового цилиндра.

Предварительные расчеты и материалы публикаций других авторов [10] показывают, что приложенная на ростверк нагрузка распределяется между свайей – дренай и окружающим предварительно уплотненным грунтом по-разному в зависимости от граничного условия на уровне пяты свайей. Если подстилающий слой имеет ограниченную жесткость ($E_2 > E_1$), допускающую частичное продавливание свайей в подстилающий слой, т.е. $S_0 \neq 0$, следует рассматривать свайю как «висячую» в составе ячейки. Если же подстилающий слой имеет жесткость, намного превышающую жесткость материала свайей ($E_2 \gg E_1$) и не допускающую его продавливание свайей, следует рассматривать свайю как «свайю – стойку» в составе ячейки. Очевидно, что распределение общей нагрузки между свайей – стойкой и висячей свайей и окружающим грунтом будут существенно отличаться. Ниже приводятся постановки и решения этих задач в отдельности. Отметим, что решение этих задач необходимо для расчетного обоснования выбора диаметра и шага дренай и для расчета осадки и несущей способности свайей – дренай и ячейки в целом.

6.2. Взаимодействие свайей конечной жесткости с окружающим и подстилающим грунтами конечной жесткости по схеме «висячая свая»

В этом случае распределение общей нагрузки между свайей и окружающим грунтом изменяется не только по радиусу, но и по глубине, т.к. имеет место относительное смещение свайей и окружающего грунта (рис. 6.2), вследствие чего на контакте свайей и окружающего грунта возникают касательные напряжения, которые стремятся к нулю ($r=b$, $\tau \rightarrow 0$).

Кроме того под действием этих касательных напряжений возникают сдвиговые деформации в окружающем грунте при относительном смещении грунтовых цилиндров при коаксиальном телескопическом их движении. Для описания такого механизма сдвига

примем в первом приближении, что касательные напряжения в грунте меняются по радиусу зависимостью вида [168]:

$$\tau(r) = \tau_a \frac{(b-r)^2}{(b-a)^2} \quad (6.1)$$

где τ_a – напряжение на контакте сваи с грунтом, a и b – радиус сваи и окружающего грунта (рис.6.2).

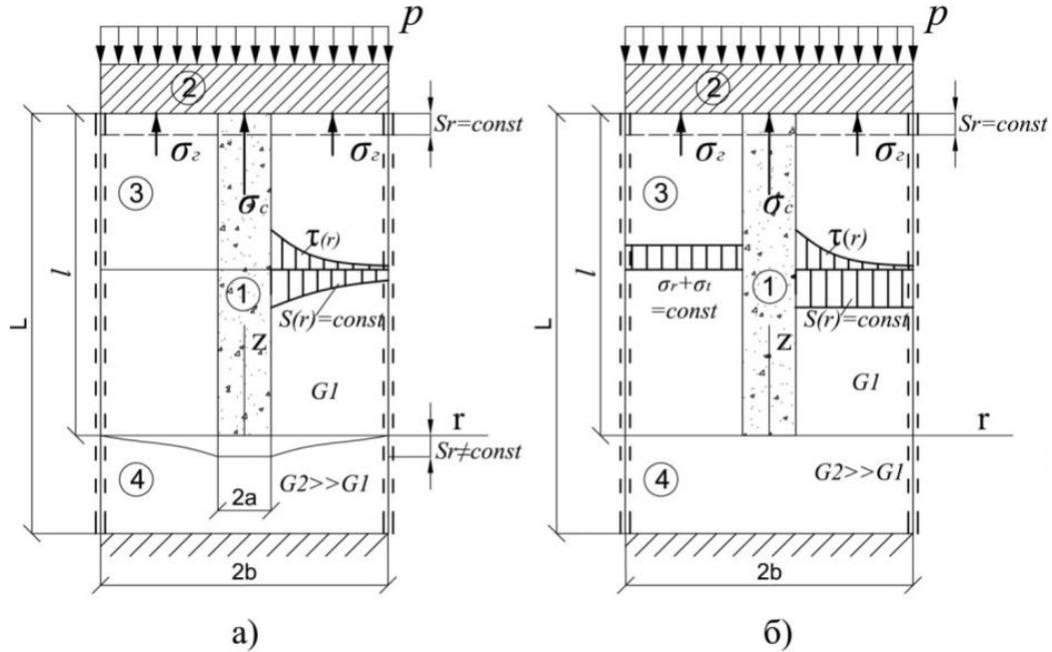


Рис. 6.2. Расчетная схема взаимодействия длинной сваи с окружающим грунтом и ростверком в составе свайно-плитного фундамента по схеме "висячая свая" (а) и по схеме «свая-стойка» (б). На рисунке: 1-свая; 2-ростверк; 3-уплотненный слой; 4- подстилающий плотный грунт

Рассмотрим взаимодействие сваи с окружающим и подстилающим грунтом по схеме висячей сваи.

В этом случае, как и в пятой главе решение задачи сводится к дифференциальному уравнению вида:

$$\frac{d^2 S}{dz^2} - \lambda^2 \cdot S = 0, \quad (6.2)$$

при этом $\lambda^2 = \frac{6G_1}{a(b-a)E_c}$.

Решение его известно (см. гл.5):

$$S(z) = C_1 e^{\lambda z} + C_2 e^{-\lambda z}, \quad (6.3)$$

где C_1 и C_2 – постоянные интегрирования, которые определяются из граничных условий:

$$z = 0, S = S_0; \quad z = l, \sigma_z = \sigma_c = \varepsilon_c E_c. \quad (6.4)$$

$$C_1 = \left(\frac{\sigma_c}{\lambda E_c} + \sigma_0 K_0 e^{-\lambda l} \right) \frac{1}{e^{\lambda l} + e^{-\lambda l}} \quad (6.5)$$

$$C_2 = \left(\sigma_0 K_0 e^{\lambda l} - \frac{\sigma_c}{\lambda E_c} \right) \frac{1}{e^{\lambda l} + e^{-\lambda l}} \quad (6.6)$$

где $K_0 = \frac{\pi a(1-\nu_2)}{4G_2} \cdot K_1$;

Подставляя значения C_1 и C_2 , получаем окончательно:

$$S_c(z) = \frac{\sigma_c}{\lambda E_c} \frac{e^{\lambda z} - e^{-\lambda z}}{e^{\lambda l} + e^{-\lambda l}} + \sigma_0 K_0 \frac{(e^{-\lambda l} e^{\lambda z} + e^{\lambda l} e^{-\lambda z})}{e^{\lambda l} + e^{-\lambda l}} \quad (6.7)$$

Это уравнение удовлетворяет граничным условиям (6.4). Из (6.4) следует, что $\sigma_c(z) = (dS/dz)E_c$, следовательно, на основании (6.7) после дифференцирования по z получаем:

$$\sigma_c(z) = \frac{e^{\lambda z} + e^{-\lambda z}}{e^{\lambda l} + e^{-\lambda l}} \sigma_c + \frac{\sigma_0 K_0 \lambda E_c}{e^{\lambda l} + e^{-\lambda l}} (e^{-\lambda l} e^{\lambda z} - e^{\lambda l} e^{-\lambda z}). \quad (6.8)$$

Это уравнение также удовлетворяет граничному условию при $z=l$ т.е. $\sigma_z(l) = \sigma_c$, а при $z=0$:

$$\sigma_0 = \frac{2\sigma_c}{(e^{\lambda l} + e^{-\lambda l}) - K_0 \lambda E_c (e^{-\lambda l} - e^{\lambda l})}. \quad (6.9)$$

Для определения σ_0 и S_0 воспользуемся условием равенства осадки сваи и грунта при $z=l$ т.е. $S_c(l) = S_2(l)$. Из (6.7) следует, что:

$$S_c(l) = \frac{\sigma_c}{\lambda E_c} \frac{e^{\lambda l} - e^{-\lambda l}}{e^{\lambda l} + e^{-\lambda l}} + \sigma_0 K_0 \frac{2}{e^{\lambda l} + e^{-\lambda l}}. \quad (6.10)$$

Определим напряжение $\sigma_r(z)$ из условия равновесия:

$$p = \sigma_c(z) \cdot \omega + \sigma_2(z)(1 - \omega), \quad (6.11)$$

тогда получаем:

$$\sigma_2(z) = \frac{p}{1 - \omega} - \sigma_c(z) \frac{\omega}{1 - \omega} \quad (6.12)$$

Подставляя сюда выражение $\sigma_c(z)$ из (6.8), получаем:

$$\sigma_2(z) = \frac{p}{1 - \omega} - \frac{\omega}{1 - \omega} \left[\frac{e^{\lambda z} + e^{-\lambda z}}{e^{\lambda l} + e^{-\lambda l}} \sigma_c + \frac{\sigma_0 K_0 \lambda E_c}{e^{\lambda l} + e^{-\lambda l}} (e^{-\lambda l} e^{\lambda z} - e^{\lambda l} e^{-\lambda z}) \right] \quad (6.13)$$

На основании этого уравнения с учетом зависимости $\varepsilon_2 = m_2 \cdot \sigma_2$ можем определить осадку грунта вокруг сваи на уровне $z=l$, интегрируя следующее выражение:

$$S_z(l) = m_z \int_0^l \sigma_z(z) dz = m_z \left\{ \frac{pz}{1-\omega} - \frac{\omega}{1-\omega} \left[\frac{e^{\lambda l} - e^{-\lambda l}}{\lambda} \sigma_c + \frac{\sigma_0 K_0 E_c (e^{-\lambda l} e^{\lambda z} + e^{\lambda l} e^{-\lambda z})}{e^{\lambda l} + e^{-\lambda l}} \right] \right\}^l$$

Тогда получаем:

$$S_z(l) = m_z \left[\frac{pl}{1-\omega} - \frac{\omega}{1-\omega} \left(\frac{e^{\lambda l} - e^{-\lambda l}}{\lambda} \sigma_c + \frac{\sigma_0 K_0 E_c}{\lambda (e^{\lambda l} + e^{-\lambda l})} [2 - (e^{\lambda l} + e^{-\lambda l})] \right) \right] \quad (6.14)$$

Сравнивая $S_c(l)$ и $S_z(l)$ из (6.10) и (6.14), получаем:

$$m_z \left[\frac{pl}{1-\omega} - \frac{\omega}{1-\omega} \left(\frac{e^{\lambda l} - e^{-\lambda l}}{\lambda} \sigma_c + \frac{\sigma_0 K_0 E_c}{\lambda (e^{\lambda l} + e^{-\lambda l})} [2 - (e^{\lambda l} + e^{-\lambda l})] \right) \right] = \frac{\sigma_c}{\lambda E_c} \frac{e^{\lambda l} - e^{-\lambda l}}{e^{\lambda l} + e^{-\lambda l}} + \frac{2K_0}{e^{\lambda l} + e^{-\lambda l}}$$

$$\frac{m_z pl}{1-\omega} = \sigma_c \left(\frac{m_z \omega}{(1-\omega)\lambda} \frac{e^{\lambda l} - e^{-\lambda l}}{e^{\lambda l} + e^{-\lambda l}} + \frac{1}{\lambda E_c} \frac{e^{\lambda l} - e^{-\lambda l}}{e^{\lambda l} + e^{-\lambda l}} \right) + \sigma_0 \left[\frac{2K_0}{e^{\lambda l} + e^{-\lambda l}} - \frac{m_z K_0 E_c (2 - e^{\lambda l} - e^{-\lambda l})}{\lambda (e^{\lambda l} + e^{-\lambda l})} \right]$$

Подставляя сюда выражение σ_0 из (6.9), получаем:

$$\sigma_c = p \frac{m_z l}{1-\omega} / (A + BD), \quad (6.15)$$

где:

$$A = \frac{e^{\lambda l} - e^{-\lambda l}}{\lambda (e^{\lambda l} + e^{-\lambda l})} \left[\frac{m_z \omega}{(1-\omega)} + \frac{1}{E_c} \right]$$

$$B = \frac{2K_0}{e^{\lambda l} + e^{-\lambda l}} - \frac{m_z K_0 E_c (2 - e^{\lambda l} - e^{-\lambda l})}{\lambda (e^{\lambda l} + e^{-\lambda l})} \quad (6.16)$$

$$D = \frac{(e^{\lambda l} + e^{-\lambda l} - 2)}{(e^{\lambda l} - e^{-\lambda l}) K_0 \lambda E_c}$$

Таким образом поставленная задача при условии $S_0 \neq 0$ полностью решена, в замкнутом виде, т.е. получены выражения для $S_c(z)$, $\sigma_c(z)$, σ_c и σ_0 . Для определения $\tau_a(z)$ можно воспользоваться зависимостью вида:

$$\tau_a(z) = \frac{a}{2} \frac{d\sigma_z}{dz} \quad (6.17)$$

Продифференцировав (6.8), получаем:

$$\tau_a(z) = \frac{a}{2} \lambda \frac{e^{\lambda z} + e^{-\lambda z}}{e^{\lambda l} + e^{-\lambda l}} \sigma_c + \sigma_0 K_0 \lambda \frac{e^{-\lambda l} e^{\lambda z} - e^{\lambda l} e^{-\lambda z}}{e^{\lambda l} + e^{-\lambda l}} \quad (6.18)$$

Рассмотрим пример: $l=45\text{м}$, $d=2a=2\text{м}$, $b=3\text{м}$, $E_c = 4 \cdot 10^5 \text{кПа}$, $G_1 = 2000 \text{кН/м}^2$, $G_2 = 20000 \text{кН/м}^2$, $\nu_1=0,4$, $\nu_2=0,33$, $p=1000 \text{кН/м}^2$

Результаты решения приведены на рис.6.3.

$$\sigma_c(l=45) = 676.7 \text{ кН/м}^2, \sigma_c(l=0) = 2.5 \text{ кН/м}^2, S = 1,4 \text{ см.}$$

$$\tau_a(z=l=45) = 41.4 \text{ кН/м}^2, \sigma_r(l=45) = 1041 \text{ кН/м}^2$$

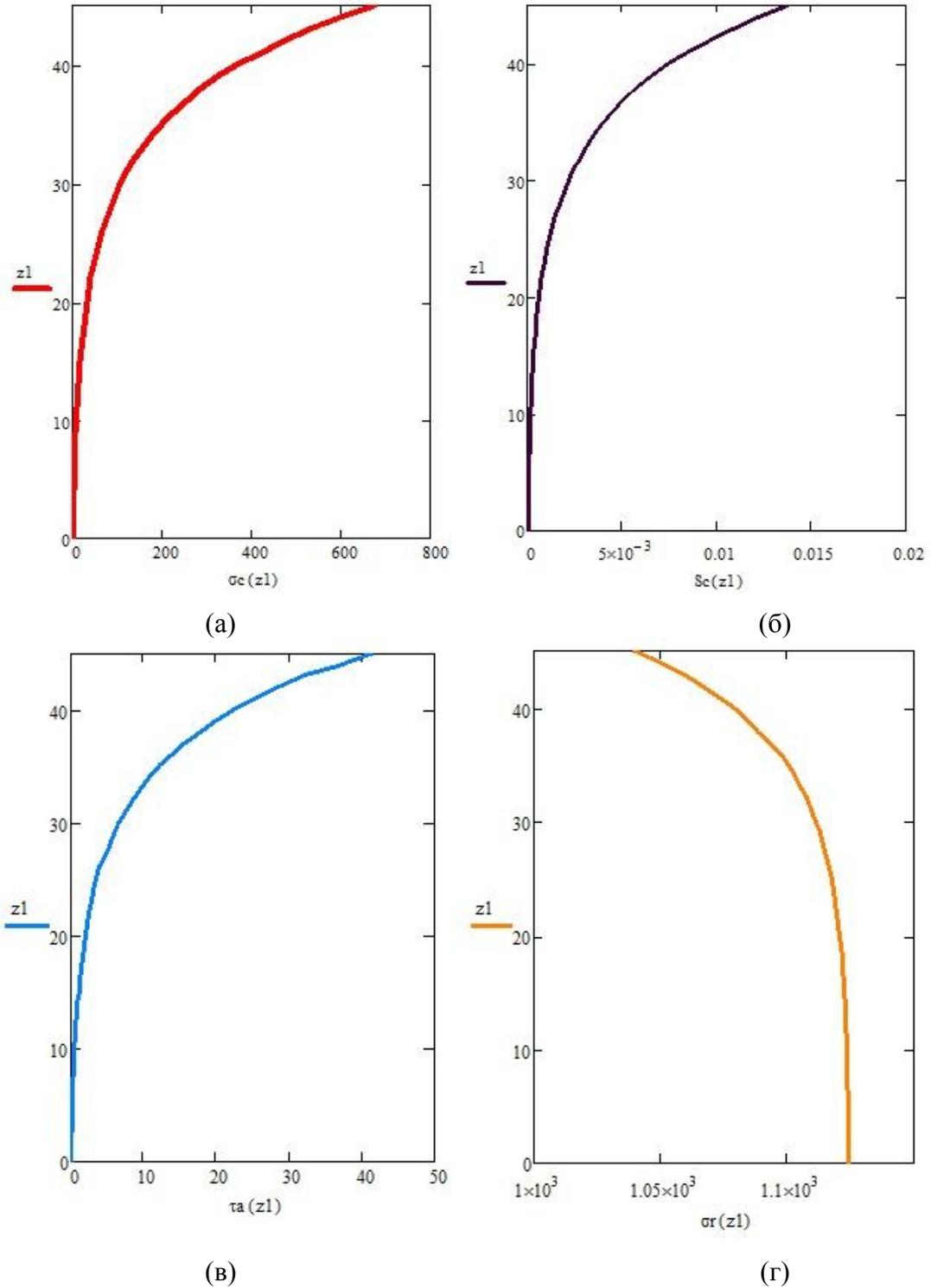


Рис. 6.3. Распределение $\sigma_c(z)$ -(а), $S(z)$ -(б), $\tau_a(z)$ -(в), $\sigma_r(z)$ -(д) при взаимодействии длинной сваи конечной жесткости с окружающим грунтом при длине сваи 45 м и диаметром 2 м

6.3. Взаимодействие сваи конечной жесткости с окружающим грунтом по схеме "свая - стойка" (рис.6.2б)

Введение

В этом случае из-за равенства осадок сваи и окружающего грунта между ними не возникают касательное напряжение ($\tau_a = 0$), и задача оценки НДС системы упрощается особенно в случае предположения о компрессионном сжатии сваи и окружающего грунта. Такое предположение следует рассматривать как первое приближение и может быть использовано для простейших предварительных расчетов, в том числе при количественной оценке общей нагрузки между свайей и окружающим грунтом, а также при определении приведенного модуля деформации «ячейки» в целом. Однако, детальный анализ НДС составного цилиндра в условиях равных деформаций ($\varepsilon_c = \varepsilon_z$) показал, что с ростом нагрузки на ростверк на контакте "свая - грунт" возникают ощутимые радиальные перемещения и напряжения, превышающие общеизвестные величины бокового давления. Они оказались также выше радиальных напряжений на контуре грунтового цилиндра, определенные из условия отсутствия горизонтальных перемещений. В результате, в грунтовом цилиндре вокруг свай радиальные напряжения распределяются неравномерно ($\sigma_r(r) \neq const$) и они могут быть определены на основании рассмотрения задачи Ляме о НДС толстостенного составного цилиндра. В такой постановке задача рассмотрена после изучения компрессионной задачи (см. раздел 6.5).

В первую очередь рассмотрим решение задачи НДС составного грунтового цилиндра в предположении компрессионного сжатия сваи и окружающего грунта, т.е. по схеме равных деформаций, и на этой основе определим приведенный модуль деформации ячейки. По этой же схеме рассмотрим и НДС ячейки с учетом ползучести и консолидации окружающего грунта. Это позволяет в первом приближении оценить количественную и качественную картину формирования и трансформирования НДС составного цилиндра.

Во вторую очередь рассмотрим решение поставленной задачи с возможностью взаимного влияния сваи и окружающего грунта, т.е. возникновения радиальных перемещений и напряжений на контакте "свая - грунт". В этом случае радиальные и тангенциальные напряжения в окружающем сваю грунте распределяются неравномерно (нелинейно), и как показал анализ полученного решения (см. раздел 6.5 формула (6.79)), сумма их распределяется равномерно ($\sigma_r + \sigma_\theta = const$), что характерно для задачи Ляме.

Следует отметить, что в зависимости от физико - механических свойств грунта и сваи и геометрических параметров сваи и грунтового цилиндра могут формироваться

самые различные НДС в ячейке. Рассмотрим лишь некоторые варианты формирования НДС ячейки с учетом различных факторов.

Также следует отметить, что решение такой задачи рассмотрено нами ранее на основе задачи Ляме в напряжениях. Здесь же излагается решение задачи в перемещениях, что значительно удобнее для практического использования при граничных условиях, заданных в перемещениях.

6.4. НДС сваи с окружающим грунтом в составе свайного фундамента в условиях компрессионного сжатия без учета взаимного влияния сваи и окружающего грунта (по схеме «свая-стойка»)

Решение этой задачи для случая компрессионного сжатия, когда на контакте "свая - грунт" радиальные перемещения и напряжения не возникают или они малы и ими можно пренебречь, следует рассматривать как первое приближение. Оно в значительной степени упрощает решение поставленной задачи и позволяет учитывать влияние различных факторов, в том числе: нелинейность, ползучесть и консолидация окружающего грунта.

Основными исходными уравнениями для решения этой задачи являются:

$$1) \text{ уравнение равновесия: } p = \sigma_{z1}\omega + \sigma_{z2}(1 - \omega) \quad (6.19)$$

где $\omega = a^2 / b^2$; σ_{z1} и σ_{z2} – напряжения в стволе сваи и окружающего грунта.

2) равенство осадок ростверка, грунтовой колонны и окружающего грунта:

$$S_p = S_c = S_z \quad (6.20)$$

Для удобства записи формул в качестве деформационного параметра примем коэффициент относительной сжимаемости $m = \beta(\nu)/E$, где E - модуль деформации, ν - коэффициент Пуассона, причем $\beta \approx 0.8$ [СП 22.13330.2011]. Поскольку НДС ячейки не зависит от z , т.е. $S/l = \varepsilon = const$, задачи можно рассматривать для линейной деформации $\varepsilon(z) = const$. Тогда исходя из того, что $\varepsilon = \sigma \cdot m$, и условий (6.19) и (6.20), получаем следующие соотношения:

$$\sigma_{z1} = p \frac{m_z}{m_z\omega + m_c(1 - \omega)}; \quad \sigma_{z2} = p \frac{m_c}{m_z\omega + m_c(1 - \omega)}, \quad (6.21)$$

$$S_p = p\bar{m}l, \quad (6.22)$$

где m_z, m_c - коэффициенты относительной сжимаемости грунта и сваи, соответственно; \bar{m} - приведенный коэффициент относительной сжимаемости ячейки в целом, причем

$$\bar{m} = \frac{m_z m_c}{m_z\omega + m_c(1 - \omega)}, \text{ или } \bar{E} = E_c\omega + E_z(1 - \omega). \quad (6.23)$$

Из решения (6.21) следует также, что

$$\sigma_{z1} / \sigma_{z2} = \sigma_c / \sigma_z = m_z / m_c. \quad (6.24)$$

На основании формулы (6.21) для величины σ_{z1} можно проверить предел прочности сваи ($\sigma_{z1} < \sigma_c^*$) и устойчивость сваи ($\sigma_{r1} < p^*$), где p^* - критическая нагрузка на сваю (см. раздел 6.4).

6.4.1. Учет ползучести окружающего грунта

В этом случае в качестве расчетной для окружающего грунта примем реологическое уравнение компрессионного сжатия, аналогичное уравнению Максвелла в виде

$$\dot{\varepsilon}_z(t) = \sigma_z / \eta(t) + \dot{\sigma}_z m_z \quad (6.25)$$

где $\eta(t)$ - изменяющаяся во времени вязкость грунта в условиях компрессионного сжатия.

Принимая для сваи линейный закон сжимаемости ($\varepsilon_c = \sigma_c m_c$), а также условие равенства скорости уплотнения сваи и грунта ($\dot{\varepsilon}_c = \dot{\varepsilon}_z$), получаем

$$\dot{\sigma}_c m_c = \sigma_z / \eta(t) + \dot{\sigma}_z m_z \quad (6.26)$$

Из условия равновесия (6.19) при $p = \text{const}$ и $\dot{p} = 0$ получаем:

$$\dot{\sigma}_c = -\dot{\sigma}_z \frac{(1-\omega)}{\omega} m_c. \quad (6.27)$$

Подставляя (6.27) в (6.26), получаем дифференциальное уравнение вида:

$$\dot{\sigma}_z + \sigma_z Q / \eta(t) = 0 \quad (6.28)$$

где $Q = \omega / [m_z \omega + m_c (1 - \omega)]$.

Решение этого однородного уравнения при $\eta(t) = \eta_0 = \text{const}$ имеет вид:

$$\ln \sigma(t) = -\frac{Q}{\eta_0} t + C, \quad (6.29)$$

где C - постоянная интегрирования, определяемая из начального условия: $t=0$; $\sigma_z(t) = \sigma_z(0)$, определяемое по (6.21), т.е. получаем

$$C = \ln \sigma_z(t) + \frac{Q}{\eta_0} t.$$

Тогда получаем окончательно:

$$\sigma_z(t) = \sigma_z(t_1) e^{-\frac{Q}{\eta_0}(t-t_1)} \quad (6.30)$$

Примем для упрочняющегося во времени грунта закономерность изменения вязкости по формуле

$$\eta(t) = \eta_0 t \quad (6.31)$$

где η_0 и α - параметры изменяющейся вязкости грунта.

Подставляя это значение $\eta(t)$ в (6.40), после интегрирования получаем

$$\ln \sigma_z(t) = -\frac{Q}{\eta_0} \ln t + C, \quad (6.32)$$

где C - постоянная интегрирования, определяемая из условия $t=t_1$, $\sigma(t) = \sigma(t_1)$.

Тогда получаем окончательно:

$$\sigma_z(t) = \sigma_z(t_1) e^{-\frac{Q}{\eta_0} \frac{\ln t}{t_1}} \quad (6.33)$$

Из анализа (6.30) и (6.33) следует, что скорость снижения напряжения в окружающем грунте при неизменном η_0 в десятки раз превышает скорость снижения, определяемой при учете упрочнения, т.е. когда $\eta(t) = \eta_0 t$.

6.4.2. Учет упруго-пластических свойств грунтовой колонны

В условиях трехосного сжатия, в котором находится грунтовая колонна, нелинейную продольную деформацию ее можно определить на основе уравнения Генки, т.е. имеем:

$$\varepsilon_{z_1} = \chi(\sigma_{z_1} - \sigma_m) + \varepsilon_m, \quad (6.34)$$

где $\varepsilon_m = (\varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3)/3$ и $\sigma_m = (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)/3$ - объемная деформация и среднее напряжение, соответственно:

$$\chi = \gamma_i / 2\tau_i, \quad \varepsilon_m = \sigma_m / K. \quad (6.35)$$

В качестве расчетной для описания упруго-пластической деформации примем модифицированное уравнение Тимошенко в виде:

$$\gamma_i = \frac{\tau_i}{G^e} \frac{\tau_i^*}{\tau_i^* - \tau_i}, \quad (6.36)$$

где τ_i и τ_i^* - интенсивности действующих касательных напряжений и её предельное значение, соответственно, причем:

$$\tau_i^* = \sigma_m \operatorname{tg} \varphi_i + c_i, \quad (6.37)$$

φ_i и c_i - параметры предельной прямой в плоскости $\sigma_m - \tau_i$, причем

$$\tau_i = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sqrt{3}}, \quad \sigma_m = \frac{\sigma_1 + 2\sigma_3}{3}. \quad (6.38)$$

Из (6.38) с учетом (6.35) можем определить:

$$\chi = \frac{1}{2G^e} \frac{\tau_i^*}{\tau_i^* - \tau_i}. \quad (6.39)$$

Значение σ_3 можем в первом приближении определить через коэффициент бокового давления окружающего грунта ($\sigma_3 = \sigma_{z_2} \xi_2$), полагая, что:

$$\sigma_{z_2} = \frac{p\omega}{1-\omega} - \sigma_{z_1} \frac{\omega}{1-\omega} = \frac{p - \sigma_{z_1}}{1-\omega} \omega. \quad (6.40)$$

Тогда σ_3 определим следующим образом:

$$\sigma_3 = (p - \sigma_{z_1}) \frac{\omega}{1-\omega} \xi_2. \quad (6.41)$$

Подставляя это значение σ_3 в (6.35), получаем:

$$\tau_i = \frac{\sigma_{z_1}}{\sqrt{3}} - (p - \sigma_{z_1}) \frac{\omega}{1-\omega} \xi_2. \quad (6.42)$$

Деформацию окружающего грунта определим исходя из линейной зависимости $\varepsilon_r = m_r \sigma_r$, т.е. получаем:

$$\varepsilon_r = (p - \sigma_{z_1}) \frac{\omega}{1-\omega} m_r. \quad (6.43)$$

С другой стороны

$$\varepsilon_{z_1} = \frac{1}{G^e} \frac{\tau_i^*}{\tau_i^* - \tau_i} (\sigma_{z_1} - \sigma_m) + \frac{\sigma_m}{K}. \quad (6.44)$$

Приравнявая (6.43) и (6.44) получаем:

$$\frac{1}{G^e} \frac{\tau_i^*}{\tau_i^* - \tau_i} (\sigma_{z_1} - \sigma_m) + \frac{\sigma_m}{K} = (p - \sigma_{z_1}) \frac{\omega}{1-\omega} m_r. \quad (6.45)$$

Подставляя сюда значения τ_i , τ_i^* и σ_m из (6.38), (6.37) и (6.34), получаем трансцендентное уравнение относительно σ_{z_1} .

В случае, когда материал грунтовой сваи обладает только трением ($c = 0$) и когда в состоянии, близком к предельному, можно пренебречь объемными деформациями ($\sigma_m/K \approx 0$) из (6.44), уравнение (6.45) упрощается и принимает вид:

$$\frac{1}{G^e} \frac{\tau_i^*}{\tau_i^* - \tau_i} (\sigma_{z_1} - \sigma_m) + \sigma_{z_1} \frac{\omega}{1-\omega} m_r = p \frac{\omega}{1-\omega} m_r. \quad (6.46)$$

Таким образом поставленная задача полностью решена. Получена зависимость неизвестного напряжения в свае σ_{z_1} от приложенной нагрузки на ростверке в виде трансцендентных уравнений (6.45) и в упрощенном виде (6.46).

Рассмотрим пример: $l=20$ м, $a=1$ м, $b=5$ м, $G^e = 20000$ кН/м², $\nu_1=0,3$, $\xi_2=0,8$, $\tau^* = 135$ кПа.

Расчет примера показал, что эта зависимость криволинейная и имеет вид, представленный на рис. 6.4.

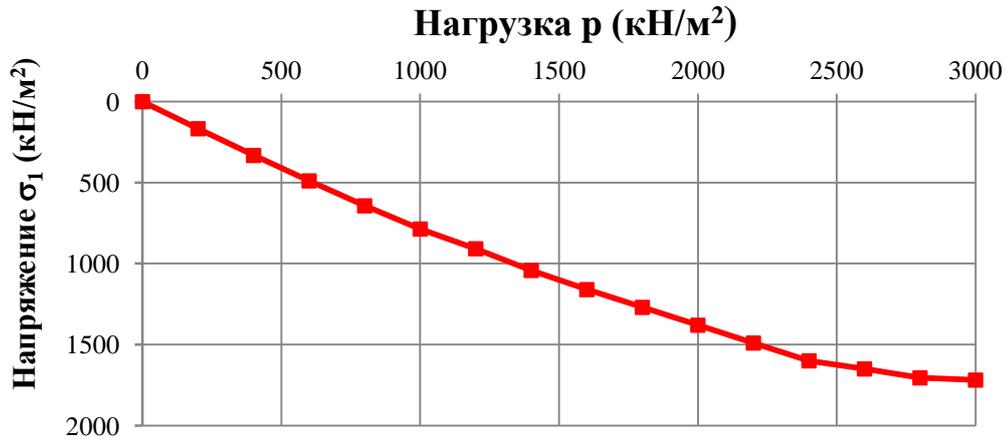


Рис. 6.4. Зависимость напряжений σ_{z_1} от нагрузки p на ростверк

Подставляя значения σ_{z_1} в (6.43) определим деформацию окружающего грунта, а через неё осадку ростверка так как $\varepsilon_r = \varepsilon_c$, $S_r = S_c = S_p$ тогда получаем

$$S_p = \varepsilon_r l = (p - \sigma_{z_1}) \frac{\omega}{1 - \omega} m_r l. \quad (6.47)$$

Эта зависимость криволинейная и имеет вид, представленный на рис. 6.5.

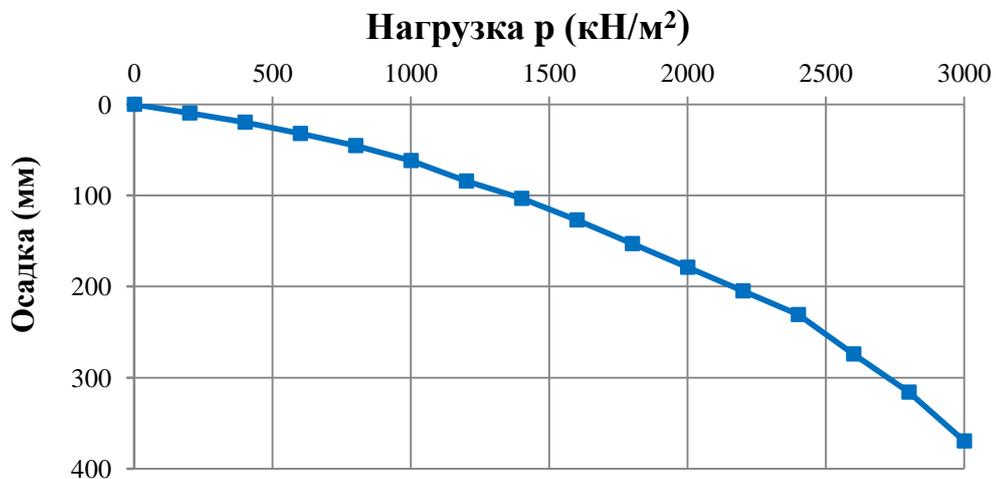


Рис.6.5. Зависимость осадки от нагрузки

Для сравнения поставленная задача при тех же параметрах была решена численным методом КЭ, что значительно проще. В качестве расчетной для грунтовой колонны принималась упруго-пластическая модель Мора - Кулона, а для окружающего грунта - линейная модель.

Расчетная модель МКЭ и результаты расчетов грунтовой колонны с учетом взаимодействия с окружающим грунтом в линейной и нелинейной постановках представлены на рис. 6.6. Сравнительный анализ НДС грунтовой колонны, рассчитанной

по моделям Мора - Кулона и упрочняющегося грунта (hardening soil), показал, что они существенно отличаются при достижении предельного состояния. В первом случае в грунтовой колонне в предельном состоянии образуются бочкообразные утолщения ограниченной длины ($l \approx 2d$) с определенной периодичностью по всей длине сваи. Такая форма разрушения грунта обнаружена впервые. В то же время, по результатам расчета по модели HS бочкообразная форма предельного состояния не обнаружена.

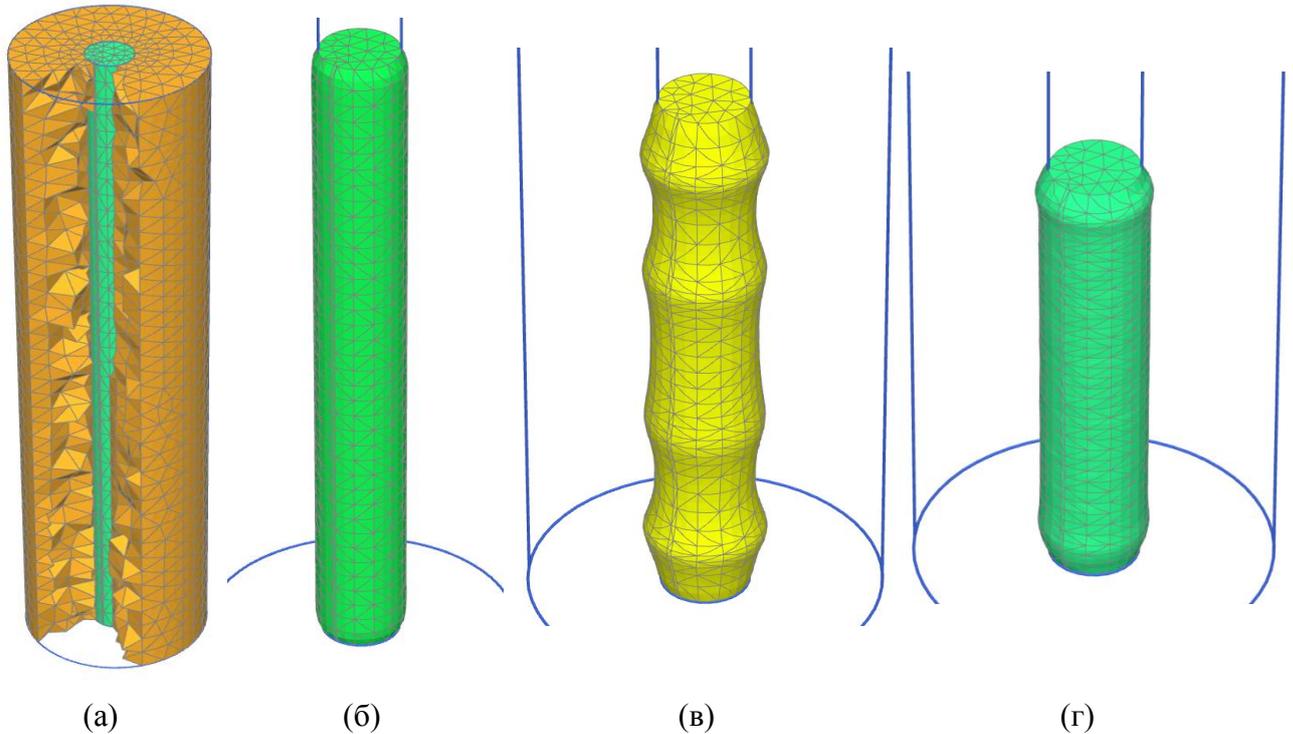


Рис. 6.6. Результаты численного расчета МКЭ грунтовой колонны с учетом взаимодействия с окружающим грунтом в линейной (б) и нелинейной (в, г) постановках;

6.4.3. Учет консолидации окружающего грунта

В этом случае НДС ячейки меняется во времени и в пространстве, что обусловлено консолидацией окружающего грунта и осадкой грунтовой колонны.

Степень уплотнения или стабилизации НДС консолидируемого грунтового цилиндра вокруг сваи - дрена можно определить на основе решения осесимметричной задачи теории фильтрационной консолидации, описываемой для условий равных деформаций [168] уравнением вида:

$$\frac{\partial \bar{u}_w}{\partial t} = c_r \left(\frac{\partial^2 u_w}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial u_w}{\partial r} \right) + c_z \frac{\partial^2 u_w}{\partial z^2}, \quad (6.48)$$

где $\bar{u}_w = \frac{r}{r_2^2 - r_1^2} \int_{r_1}^{r_2} u_w(r) \cdot r dr$ - осредненное значение порового давления, а c_r и c_z - коэффициенты консолидации в радиальном и вертикальном направлениях, соответственно.

Решение (6.48) при $l \gg r_1$, когда преобладает радиальная фильтрация ($c_z = 0$) и при постоянной нагрузке на консолидирующий грунтовый цилиндр $\sigma_z = const$, а также начальном и граничных условиях вида:

$$u_w(0, r) = \sigma_z(0); \quad u_w(t_1, r_1) = 0; \quad \frac{\partial u_w}{\partial r}(t_1, r_2) = 0 \quad (6.49)$$

получено Барроном Р.А. [168] и имеет вид:

$$u_w(r, T_r) = \sigma_z(0) \cdot \left[\ln \frac{r}{r_1} - \frac{1}{2i} \left(\frac{r^2}{r_1^2} - 1 \right) \right] \exp \left(- \frac{2T_r}{F(i)} \right). \quad (6.50)$$

$$\text{где } i = \frac{r_1}{r_2}; \quad T_r = \frac{c_r t}{r_2^2}; \quad F(i) = \frac{i^2}{i^2 - 1} \ln n - \frac{3i^2 - 1}{4i^2}, \quad c_r = \frac{k_z}{\gamma_w \cdot m_v}.$$

Степень уплотнения при этом определяется по формуле:

$$U_z(t) \cong 1 - \exp \left[- \frac{2}{F(a)} T_r \right] \quad (6.51)$$

Время рассеивания избыточного порового давления при этом определяется по формуле:

$$t = \frac{r_2^2}{8c_r} \left(\ln \frac{r_2}{r_1} - 0,75 \right) \ln \frac{1}{1 - U(t)}. \quad (6.52)$$

Изложенное решение соответствует случаю, когда уплотняющая нагрузка на окружающий грунтовый цилиндр постоянна ($\sigma_z = const$). В действительности она меняется во времени в процессе консолидации, вследствие перераспределения общей нагрузки $p = const$ на ростверк между сваей $\sigma_c(t)$ и окружающим грунтом $\sigma_z(t)$, причем

$$p = \sigma_c(t)\omega + \sigma_z(t)(1 - \omega) = const; \quad (6.53)$$

$$\sigma_z(0) = p \frac{m_c}{m'_c \omega + m_c(1 - \omega)}; \quad \sigma_c(0) = p \frac{m'_c}{m'_c \omega + m_c(1 - \omega)}. \quad (6.54)$$

Примем в первом приближении, что напряжение на окружающий грунт и сваю растет во времени по экспоненциальному закону от нуля до стабилизированного состояния, т.е.

$$\sigma_z(t) = \sigma_z^* (1 - e^{-\alpha t}); \quad \sigma_c(t) = \frac{p}{\omega} - \sigma_z^* (1 - e^{-\alpha t}) \frac{1 - \omega}{\omega}; \quad (6.55)$$

где $\sigma_2^* = \sigma_2(\infty)$.

Скорости изменения $\sigma_2(t)$ и $\sigma_c(t)$:

$$\dot{\sigma}_2(t) = \sigma_2^* \alpha e^{-\alpha t}; \quad \dot{\sigma}_c(t) = \sigma_2^* \alpha \cdot e^{-\alpha t} \frac{(1-\omega)}{\omega}. \quad (6.56)$$

Тогда на основании решения (6.50) получаем:

$$u_w(r, T_r) = \alpha \sigma_2^* \left[n \frac{r}{r_1} - \frac{1}{2i} \left(\frac{r^2}{r_1^2} - 1 \right) \right] \left[e^{-\beta t} \cdot \frac{e^{(\beta-\alpha)t} - 1}{\beta - \alpha} \right] = \alpha \sigma_2^* \left[n \frac{r}{r_1} - \frac{1}{2i} \left(\frac{r^2}{r_1^2} - 1 \right) \right] \frac{e^{-\alpha t} - e^{-\beta t}}{\beta - \alpha}, \quad (6.57)$$

$$\text{где } \beta = \frac{2c_r}{r_2^2 F(i)}. \quad (6.58)$$

Отсюда следует, что $u_w(t)$ имеет экстремум (максимум) и что для его уменьшения следует уменьшить скорость изменения $\sigma_2(t)$, т.е. при $\alpha \rightarrow 0$, $u_w(r, T_2) \rightarrow 0$ (рис. 6.7).

Осадку сваи на основании (6.55) можно определить по формуле:

$$S_c(t) = \sigma_c(t) m_c l = \left[\frac{p}{\omega} - \sigma_2^* (1 - e^{-\alpha t}) \frac{1-\omega}{\omega} \right] m_c l. \quad (6.59)$$

Осадку окружающего грунта можно определить по формуле:

$$S_2(t) = \sigma_c(t) m_c l = \left[\sigma_2^* (1 - e^{-\alpha t}) - \bar{u}_w(r, t) \right] m_c l, \quad (6.60)$$

$$\text{где } \bar{u}_w(r, t) = \frac{2}{r_2^2 - r_1^2} \int_{r_1}^{r_2} u_w(r, t) r dr. \quad (6.61)$$

Подставляя сюда значение $u_w(r, t)$ из (6.57) получаем:

$$\bar{u}_w(r, t) = \frac{2\alpha\sigma_2^*}{r_2^2 - r_1^2} \frac{e^{-\alpha t} - e^{-\beta t}}{\beta - \alpha} \left[n \frac{r_2^2 - r_1^2}{2r_1} - \frac{1}{2i} \left(\frac{r_2^3 - r_1^3}{3r_1^2} - 1 \right) \right]. \quad (6.62)$$

Подставляя это значение в (6.60) и сравнивая с (6.59) получаем:

$$m_c \left[\frac{p}{\omega} - \sigma_2^* (1 - e^{-\alpha t}) \frac{1-\omega}{\omega} \right] = m_c \left[\sigma_2^* (1 - e^{-\alpha t}) - \bar{u}_w(r, t) \right]. \quad (6.63)$$

Это трансцендентное уравнение относительно α , которую можно определить с помощью MathCad. Подставляя это значение α в (6.59), определим осадку сваи и равной ей осадку ростверка, т.е. $S_2(t) = S_c(t)$.

В заключении приведем графики изменения порового давления в окружающем грунте на радиусе $r=r_2$ при $\sigma_2(t) = \sigma_2 = \text{const}$ и при $\sigma_2(t) = \sigma_2^* (1 - e^{-\alpha t})$, а также изменение осадки ростверка во времени (рис.6.7) и (рис.6.8).

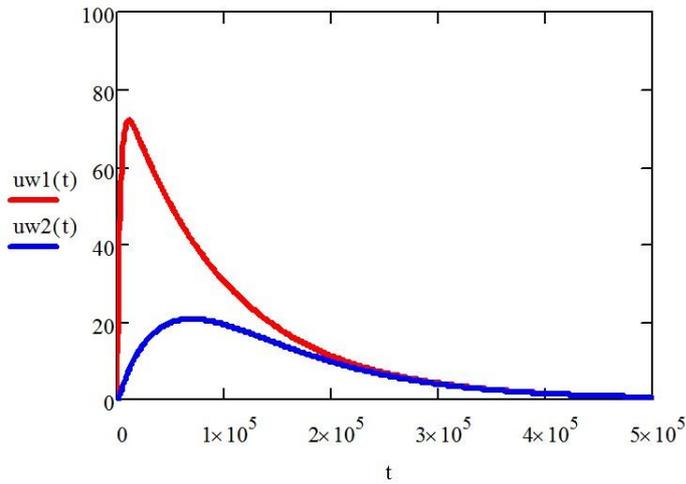


Рис.6.7. Изменение порового давления в окружающем грунте на радиусе $r=r_2$ при

$$\sigma_z(t) = \sigma_z(0) = \text{const} \quad (1) \text{ и при}$$

$$\sigma_z(t) = \sigma_z^* (1 - e^{-\alpha t}) \quad (2)$$

Таким образом, поставленная задача консолидации неоднородного грунтового цилиндра под воздействием нагрузки, приложенной на ростверк, полностью решена. Показано, что в этом случае скорость осадки окружающего грунта замедляется и что развитие порового давления в окружающем грунте и осадка ростверка имеют экстремум во времени. Подбирая режим нагружения, можно добиться минимального развития порового давления в окружающем грунте.

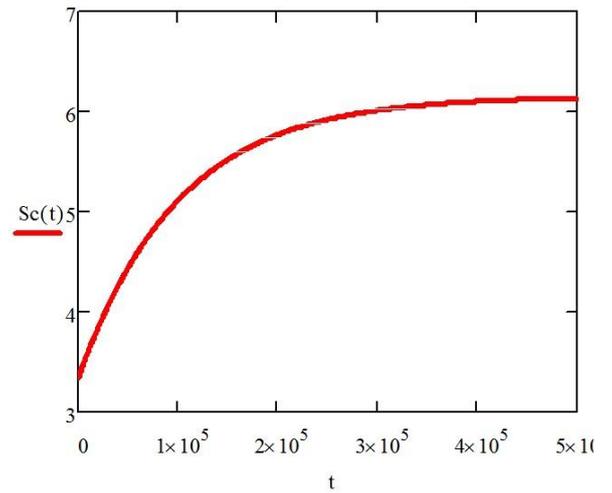


Рис.6.8. Изменение осадки ростверка во времени с учетом переменности нагрузки на окружающий грунт $\sigma_z(t)$, на сваю $\sigma_c(t)$ по (6.59)

6.5. НДС сваи и окружающего грунта в составе свайно-плитного фундамента с учетом роста диаметра сваи ($\sigma_r \neq \text{const}$)

Рассмотрим НДС грунтовой колонны и окружающего грунта в отдельности, полагая, что на контакте свая–грунт радиальные перемещения и напряжения равны, т.е. при $r = r_c$

$$u_{rc} = u_{rz}, \quad \sigma_{rc} = \sigma_{rz} \quad (6.64)$$

Очевидно, что из условия равных деформаций (осадок) можно записать, что

$$S_p = S_c = S_z \quad (6.65)$$

На внешней границе грунтового цилиндра имеется условие отсутствия радиального перемещения, т.е:

$$u_r(r_2) = 0 \quad (6.66)$$

Кроме того имеется условие равновесия (6.53), по которому определяется соотношение σ_{z1} и σ_{z2} (рис.6.2б).

Исходными уравнениями для решения этой задачи в цилиндрических координатах являются [14]:

Геометрические уравнения:

$$\varepsilon_r = \frac{du}{dr}; \varepsilon_\theta = \frac{u}{r}; \varepsilon_z = \frac{dw}{dz}. \quad (6.67)$$

Физические уравнения:

$$\begin{aligned} \sigma_r &= 2G \left(\frac{du}{dr} + \frac{\nu}{1-2\nu} \cdot \varepsilon_v \right), \\ \sigma_\theta &= 2G \left(\frac{u}{r} + \frac{\nu}{1-2\nu} \cdot \varepsilon_v \right), \\ \sigma_z &= 2G \left(\frac{dw}{dz} + \frac{\nu}{1-2\nu} \cdot \varepsilon_v \right) \end{aligned} \quad (6.68)$$

где ε_v – объемная деформация,

$$\varepsilon_v = \varepsilon_r + \varepsilon_\theta + \varepsilon_z = \frac{du}{dr} + \frac{u}{r} + \frac{dw}{dz}, \quad (6.69)$$

G – модуль сдвига, ν – коэффициент Пуассона, причем

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)}. \quad (6.70)$$

На основании совместного рассмотрения геометрических (6.67) и физических (6.68) уравнений и уравнений равновесия (6.19) задачу о НДС грунтового цилиндра можно свести к решению дифференциального уравнения в перемещениях [14] вида:

$$\frac{d^2u}{dr^2} + \frac{1}{r} \frac{du}{dr} = \frac{u}{r^2}, \quad (6.71)$$

Решение этого уравнения известно и имеет вид:

$$u = Ar + \frac{B}{r}. \quad (6.72)$$

где A и B определяются из граничных условий.

При $r = r_1$, $u = u_1$; $r = r_2$, $u = 0$ получаем

$$A = \frac{u_1 \cdot r_1}{r_1^2 - r_2^2}, \quad B = -\frac{u_1 \cdot r_1 \cdot r_2^2}{r_1^2 - r_2^2}. \quad (6.73)$$

И окончательно

$$u = \frac{u_1 \cdot r_1}{(r_1^2 - r_2^2)} \cdot \left(r - \frac{r_2^2}{r} \right). \quad (6.74)$$

Учитывая, что $\sigma_z = const$, то первые два уравнения (6.68) можно представить в виде:

$$\begin{aligned}\sigma_r &= \frac{E}{1-2\nu} \left[\frac{du}{dr} + \frac{\nu}{1-\nu} \left(\frac{u}{r} + \frac{dw}{dz} \right) \right]; \\ \sigma_\theta &= \frac{E}{1-2\nu} \left[\frac{u}{r} + \frac{\nu}{1-\nu} \left(\frac{du}{dr} + \frac{dw}{dz} \right) \right].\end{aligned}\quad (6.75)$$

Определяем значения $\frac{u}{r}$ и $\frac{du}{dr}$ из (6.74) с учетом обозначения A (6.73). Тогда получаем

$$\begin{aligned}\frac{du}{dr} &= A \left(1 + \frac{r_2^2}{r^2} \right); \\ \frac{u}{r} &= A \left(1 - \frac{r_2^2}{r^2} \right).\end{aligned}\quad (6.76)$$

Подставляя эти значения в исходные уравнения (6.75) с учетом $\frac{dw}{dz} = \frac{\sigma_{z2}}{E_2} = const$ и с учетом следующих обозначений

$$(1-2\nu_2) = \nu'_2, \quad \frac{\nu_2}{1-\nu_2} = \xi_2 \quad (6.77),$$

получим:

$$\begin{aligned}\sigma_r &= \frac{E_2 A}{(1+\nu_2) \cdot \nu'_2} \left(1 + \frac{r_2^2}{r^2} + \left(1 - \frac{r_2^2}{r^2} \right) \xi_2 \right) + \frac{\sigma_{z2} \cdot \xi_2}{(1+\nu_2) \cdot \nu'_2}; \\ \sigma_\theta &= \frac{E_2 \cdot A}{(1+\nu_2) \cdot \nu'_2} \left(\left(1 - \frac{r_2^2}{r^2} \right) + \xi_2 \left(1 + \frac{r_2^2}{r^2} \right) \right) + \frac{\sigma_{z2} \cdot \xi_2}{(1+\nu_2) \cdot \nu'_2}.\end{aligned}\quad (6.78)$$

Отсюда следует, что

$$\sigma_r + \sigma_\theta = \frac{2 \cdot E_2 \cdot A}{(1+\nu_2) \cdot \nu'_2} + \frac{2 \cdot E_2 \cdot A \cdot \xi_2}{(1+\nu_2) \cdot \nu'_2} + \frac{2 \cdot \sigma_{z2} \cdot \xi_2}{(1+\nu_2) \cdot \nu'_2} = const; \quad (6.79)$$

Тогда при $r=r_1$ и $r=r_2$:

$$\sigma_{r1} = \frac{E_2 \cdot A}{(1+\nu_2) \cdot \nu'_2} \left(1 + \frac{r_2^2}{r_1^2} + \left(1 + \frac{r_2^2}{r_1^2} \right) \cdot \xi_2 \right) + \frac{\sigma_{z2} \cdot \xi_2}{(1+\nu_2) \cdot \nu'_2}; \quad (6.80)$$

$$\sigma_{r2} = \frac{E_2 \cdot A \cdot 2}{(1+\nu_2) \cdot \nu'_2} + \frac{\sigma_{z2} \cdot \xi_2}{(1+\nu_2) \cdot \nu'_2}. \quad (6.81)$$

Из (6.80) определим значение u_1 т.е. получаем:

$$u_1 = \left(\sigma_{r1} - \frac{\sigma_{z2} \cdot \xi_2}{(1+\nu_2) \cdot \nu_2'} \right) \cdot \frac{(1+\nu_2) \cdot \nu_2' \cdot (r_1^2 - r_2^2)}{E_2 \cdot r_1 \cdot \left(1 + \frac{r_2^2}{r_1^2} + \left(1 + \frac{r_2^2}{r_1^2} \right) \cdot \xi_2 \right)}. \quad (6.82)$$

Из рассмотрения НДС грунтовой колонны в середине ячейки в условиях трехосного сжатия и полагая, что $\sigma_r = \sigma_\theta$, получаем:

$$u_1 = \frac{r_1}{E_1} [\sigma_{r1}(1-\nu_1) - \nu_1 \cdot \sigma_{z1}], \quad (6.83)$$

$$\varepsilon_{z1} = \frac{\sigma_{z1}}{E_1} - \frac{2 \cdot \nu_1 \cdot \sigma_{r1}}{E_1}. \quad (6.84)$$

Из условия равенства радиальных перемещений на радиусе сваи $r = r_1$ на основании (6.83) и (6.82) получаем

$$\frac{r_1}{E_1} [\sigma_{r1}(1-\nu_1) - \nu_1 \cdot \sigma_{z1}] = \left(\sigma_{r1} - \frac{\sigma_{z2} \cdot \xi_2}{(1+\nu_2) \cdot \nu_2'} \right) \cdot \frac{(1+\nu_2) \cdot \nu_2' \cdot (r_1^2 - r_2^2)}{E_2 \cdot r_1 \cdot \left(1 + \frac{r_2^2}{r_1^2} + \left(1 + \frac{r_2^2}{r_1^2} \right) \cdot \xi_2 \right)}. \quad (6.85)$$

Подставляя сюда значения σ_{z2} из условия равновесия (6.19), получаем

$$\sigma_{r1} = \sigma_{z1} \cdot \frac{D}{C} - p \cdot \frac{E}{C}, \quad (6.86)$$

$$\text{где } C = \frac{(1-\nu_1) \cdot r_1}{E_1} - \frac{(1+\nu_2) \cdot \nu_2' \cdot (r_1^2 - r_2^2)}{E_2 \cdot r_1 \cdot \left(1 + \frac{r_2^2}{r_1^2} \right) (1+\xi_2)},$$

$$D = \frac{\nu_1 \cdot r_1}{E_1} + \frac{\omega \cdot \xi_2 \cdot (r_1^2 - r_2^2)}{(1-\omega) \cdot E_2 \cdot r_1 \cdot \left(1 + \frac{r_2^2}{r_1^2} \right) (1+\xi_2)},$$

$$E = \frac{\xi_2 \cdot (r_1^2 - r_2^2)}{(1-\omega) \cdot E_2 \cdot r_1 \cdot \left(1 + \frac{r_2^2}{r_1^2} \right) (1+\xi_2)}.$$

Из условия равенства деформаций $\varepsilon_{z1} = \varepsilon_{z2}$ ($S_1 = S_2$) получаем:

$$\frac{\sigma_{z1}}{E_1} - \frac{2\nu_1}{E_1} \cdot \sigma_{r1} = \frac{\sigma_{z2}}{E_2} - \frac{\nu_2}{E_2} [\sigma_{r2} + \sigma_{\theta 2}]. \quad (6.87)$$

Подставляя сюда σ_{r1} и σ_{r2} из (6.83) и (6.82) и σ_{z2} из (6.19), после некоторых преобразований получаем

$$\sigma_{z1} = p \cdot \frac{G}{F} - u_1 \cdot \frac{H}{F}, \quad (6.88)$$

$$\text{где } F = \frac{1}{E_1} - \frac{2\nu_1 \cdot D}{E_1 \cdot C} + \frac{\omega}{(1-\omega) \cdot E_2} - \frac{\nu_2 \cdot 2 \cdot \omega \cdot \xi_2}{E_2 \cdot (1-\omega)(1+\nu_2) \cdot \nu_2'}$$

$$G = \frac{1}{(1-\omega) \cdot E_2} - \frac{2 \cdot \nu_1 \cdot E}{E_1 \cdot C} - \frac{\nu_2 \cdot 2 \cdot \xi_2}{E_2 \cdot (1-\omega)(1+\nu_2)}$$

$$H = \frac{\nu_2}{E_2} \left(\frac{2 \cdot E_2 \cdot r_1}{(r_1^2 - r_2^2) \cdot \nu_2'} + \frac{2 \cdot E_2 \cdot r_1 \cdot \xi_2}{(r_1^2 - r_2^2) \cdot \nu_2'} \right).$$

Перемещение $u_1(r)$ в окружающем грунте определим по формуле

$$u(r) = r\varepsilon_\theta = \frac{r}{E_2} \{ \sigma_\theta - \nu_2(\sigma_{z2} + \sigma_r) \}. \quad (6.89)$$

Подставляя сюда значение σ_r и σ_θ из (6.78) при $r=r_2$, получаем:

$$u(r_2) = \frac{r_2}{E_2} \left[\frac{E_2 \cdot A \cdot \xi_2}{(1+\nu_2) \cdot \nu_2'} + \frac{\sigma_{z2} \cdot \xi_2}{(1+\nu_2) \cdot \nu_2'} - \nu_2 \left(\sigma_{z2} + \frac{E_2 \cdot A \cdot 2}{(1+\nu_2) \cdot \nu_2'} + \frac{\sigma_{z2} \cdot \xi_2}{(1+\nu_2) \cdot \nu_2'} \right) \right]. \quad (6.90)$$

Из условия $u(r_2) = 0$ после преобразований получаем:

$$u_1 \cdot I = p \cdot J + \sigma_{z1} \cdot K, \quad (6.91)$$

$$\text{где } I = \frac{r_2 \cdot r_1 \cdot 2 \cdot \xi_2}{(1+\nu_2) \cdot \nu_2' (r_1^2 - r_2^2)} + \frac{r_1 \cdot 2 \cdot \nu_2 \cdot r_2}{(1+\nu_2) \cdot \nu_2' (r_1^2 - r_2^2)};$$

$$J = \frac{\nu_2 \cdot r_2}{(1-\omega) \cdot E_2} - \frac{r_2 \cdot \xi_2}{E_2(1+\nu_2) \cdot \nu_2'(1-\omega)} - \frac{\xi_2 \cdot \nu_2 \cdot r_2}{(1+\nu_2) \cdot \nu_2' \cdot E_2};$$

$$K = \frac{\omega \cdot \xi_2 \cdot \nu_2 \cdot r_2}{(1+\nu_2) \nu_2' \cdot E_2} + \frac{\omega \cdot r_2 \cdot \xi_2}{E_2 \cdot (1+\nu_2) \cdot \nu_2' \cdot (1-\omega)} - \frac{\omega \cdot r_2 \cdot \nu_2}{(1-\omega) E_2}.$$

Из выражения (6.91) выразим σ_{z1} и приравняем его к выражению (6.88). После преобразований получим:

$$u_1 \left(\frac{I}{K} + \frac{H}{F} \right) = p \left(\frac{G}{F} + \frac{J}{K} \right). \quad (6.92)$$

Отсюда определим выражение для u_1 :

$$u_1 = \frac{p \left(\frac{G}{F} + \frac{J}{K} \right)}{\left(\frac{I}{K} + \frac{H}{F} \right)}. \quad (6.93)$$

Все неизвестные компоненты напряжений и деформаций, а также перемещения в составных элементах ячейки можем определить с помощью заданного перемещения u_1 , либо заданного давления на плиту ростверка p , используя выражение (6.93). Таким образом, поставленная задача полностью решена.

В соответствии с полученным результатом (6.93) можно построить графики изменения осадки ствола сваи и радиального перемещения стенки сваи в зависимости от нагрузки на плиту ростверка (рис.6.9, рис.6.10).

Рассмотрим пример при следующих исходных данных: $u_1 = 0.01$ м, $r_1 = 0.4$ м, $r_2 = 1$ м, $E_1 = 70000$ кПа, $E_2 = 30000$ кПа, $\nu_1 = 0.15$, $\nu_2 = 0.3$.

Результирующий график зависимости осадки ствола сваи представлен на рисунке 6.9.

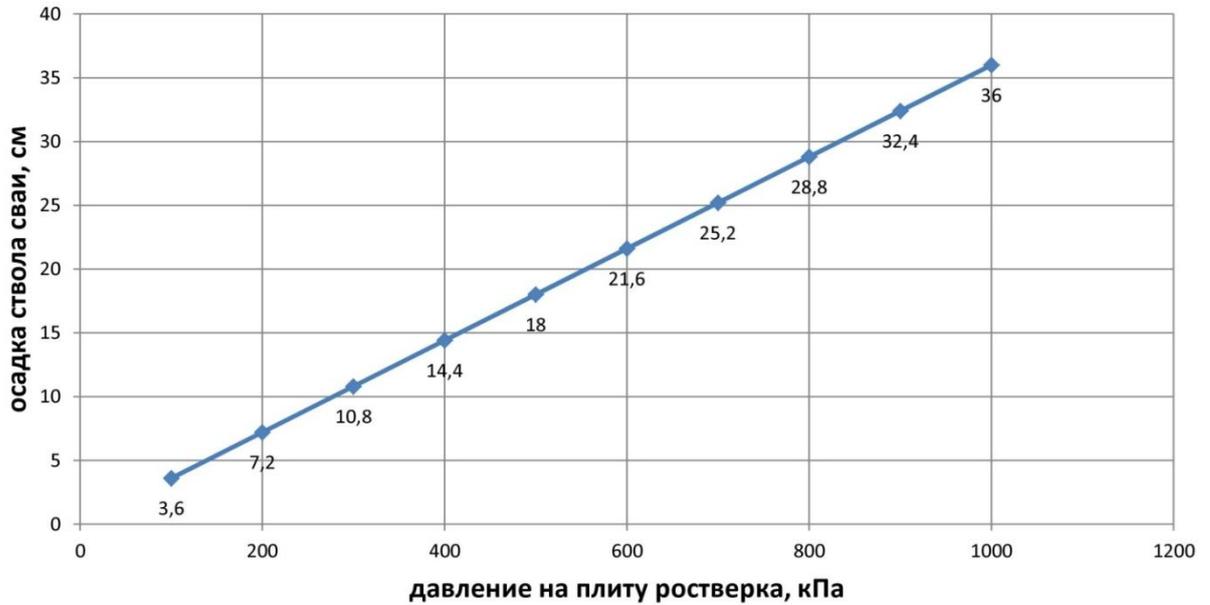


Рис. 6.9. График зависимости осадки ствола сваи (см) от давления на плиту ростверка расчетной ячейки (кПа)

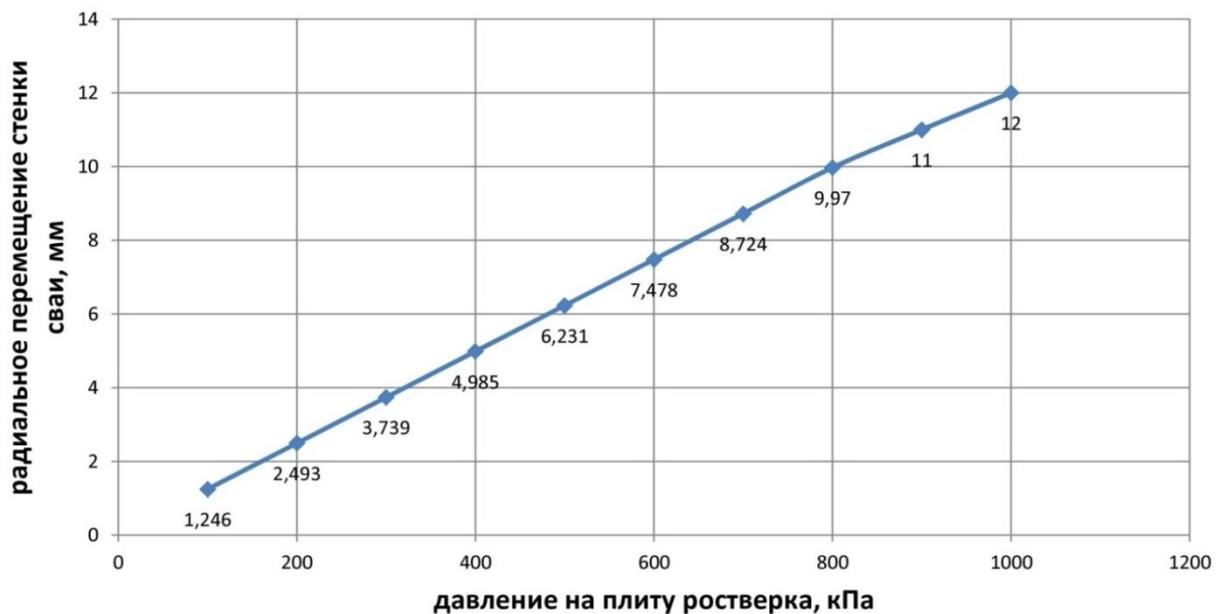


Рис. 6.10. График зависимости радиального перемещения стенки сваи (мм) от давления на плиту ростверка расчетной ячейки (кПа)

6.6. Выводы по главе:

1. При взаимодействии длинной сваи конечной жесткости с окружающим подстилающим грунтом, а также ростверком возникает сложное, неоднородное НДС, которое существенно зависит от геометрических параметров рассматриваемой задачи (длина, ширина, диаметр), а также физико-механических свойств сваи и окружающего грунта.

2. Решение задачи в линейной постановке приводится к рассмотрению дифференциального уравнения второго порядка относительно осадки сваи.

3. Показывается, что приложенная на ростверк равномерно распределенная нагрузка распределяется между свай и окружающим грунтом неравномерно, пропорционально их жесткостям и площадям поперечного сечения, причем с глубиной эта пропорция меняется. На долю сваи на уровне пяты приходится менее 20% от напряжения на уровне оголовка сваи.

4. Для повышения доли напряжения на уровне пяты сваи и использования резервов несущей способности подстилающих грунтов следует подбирать соотношение диаметров сваи и шага их расстановки.

5. Задавая величину давления на плиту ростверка, можно определить напряженно-деформированное состояние ячейки с учетом радиального расширения ствола сваи.

Глава 7. ВНЕДРЕНИЕ РЕЗУЛЬТАТОВ НАУЧНО- ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКИХ РАБОТ В СОСТАВЕ НАСТОЯЩЕЙ ДИССЕРТАЦИОННОЙ РАБОТЫ В ПРОЕКТИРОВАНИИ И СТРОИТЕЛЬСТВЕ ОБЪЕКТОВ ГРАЖДАНСКОГО И ПРОМЫШЛЕННОГО НАЗНАЧЕНИЯ

7.1. Введение.

В настоящей главе приводятся описания результатов внедрения НИР, выполненных в настоящей диссертации в процессе научного сопровождения проектов и строительства различных объектов гражданского и промышленного строительства за последние 6 лет. Общее количество работ по научному сопровождению составляет 28 объектов, в том числе высотное и энергетическое строительство, промышленные здания и сооружения в Москве, Санкт-Петербурге, Казани, Сочи, Ростове и других городах Российской Федерации, а также за рубежом (см. табл. 7.1).

Ниже приводятся описания некоторых объектов, где проводилось научное сопровождение проектов и строительства. Также приводятся краткое описание, цели и задачи научного сопровождения (раздел 7.2).

Таблица 7.1. Перечень объектов научного сопровождения проектов и строительства с использованием результатов настоящей диссертации:

1.	Поверочный расчета несущих конструкций как единой пространственной системы нового аэровокзального комплекса внутренних/международных воздушных линий Международного аэропорта «Большое Савино» - Пермь - (РРЕ) по адресу:Пермский край, Пермский район, п. Сокол. Договор №2014/Р656-19-СХ/К.500-14 от 22 сентября 2014 г. Сроки выполнения: 22.09.2014-13.08.2015 г.
2.	Геотехнической экспертизы и поверочные расчеты несущих конструкций, основания и фундаментов объекта - Пассажирский терминал в международном аэропорту Саратов. Договор №2014/Р631-21-СХ/К.376-14 от 05 июня 2014 г. Сроки выполнения: 05.06.2014 - 09.10.2014 г.
3.	Геотехнические изыскания и поверочные расчеты на объекте нового строительства по адресу: г. Москва, ул. Воронцовская, вл. 41-43 (новый корпус банка ВТБ). Договор № К.230-13/2 от 08.04.2013г. Сроки выполнения: 08.04.2013 - 04.06.2013 г.
4.	Обоснование оптимизации проектных решений фундамента. Геотехническая экспертиза на объекте высотного строительства по адресу: г. Санкт-Петербург, Выборгский адм. р-н., пр. Энгельса, д.107, литер А. Договор № К.611-13 от 23 декабря 2013 г. Сроки выполнения: 23.12.2013 - 07.05.2014 г.

5.	Геотехнические расчеты оценки влияния на окружающие здания, сооружения и коммуникации по объекту: «Закрытый переход через р. Москва и Филёвскую линию метрополитена для КВЛ 220 кВ Матвеевская - Пресня 1,2 и Фили - Пресня 1,2. Договор № К.272-13/419-76-13 от 19 марта 2013 г. и договор № К.271-13/415-75-13 от 19 марта 2013 г. Сроки выполнения по обоим договорам: 19.03.2013 - 04.06.2013 г.
6.	Проект уплотнения слабых грунтов основания щебеночными колоннами на опытной площадке объекта энергетики в РФ (Курская область). Договор № 223/4483-Д от 20 января 2015 года. Срок выполнения - по настоящее время.
7.	Расчет приведенного модуля деформации основания жилого дома, закрепленного по технологии jet-grouting в г. Химки. Договор № 26/03/К.288-14 от 31 марта 2014 г. Сроки выполнения - 31.03.2014 - 05.06.2014 г.
8.	Усиление основания морского перегрузочного пункта в порту Темрюк Краснодарского края. Договор № К.510-12/3-1060-12 от 06 ноября 2012 г. Сроки выполнения: 06.11.2012 - 06.02.2013 г.
9.	Научно-техническое обоснование строительства высотного комплекса «Загорье» (Москва, Бирюлево восточное).
10.	Научное сопровождение проекта и строительства нулевого цикла многоэтажного жилого комплекса по адресу: г. Москва, Бульвар Маршала Рокоссовского, вл.5-8 (ЖК «Богородский»). Договор № К.215-11 от 01.02.2011 г. Сроки выполнения: 01.02.2011 - 24.11.2012 г.
11.	Офисное здание в Имеретинской низменности для персонала автономной некоммерческой организации «Организационный комитет XXII Олимпийских зимних игр и XI Параолимпийских зимних игр 2014 года в г. Сочи» Поверочные расчеты. Договор № К.514-12 от 20.11.2012 г. Сроки выполнения: 20.11.2012 - 26.12.2012 г.
12.	Научно-техническое сопровождение проектирования и строительства многофункционального жилого комплекса (Долина Сетунь) с подземной автостоянкой по адресу: г. Москва, ул. Минская – ул. Мосфильмовская. Договор № К.457-12 от 01 октября 2012 г. Сроки выполнения - 01.10.2012 - 01.10.2015 г.
13.	Экспертиза проектной документации мобильных агрегатов энергоснабжения на трех площадках для размещения и вводу их в эксплуатацию с целью обеспечения надежного энергоснабжения потребителей Сочинского региона в период проведения XXII Олимпийских зимних игр и XI Параолимпийских зимних игр 2014

	года в городе Сочи. Договор № К.522-12 от 11 декабря 2012 г. Сроки выполнения: 11.12.2012 - 10.07.2013 г.
14.	Научно-техническое заключение по результатам анализа проектных решений фундаментов «Комплекса многоэтажных жилых домов со встроенно-пристроенными объектами общественного назначения и подземными автостоянками» по адресу: Ростовская область, г. Ростов-на-Дону, ул. Адыгейская, 61/44, 63, 65, 67, 69, 71, ул. М.Горького, 240/48 пер. Нахичеванский; ул. М. Горького, 242, 244, 246, 248, 250, 252, пер. Нахичеванский, 46. Договор № 307-13 от 15.04.2013г. Сроки выполнения: 15.04.2013 - 29.04.2013 г.
15.	Определение виброползучести супесчаных грунтов» на объекте: «ЭС-1 Центральная ТЭЦ строительство тепловой газотурбинной электростанции (ГТУ-ТЭЦ). Договор № К.357-13 от 12.09.2013 г. Сроки выполнения: 12.09.2013 - 12.09.2013 г.
16.	«Определение коэффициентов виброползучести песчаных грунтов на объекте: «строительство автомобильной дороги Дрожжино - Боброво - Лопатино» по адресу: МО, Ленинский муниципальный район, Булатниковское с.п.». Договор № К.516-13 от 30.09.2013 г. Сроки выполнения: 30.09.2013 - 10.10.2013 г.
17.	Лабораторные испытания грунтов на площадке платформенного участка на объекте: «Кожуховская линия ст. "Авиамоторная" – ст. «Некрасовка». 10-й этап - Кожуховская линия от ст. «Ферганская улица» до ст. «Нижегородская улица». Станция «Ферганская улица» с тупиками. Заказ 11-4026-Л-П. Договор № К.545-13 от 25.10.2013 г. Сроки выполнения: 25.10.2013 - 26.12.2013 г.
18.	Количественная оценка влияния нового строительства на окружающую застройку по адресу: г. Москва, СЗАО, улица Циолковского, вл. 9-13». Договор № К.582-13 от 25.11.2013 г. Сроки выполнения: 25.11.2013 - 21.01.2014 г.
19.	Лабораторные испытания грунтов по объекту: Коммерческий объект, не связанный с проживанием населения, с подземной автостоянкой и встроенной трансформаторной подстанцией по адресу: г. Санкт-Петербург, Выборгский район, пр. Энгельса, д. 107, лит А. Договор № 02/2014-г/К.231-14 от 11.02.2014 г. Сроки выполнения: 11.02.2014 - 25.03.2014 г.
20.	Разработка методики расчета различных шпунтовых конструкций из композиционных материалов. Договор № Б.604-13/223/3586-Д от 23.12.2013 г. Сроки выполнения: 23.12.2013 - 25.12.2013 г.

21.	Лабораторные испытания грунтов с площадки АЭС «Руппур» Бангладеш. Договор № 257-13//40-414-1/5937-1//13111/211//СП9/К.495-14 от 10.09.2014 г. Сроки выполнения: 10.09.2014 - 19.11.2014 г.
22.	Выполнение специальных лабораторных исследований устойчивости грунтов основания Смоленской АЭС-2 при динамических нагрузках. Договор № МГСУ//13110/254/02/11135-Д от 15.09.2014 г. Сроки выполнения: 15.09.2014 - 05.11.2014 г.
23.	Математическое моделирование геотехнических задач по в осесимметричной и пространственной постановке при преобразовании свойств слабонесущих водонасыщенных грунтов оснований основных и вспомогательных зданий и сооружений Курской АЭС-2 устройством грунтовых свай. Экспериментальные исследования композитного материала (слабый грунт - щебень) в лабораторных условиях. Разработка и сопровождение проекта СТО на преобразование строительных свойств слабых грунтов площадки Курской АЭС грунтовыми сваями с предпостроечным уплотнением. Договор № 223/4483-Д/2080/К.208-15 от «20» января 2015 г. Сроки выполнения: 20.01.2015 - по настоящее время.
24.	Лабораторные испытания грунтов с площадки строительства объекта: «Грозненская ТЭС в составе двух блоков ПГУ по 220МВт. Договор № К.293-15 от 17 апреля 2015 г. Сроки выполнения: 17.04.2015 - 30.05.2015 г.
25.	Оказание услуг по проведению лабораторных исследований свойств грунтов, отобранных на площадке размещения АЭС «Бушер-2. Договор № 18/15/К.328-15 от 27.04.2015 г. Сроки выполнения: 27.04.2015 - 31.08.2015 г.
26.	Лабораторные испытания грунтов с площадки АЭС «Руппур» Бангладеш. Договор № Договор 317-14//40/6710-Д//14111/137//СП13/К.338-15 от 27 апреля 2015 г. Сроки выполнения: 27.04.2015 - 13.08.2015 г.
27.	Специальные лабораторные исследования устойчивости грунтов основания АЭС «Бушер-2» при динамических нагрузках. Договор № 1//7717Б2/150100/15120/207/02/13271-Д/02/14129-Д / К.429-15 от 01.08.2015 г. Сроки выполнения: 01.08.2015 - 10.12.2015 г.
28.	Лабораторные испытания грунтов для уточнения инженерно-геологических условий на стадии строительства на объекте «Долина Сетунь». Договор № 1437/К.335-15 от 25.05.2015 г. Сроки выполнения: 25.05.2015 - 03.08.2015 г.

7.2. Описание объектов научного сопровождения МГСУ по проектированию и строительству объектов гражданского и промышленного строительства

7.2.1 Офисное здание в Имеретинской низменности для персонала автономной некоммерческой организации «Организационный комитет XXII Олимпийских зимних игр и XI Паралимпийских зимних игр 2014 года в г. Сочи

В 2013-2014 году производилось проектирование и строительство офисного здания, предназначенного для функционирования Организационного комитета зимних Олимпийских игр в г. Сочи. ФГБОУ ВО «НИУ МГСУ» проводило научно-техническое сопровождение проектирования и строительства объекта.

Цели и задачи научно-технического сопровождения

В составе научно-технического сопровождения решались следующие задачи:

- статический расчет МКЭ оснований и фундаментов проектируемого комплекса для определения полного напряженно-деформированного состояния основания, в том числе определение осадок и напряжений, с учетом упруго-пластических свойств грунтов, сложной инженерно-геологической ситуации на объекте строительства, сложного решения фундаментных конструкций;
- определение приведенных модулей деформации свайного основания для использования в последующем динамическом расчете;
- динамический (сейсмический) расчет МКЭ системы «свайное основание – фундамент – здание».

Описание объекта и полученные результаты

В состав проектируемого офисного комплекса входили:

- основное 9 – ти этажное здание сложной формы в плане;
- две пристроенные 2-х этажные части подиума.

Под всеми частями административного здания предусмотрен подземный этаж, выполняющий роль автостоянки.

Площадь площадки строительства составляет 10800 м². Строительство нулевого цикла здания планируется осуществлять из открытого котлована с естественными откосами.

Фундамент под 9 – ти этажную часть здания запроектированы в виде монолитной ж/б плиты толщиной 0.8 м, которая опирается на свайное основание из забивных свай сечением 35х35 см с квадратными оголовками шириной 1.4 м и высотой 0.4 м. Между оголовками свай и монолитной плитой будет выполнена песчано – гравийная подушка (ПГС), армированная геотекстилем. Сваи расположены по сетке 2х2 м и погружены в плотные гравийно – галечниковые грунты на 1м.

Фундамент под 2-х этажную (подиумную) часть запроектирован также из ж/б плиты толщиной 0.6 м, которая опирается на свайное основание из забивных свай сечением 35х35 см, расположенных в шахматном порядке в плане из расчета 1 свая на 8 м² фундамента с квадратными оголовками шириной 1.4 м и высотой 0.4 м. Между оголовками свай и монолитной плитой будет выполнена ПГС, армированная геосеткой.

Инженерно – геологические условия

На основании данных полевого описания, в соответствии с литологией, генезисом и физико – механическими характеристиками грунтов, в пределах исследуемого участка выделено восемь инженерно – геологических элементов (ИГЭ).

Современно – четвертичные техногенные отложения (tQ_{IV}):

ИГЭ-0 – насыпные неуплотненные грунты – гравий, галька, щебень с песчаным заполнителем;

Современные четвертичные лагунные отложения (lQ_{IV}):

ИГЭ-1 – глина полутвердая, с примесью органических веществ;

ИГЭ-2 – глина тугопластичная, с примесью органических веществ;

ИГЭ-3 – глина мягкопластичная, с примесью органических веществ до слабозаторфованной;

ИГЭ-4 – глина текучепластичная с прослоями текучей с примесью органических веществ до слабозаторфованной, с прослоями песка насыщенного водой;

ИГЭ-5 – торф среднеразложившийся, насыщенный водой.

Современные четвертичные морские отложения (mQ_{IV});

ИГЭ-6 – песок крупный, с редким гравием, насыщенный водой;

ИГЭ-7 – гравийно – галечниковый грунт в песчаном заполнителе (песок крупный) до 20%.

Инженерно-геологический разрез по линии 1-1

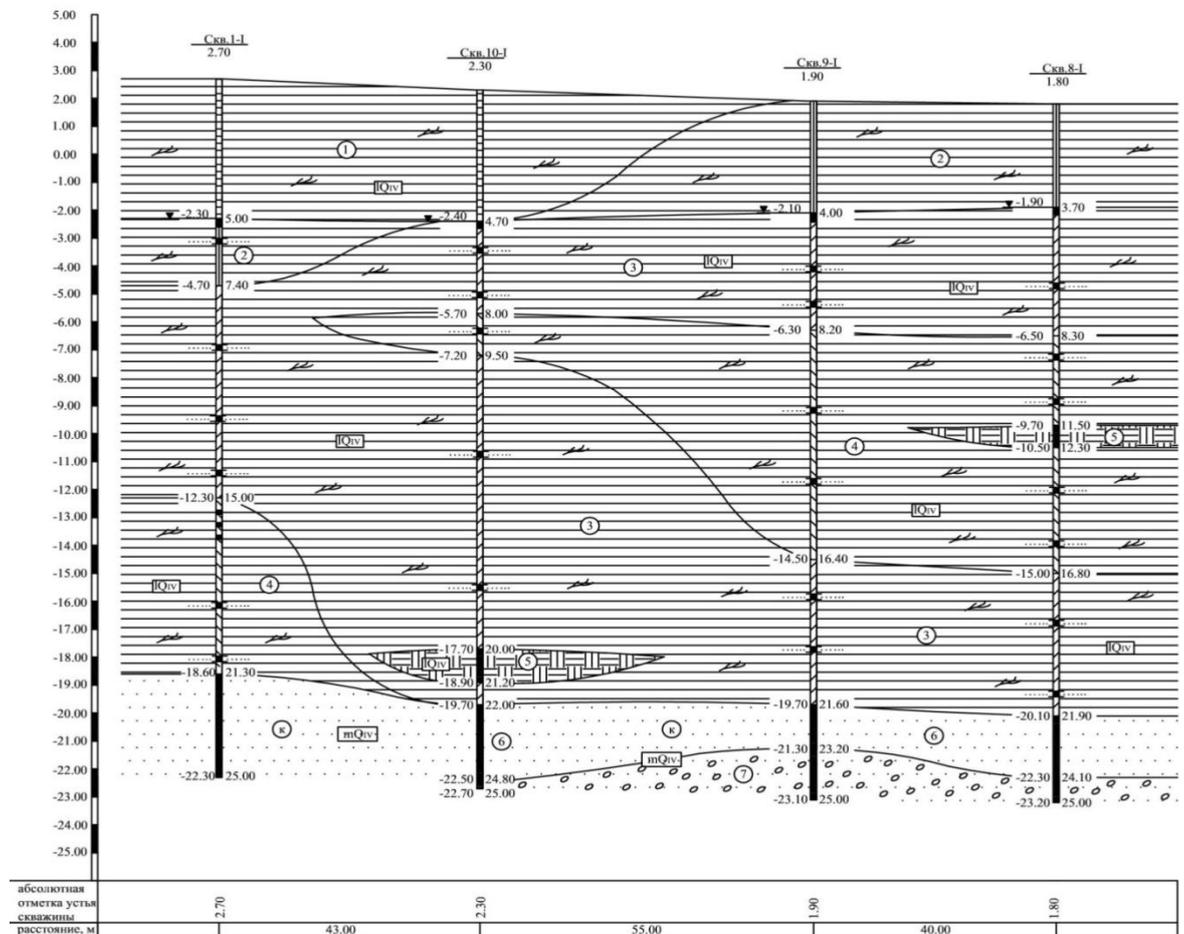


Рис.7.1. Инженерно – геологический разрез 1-1

По совокупности факторов геоморфологического, геолого – литологического строения, инженерно – геологических условий и гидрогеологических условий участок проектируемой застройки согласно приложению Б СП 11-105-97 относится к **III (сложной) категории.**

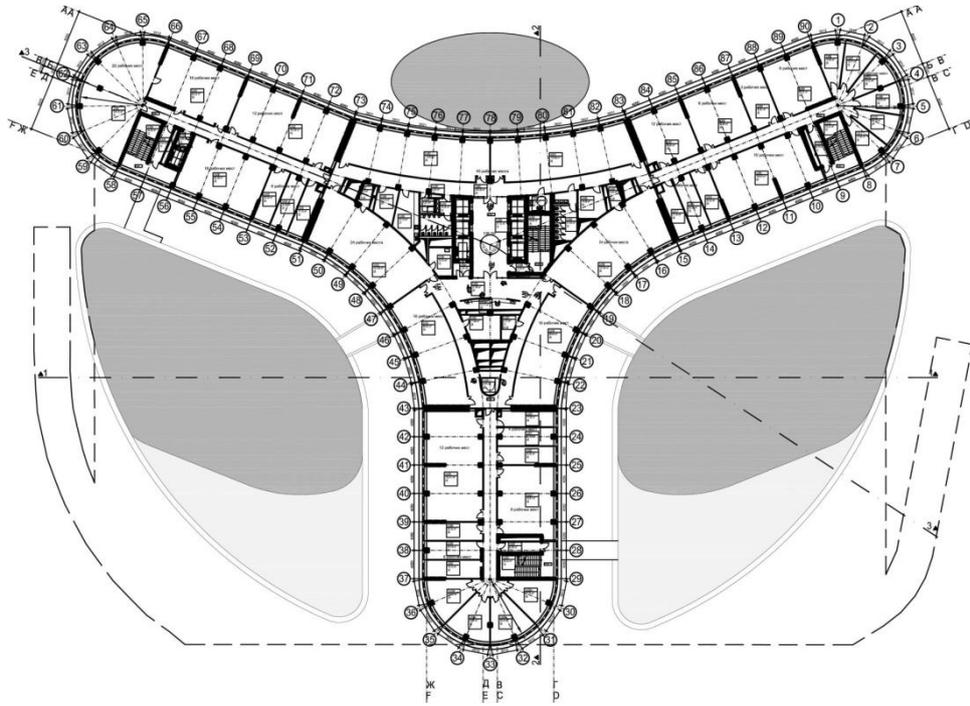


Рис.7.2. Вид строящегося административного здания в плане

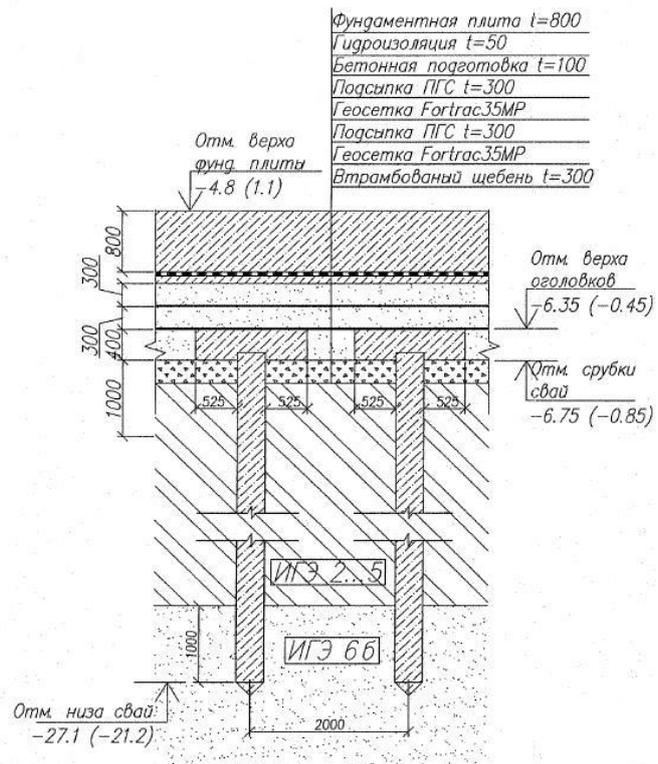


Рис.7.3. Схема конструкций плитного фундамента и свайного основания под основной частью здания (9 этажей)

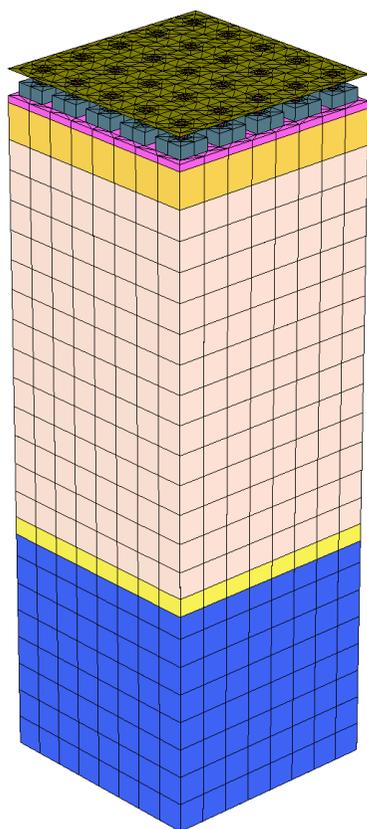


Рис.7.4. КЭ схема расчетного участка центральной части
объекта (ПГС условно не показана)

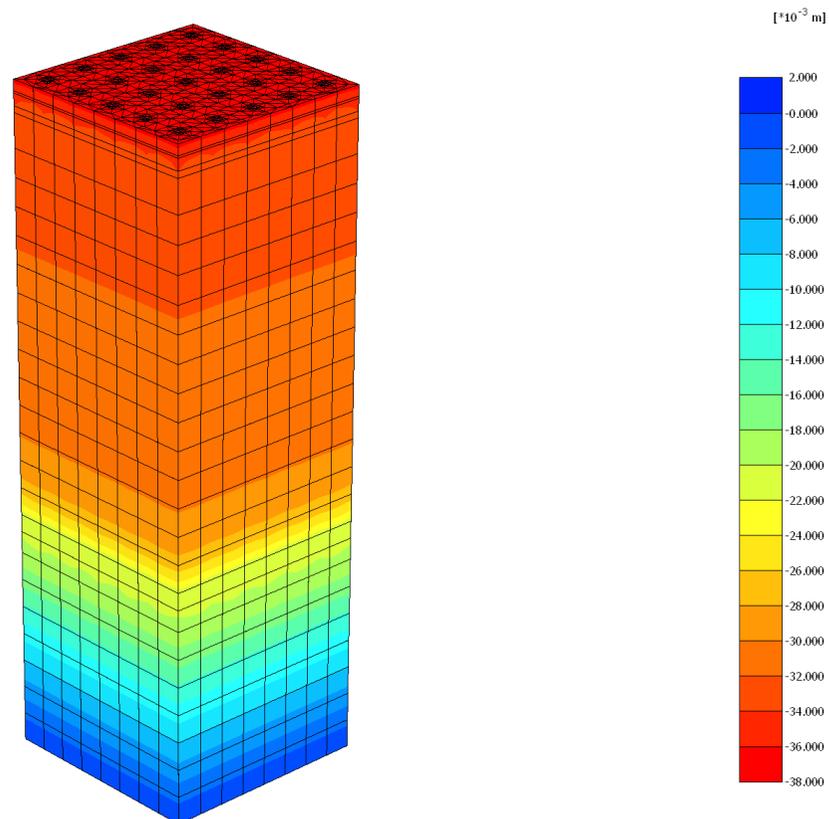


Рис.7.5. Изополю вертикальных перемещений массива грунта от
приложенных нагрузок

На плиту центральной части была приложена распределенная нагрузка 170 кПа, на подиумные части – 80 кПа.

В результате расчета участков свайного поля были получены следующие деформационные характеристики СГМ для 3-х частей объекта:

1. Для центральной части $E_{\text{прив}}=184$ МПа, $\nu=0.2$.
2. Для боковых частей $E_{\text{прив}}=160$ МПа, $\nu=0.2$.
3. Для боковых частей $E_{\text{прив}}=99.5$ МПа, $\nu=0.2$.

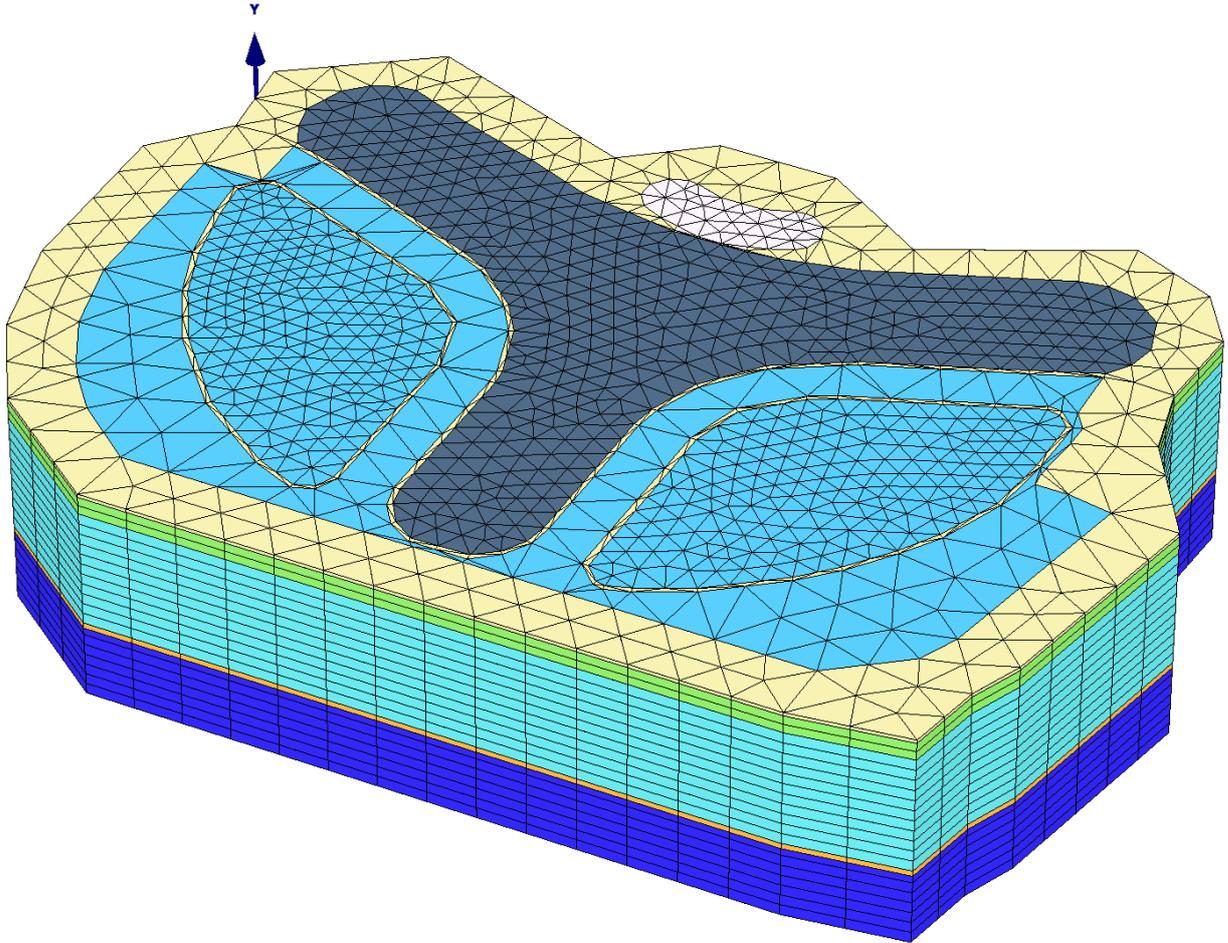


Рис.7.6. Геомеханическая конечно - элементная модель для статического расчета НДС массива грунта, вмещающего подземную часть комплекса, в том числе плитный фундамент и свайное основание

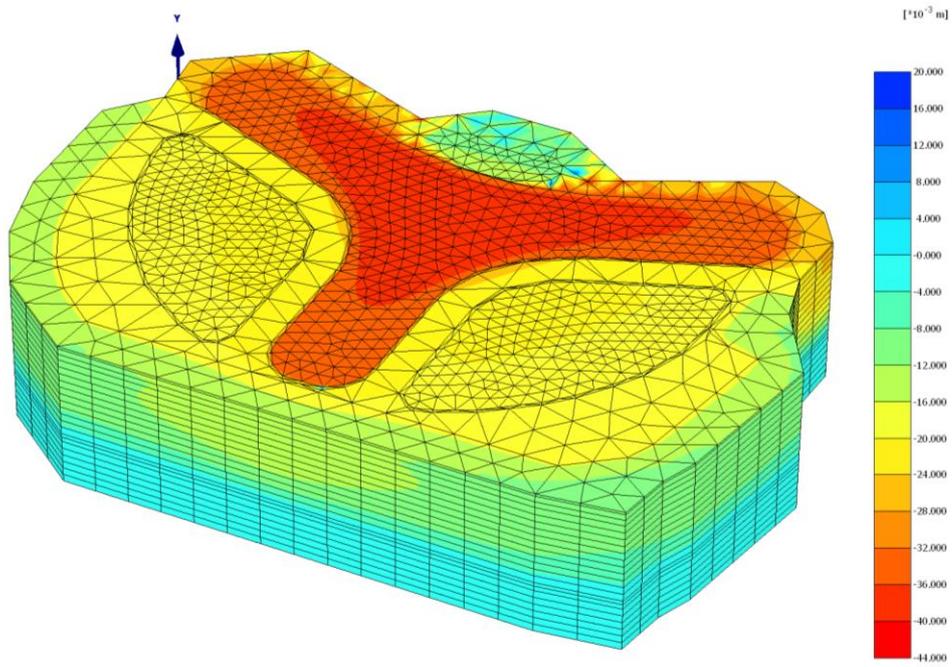


Рис.7.7. Изополю вертикальных перемещений массива грунта, мм

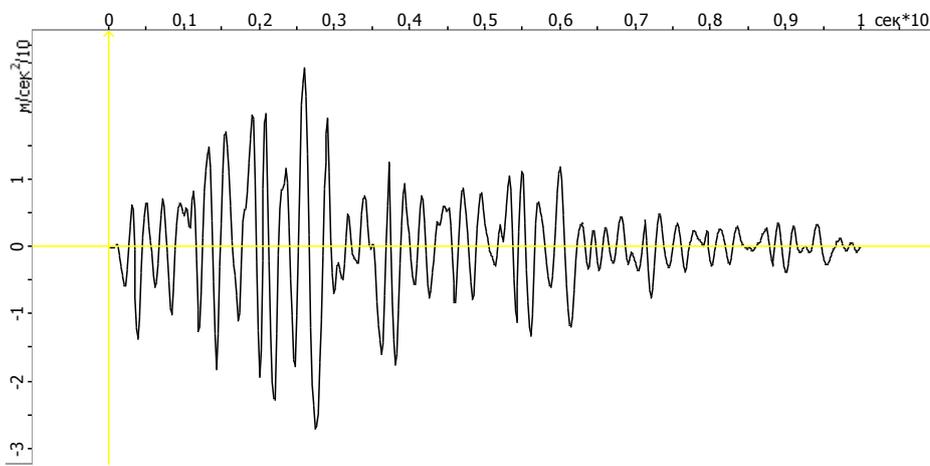


Рис.7.8. Акселерограмма землетрясения для кавказско-черноморской зоны

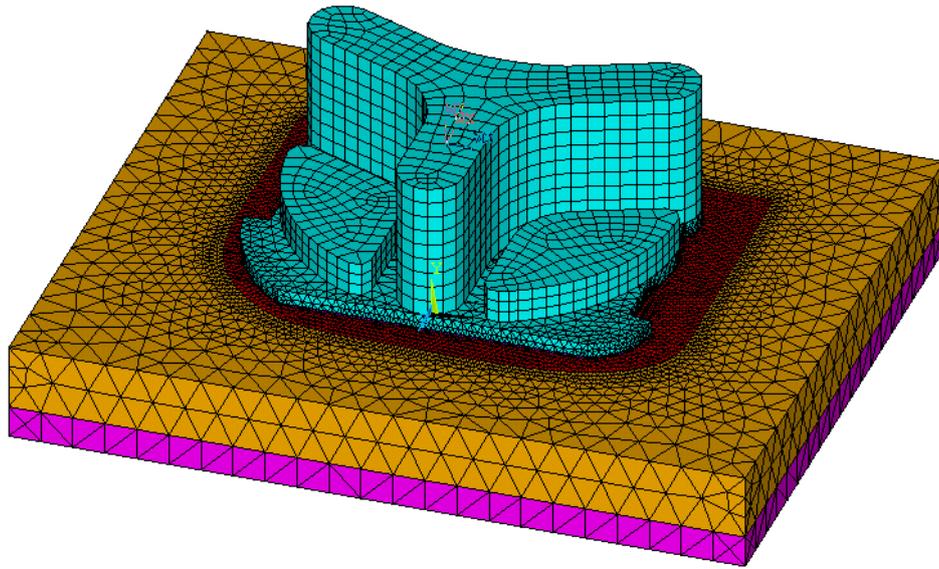


Рис.7.9. Общий вид конечно-элементной модели системы «основание-сооружение»

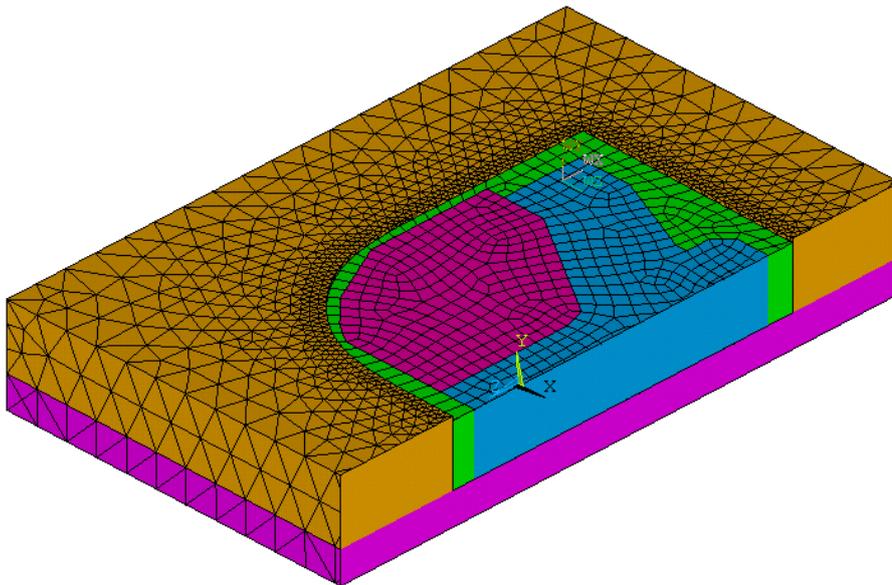


Рис.7.10. Структура массива, армированного сваями. Три зоны с разной плотностью расположения свай

NODAL SOLUTION
 STEP=3
 SUB =4
 TIME=300
 UZ (AVG)
 RSYS=0
 DMX =.280878
 SMN =-.031262
 SMX =.022804

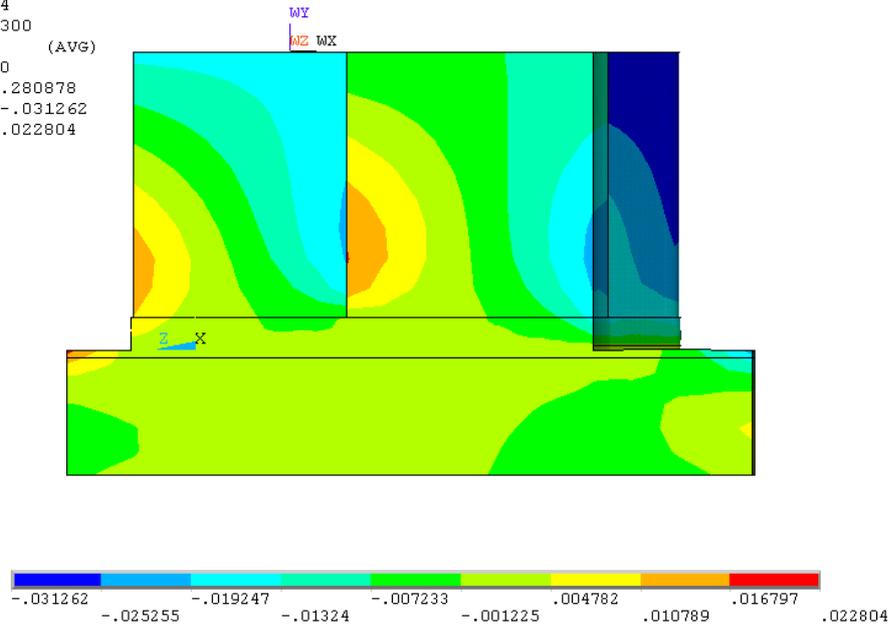


Рис.7.11. Изополя горизонтальных перемещений на этапе окончания статического расчета, м. Разрез по продольной оси здания

NODAL SOLUTION
 STEP=11
 SUB =14
 TIME=350
 UZ (AVG)
 RSYS=0
 DMX =.292143
 SMN =-.044702
 SMX =.025868

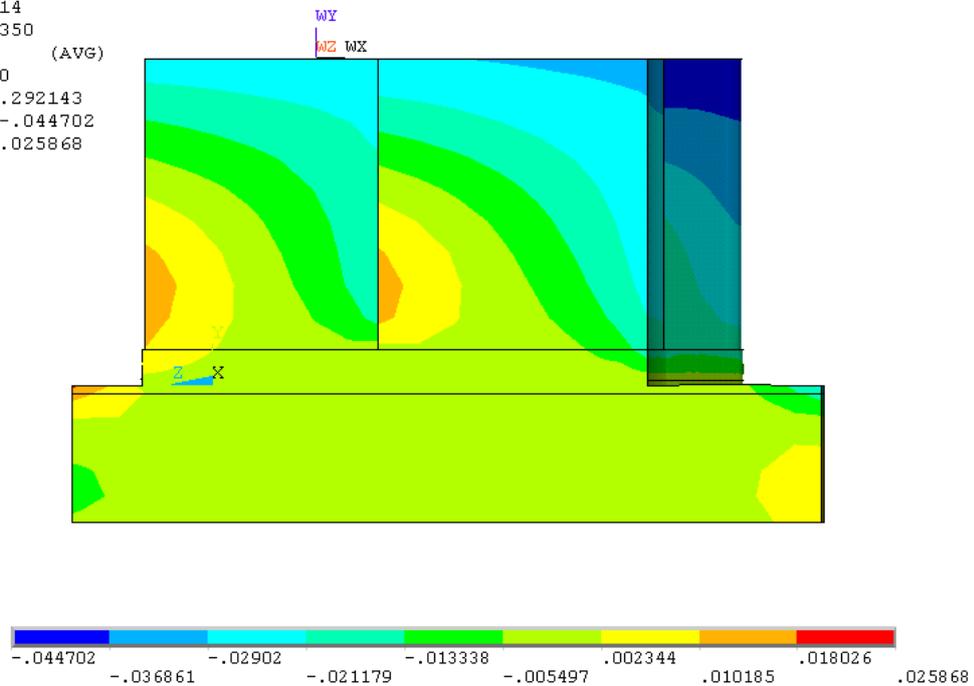


Рис.7.12. Изополя горизонтальных перемещений на этапе окончания сейсмического воздействия, м. Разрез по продольной оси здания

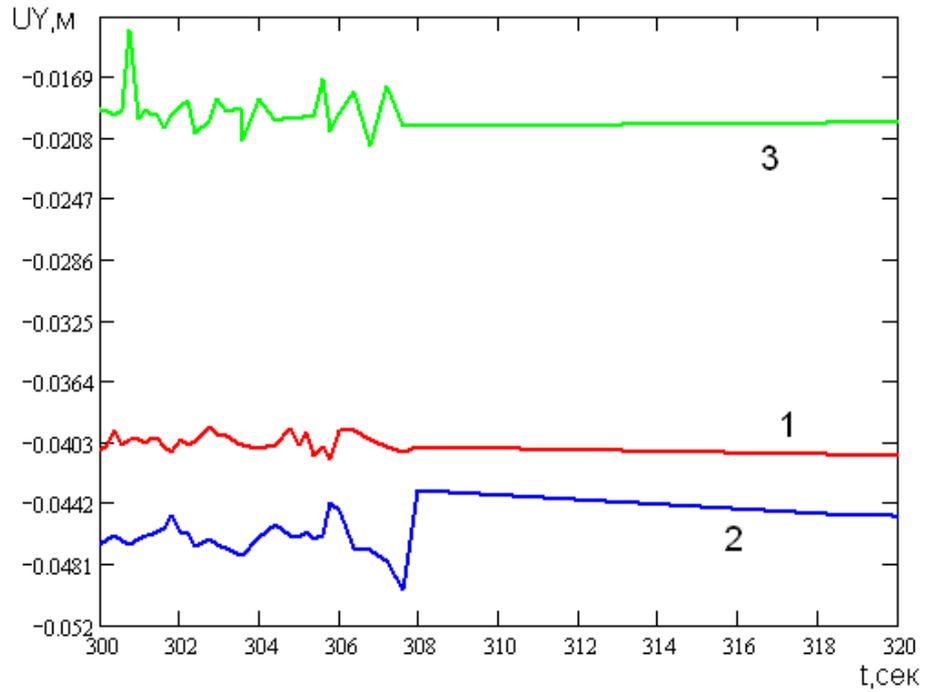


Рис.7.13. Графики вертикальных перемещений фундаментной плиты при сейсмическом воздействии (в течении 8 секунд – начальный участок) 1 – центр плиты, 2 – северная сторона плиты, 3 – южная сторона плиты

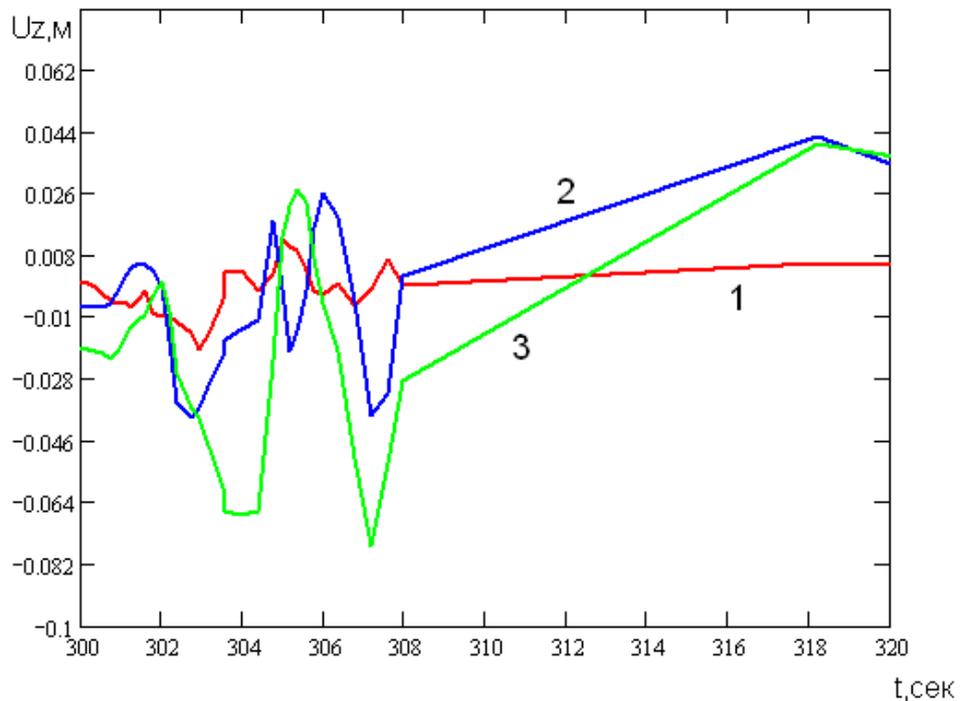


Рис.7.14. График горизонтальных перемещений конструкций при сейсмическом воздействии (в течении 8 секунд). 1 – центр плиты, 2 – верхняя точка центральной части здания, 3 – верхняя точка бокового крыла здания

Таблица 7.2 - Значения дополнительных перемещения свайного основания, а так же горизонтальных перемещений здания

№	Вид деформаций	Максимальное значение (см)	Среднее значение (см)	Предельное значение (см)
Статический расчет				
1	Вертикальная осадка здания	4,68	3,59	18
2	Крен	-	0,001	0.002
3	Горизонтальное смещение здания	0	0	-
Динамический расчет				
4	Вертикальная осадка здания	0,6	0,4	-
5	Крен	-	0,00016	-
6	Горизонтальное смещение здания	0,6	0,6	-
Итоговые значения				
7	Вертикальная осадка здания	4,92	3,73	18
8	Крен	-	0,0012	0.002
9	Горизонтальное смещение здания	0,6	0,6	-

7.2.2 Проект уплотнения слабых грунтов основания щебеночными колоннами на опытной площадке объекта энергетики в РФ (Курская область)

В 2015 году на территории РФ производится проектирование и строительство объекта энергетики, в основании которого залегает большая толща слабых водонасыщенных глинистых грунтов. Для повышения физико-механических характеристик слабых грунтов принято решение выполнять щебеночные колонны путем вдавливания щебеночного материала в лидерные скважины скважины. Для прогнозирования получаемых после уплотнения механических характеристик основания были применены зависимости, полученные в данной работе (см. пункт 6.4).

Цели и задачи выполненных работ на объекте

- научно-техническое обоснование предложенной методики усиления основания щебеночными колоннами;
- составление методики определения приведенных механических характеристик усиленного колоннами основания;
- определение основных технологических параметров уплотнения основания (шаг колонн, шаг отсыпки материала, ход трамбовщика по высоте);
- определение НДС основания в процессе устройства уплотнения, а также после строительства на нем объекта энергетики;
- сопровождение научно-исследовательской и опытно-конструкторской работы по апробации методики уплотнения основания щебеночными колоннами на опытном участке объекта строительства;
- выполнение численных расчетов в двухмерной и трехмерной постановке для определения НДС расчетной ячейки уплотненного основания под нагрузкой и всего основания объекта в целом.

Краткое описание последовательности работ и параметров усиления основания

Лидерную скважину формируют вдавливанием инструмента (трамбовки) на нужную глубину. Таким образом, происходит первое уплотнение. Инструмент при этом не извлекают. На него устанавливают бункер и засыпают щебень. После этого открывают шибер, и щебень достигает нижнего конца инструмента. После просыпания щебня

инструмент поднимают на заданную высоту, а щебень, достигший дна скважины, остаётся на той же глубине и его уплотняют вдавливанием инструмента (погружение инструмента) на определённое расстояние. Таким образом лидерная скважина значительно расширяется, формируется щебёночная колонна, а грунт вокруг колонны уплотняется в радиальном направлении. Уплотнение окружающего колонну грунта вызывает активизацию процесса консолидации из-за появления избыточного порового давления.

Проектом предусмотрено изготовление грунтовых свай путём уплотнения щебня фракции 5 – 40 мм в скважине, устраиваемой продавливанием грунтового основания закрытой трубой. Укреплению грунтовыми сваями подвергаются грунты основания с поверхности рельефа и до глубины 8 м.

Опытное закрепление грунтов основания выполняется на 3-х участках грунтовыми сваями, расположенными по треугольной схеме. Преобразование свойств грунта осуществляется задавливанием трамбовок с шагом 1,0, 1,2 и 1,5 м и последующим циклическим вдавливанием щебня в колоннах до конечных диаметров колонн, равных 0,54 м, 0,65 м, 0,8 м на каждом участке опытного котлована. Соотношение площади грунтовых свай и общей площади на каждом участке одинаковое и равно проценту армирования укрепляемого грунтового основания - 26%.

Применение результатов диссертации на объекте

Зависимости для определения приведенных характеристик уплотненного грунтовыми сваями-дренами (см.п.6.4) основания позволили обосновать проект усиления на рассматриваемом участке. В зависимости от уровня имеющихся нагрузок на основание были вычислены проектный модуль деформации колонн уплотнения и приведенный модуль деформации уплотненного композитного основания, состоящего из щебёночных колонн уплотнения и окружающего грунта.

Предложенные для проекта параметры были проверены методом конечных элементов с помощью комплекса современных геотехнических программ (PLAXIS), а также с помощью проведения реальных штамповых испытаний на опытной площадке объекта как до уплотнения основания, так и после его устройства.

В результате выполненных инженерно-геологических изысканий толща грунтов до разведанной глубины 13,0 метров является неоднородной, в ее пределах выделили четыре инженерно–геологических элемента (ИГЭ):

Верхнечетвертичные аллювиальные отложения (аQIII)

ИГЭ-1. Суглинок темно–серый, синевато–серый, текучепластичный с прослоями мягкопластичного с содержанием песка, заторфованный, слабопроницаемый.

Мощность слоя составляет 2,2 – 7,2 м.

ИГЭ-2а. Ил черный, суглинистый, проницаемый.

Мощность слоя составляет 1,0 – 2,2 м.

ИГЭ-2б. Торф бурый, проницаемый.

Мощность слоя составляет 0,7 – 1,3 м.

Сантонский ярус верхнего мела (K2s)

ИГЭ-3. Мергель светло–серый, выветрелый.

Вскрытая мощность слоя составляет 1,2 – 2,3 м.

Инженерно-геологическая колонка по характерной скважине с типовым залеганием грунтов на опытной площадке представлена на рисунке 1.

Коэффициенты фильтрации грунтов:

ИГЭ-1 – $k_f=1,47 \times 10^{-4}$ м/сут.

ИГЭ-2а – $k_f=0,000013$ м/сут.

ИГЭ-2б – $k_f=0,1-10$ м/сут.

ИГЭ-3 – 3-10 м/сут.

Нормативные и расчетные значения характеристик грунтов, выделенных инженерно–геологических элементов, которыми рекомендуется пользоваться, при расчетах оснований по деформациям и несущей способности приведены в таблице 1.

Подземные воды пройденными выработками до глубины 13,0 м на период изысканий (февраль 2015 г.) вскрыты на глубине 0,7 – 0,8 м, что соответствует абсолютной отметке 150,10 м.

Водовмещающими являются все грунты, представленные на исследуемой площадке.

№ слоя	Глубина до подошвы слоя, м	Мощность слоя, м	Отметка подошвы слоя, м	150.80	Литологическое описание	Геологический возраст	Грунтовые воды	
							появив.	установ.
	0.3	0.3	150.50		Почва черноземная	Qiv		
1	2.6	2.3	148.20		Суглинок темно-серый, синевато-серый текучепластичный с прослоями мягкопластичного с содержанием песка и примесью торфа	a Q _{III}	150,10 (0,7)	05.02.2015
2a	4.8	2.2	146.00		Ил черный суглинистый с гнездами торфа			
2	11.8	7.0	139.00		Суглинок темно-серый, синевато-серый текучепластичный с прослоями мягкопластичного с содержанием песка и примесью торфа			
3	13.0	1.2	137.80		Мергель светло-серый, выветрелый	K2S		

Рис.7.15. Инженерно-геологическая колонка опытного участка

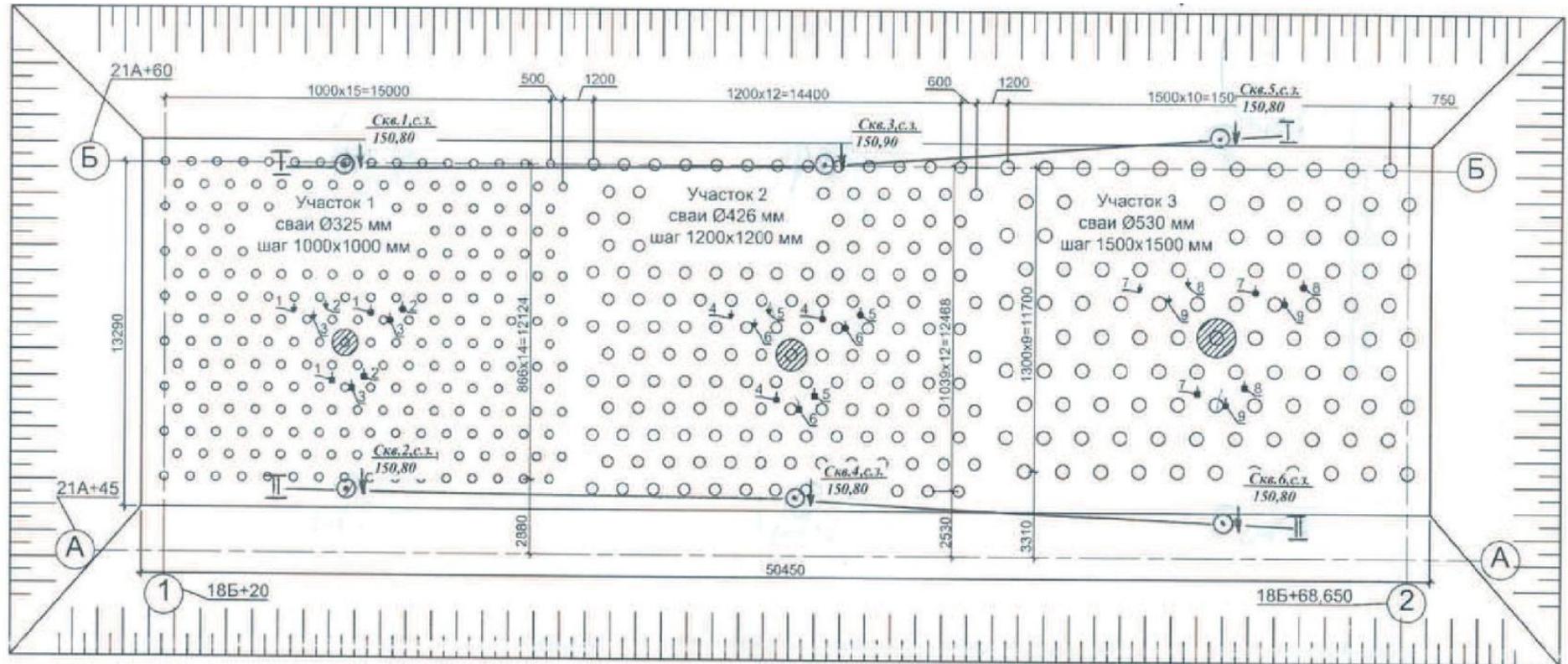


Рис.7.16. Схема расположения колонн уплотнения на опытном участке

Предварительные результаты апробации методики уплотнения на опытном участке

В 2015 году ООО НПФ «ФУНДАМЕНТСТРОЙПРОЕКТ» выполнены опытные работы по определению деформационных характеристик грунта, уплотненного по предлагаемой методике и щебеночных колонн в отдельности [8].

Усиление грунтов выполнялось в скважинах самоходной вдавливающей установкой SANWARD 320. Вдавливающая нагрузка на испытательный штамп создавалась с помощью гидравлического домкрата ДГА-20П100 через винтовой и плоский штамп площадью 600 см^2 , установленный в скважине с обсадной трубой диаметром 325 мм. Всего проведено 7 штамповых испытаний щебеночных колонн и уплотненных мягко-текучепластичных суглинков на глубине 6-11 м ниже поверхности опытной площадки. Уплотняемый грунт испытывался до и после уплотнения для выявления эффективности применяемой методики при принятых технологических параметрах уплотнения.

На опытной площадке устраивались щебеночные колонны диаметром $\varnothing 426 \text{ мм}$ с шагом в плане 1500 мм по треугольной сетке.

Результаты испытания штампом слабого глинистого грунта в естественном состоянии

1 марта 2015 года проведено испытание мягко-текучепластичных суглинков в естественном состоянии на глубине 6 м винтовым штампом. Результаты представлены на рис. 7.17.



Рис.7.17. Кривая «нагрузка-осадка» по результатам испытания штампом слабого грунта в естественном состоянии на глубине 6 м

Полученный по результатам испытаний модуль деформации грунта составил $E=4.651$ МПа.

Результаты испытания штампом уплотненного грунта и щебеночного материала колонн после устройства уплотнения

4 марта 2015 года произведено испытание мягко-текучепластичных суглинков после выполнения щебеночных колонн на глубине 7 м винтовым штампом. Результаты испытания приведены на рис.7.18.

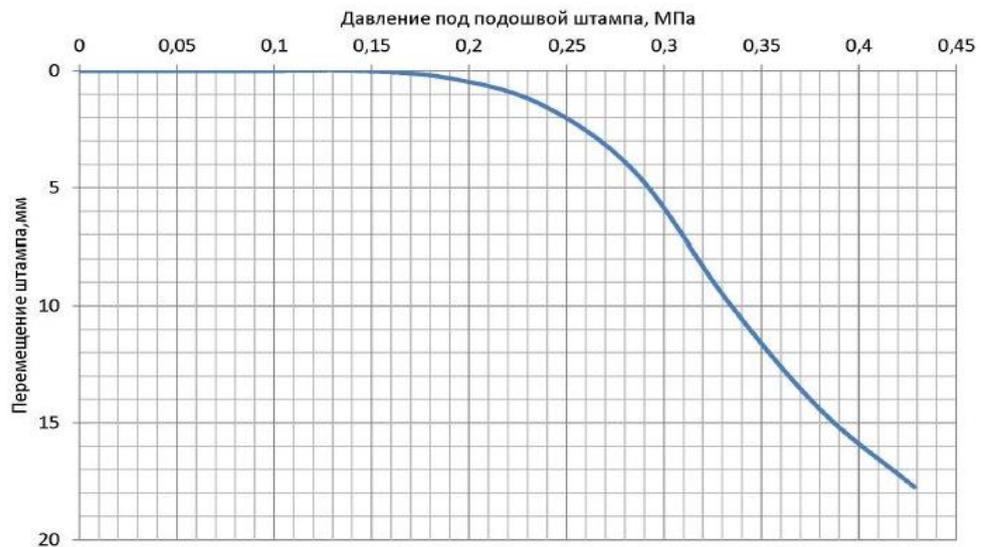


Рис.7.18. Кривая «нагрузка-осадка» по результатам испытания штампом грунта после уплотнения щебеночными колоннами на глубине 7 м

Полученный по результатам испытаний модуль деформации уплотненного грунта составил $E=21.673$ МПа.

4-5 марта 2015 года было проведено испытание мягко-текучепластичных суглинков после выполнения щебеночных колонн на глубине 10 м от поверхности опытной площадки винтовым штампом. Результаты испытания приведены на рис.7.19



Рис.7.19. Кривая «нагрузка-осадка» по результатам испытания штампом грунта после уплотнения щебеночными колоннами на глубине 10 м

Полученный по результатам испытаний модуль деформации уплотненного грунта составил $E=21.852$ МПа.

6 марта 2015 года было проведено испытание материала щебеночной колонны плоским штампом на глубине 11 м. Результаты испытания представлены на рис.7.20.



Рис.7.20. Кривая «нагрузка-осадка» по результатам испытания штампом материала щебеночной колонны после выполнения уплотнения на глубине 11 м

Полученный по результатам испытаний модуль деформации материала щебеночной колонны в ее теле составил $E=46.853$ МПа.

6 марта 2015 года произведено испытание материала щебеночной колонны в ее теле плоским штампом на глубине 12 м. Результаты испытания представлены на рис. 7.21.



Рис.7.21. Кривая «нагрузка-осадка» по результатам испытания штампом материала щебеночной колонны после выполнения уплотнения на глубине 12 м

Полученный по результатам испытаний модуль деформации материала щебеночной колонны в ее теле составил $E=38.625$ МПа.

Выводы по результатам предварительной апробации представленной методики

1. Модуль деформации для неукрепленных текучепластичных суглинков составил $E=4.651$ МПа.

2. После уплотнения щебеночными колоннами модуль деформации текучепластичных суглинков увеличился до $E=21.7$ МПа.

3. Среднее полученное значение модуля деформации щебенистого материала колонн в их теле составило $E=39.4$ МПа.

Полученные результаты предварительно показывают эффективность предлагаемой методики уплотнения слабых оснований.

7.2.3 Расчет приведенного модуля деформации основания жилого дома, закрепленного по технологии jet-grouting в г. Химки

В 2014-2015 гг. на территории г. Химки производились работы по усилению основания проектируемого жилого дома по технологии струйной цементации. Основной сложностью площадки было наличие в толще грунтов слабых прослоев торфа и заторфованных грунтов мощностью до 3 метров. Поэтому проектом уплотнения было предусмотрено выполнение грунтоцементных колонн с расположением в шахматном порядке и расположенных только на глубинах залегания слабых специфических грунтов.

Методика расчета взаимодействия колонны уплотнения и окружающего грунта, представленная в диссертации, позволила определить приведенный модуль деформации закрепленной толщи и произвести необходимые расчеты основания по второму предельному состоянию.

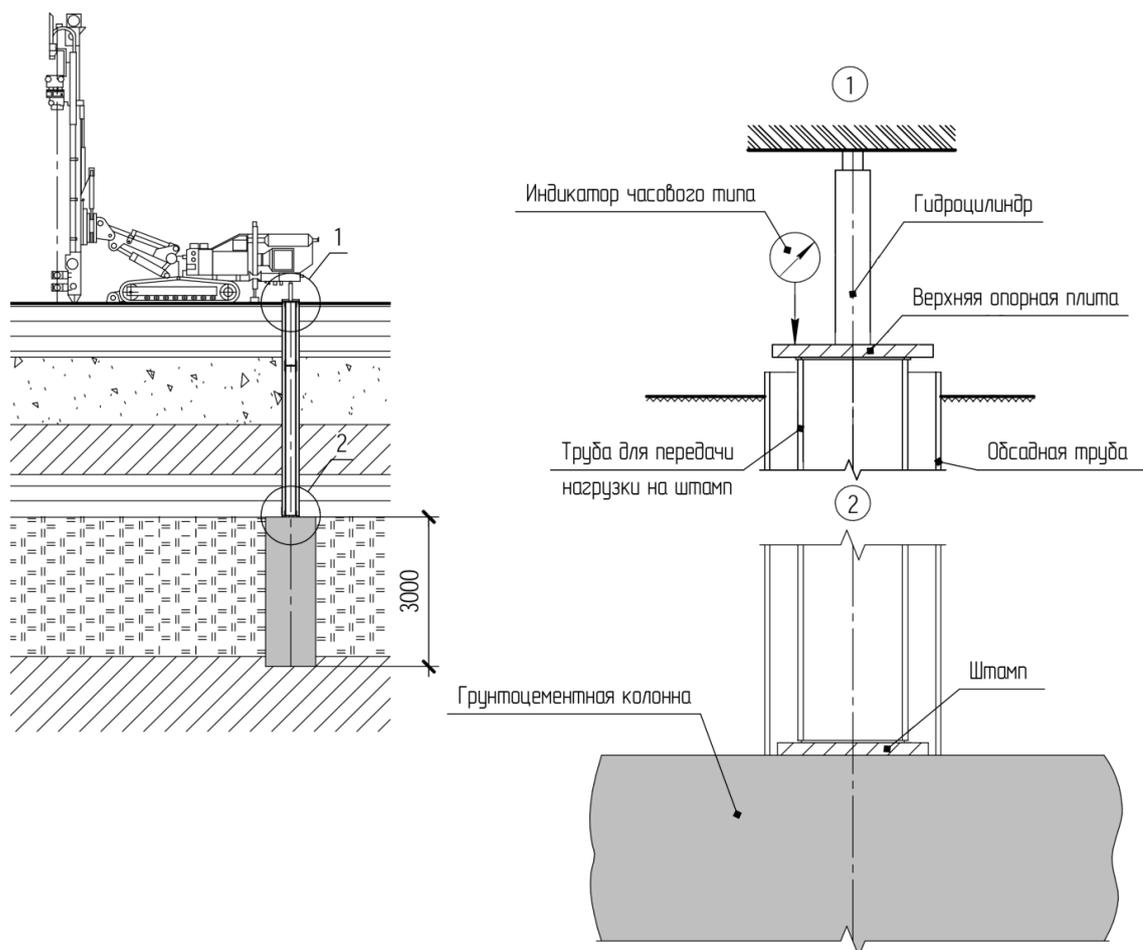


Рис.7.22. Схема испытательной установки для штамповых испытаний грунтоцементной колонны

Цели и задачи научного сопровождения объекта

- расчет основания проектируемого здания по второму предельному состоянию на естественном основании для выявления степени влияния слабого слоя в основании на конечную осадку;
- разработка концепции уплотнения основания или отдельных слабых слоев грунта;
- расчет приведенных характеристик основания на основании прогноза деформируемости колонн уплотнения;
- выполнение совместных трехмерных конечно-элементных расчетов усиленного основания и проектируемого здания для определения всех компонент НДС основания и анализа принятых проектных решений по преобразованию основания и конструкциям самого объекта.

Определение приведенного модуля деформации основания, усиленного грунтоцементными колоннами

После выполнения на строительной площадке усиления в виде Jet-свай на глубине распространения слабого торфяного слоя ИГЭ-7 возникает искусственное основание, содержащее в своем объеме как оставшийся слабый грунт (между грунтоцементными колоннами в свету), так и грунтоцементные колонны усиления. Предполагается, что данная система основания будет работать совместно с перераспределением напряжений в нем пропорционально жесткости его элементов. То есть на более жесткие колонны будет приходиться больше нагрузки, на слабый грунт - меньше.

Для определения в первом приближении приведенной деформационной характеристики такого неоднородного основания можно рассматривать элементарную ячейку, включающую грунтоцементную колонну и слабый грунт вокруг него в размере "грузовой" площади одной колонны. Схема элементарной ячейки представлена на рис. 7.23.

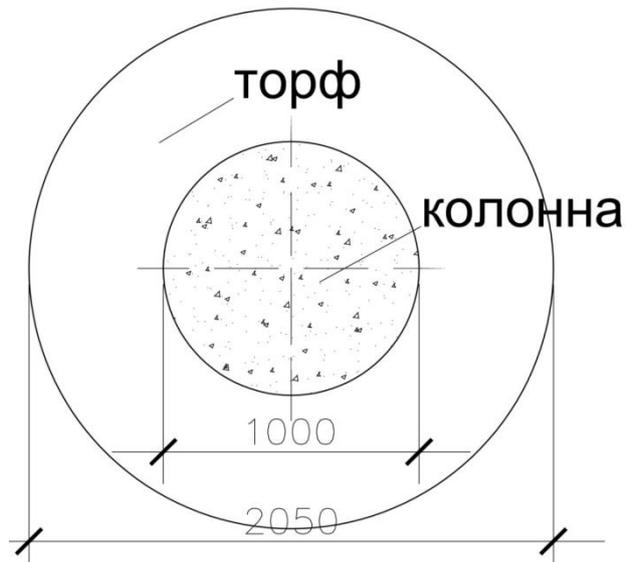


Рис.7.23. Схема рабочей ячейки преобразованного основания

Суммарная жесткость на сжатие элементарной ячейки усиленного массива грунта будет складываться из жесткости на сжатие торфа и грунтоцемента. Проектный диаметр грунтоцементных колонн составляет 1 м, однако реальный диаметр закрепленного грунта - 1.2 м.

Таблица 7.3. Результаты испытаний - модуль деформации грунтоцементных колонн (см. рис.7.24)

№	694	812	59	203	311	415	541	921	1059
E, МПа	208	298	276	250	233	328	241	234	299

Как видно из таблицы 1, полученный средний модуль деформации грунтоцементной колонны по результатам штамповых испытаний составил **E=263 МПа**. Минимальное значение получено по колонне №694 - **208 МПа**.

Определим приведенный модуль деформации элементарной ячейки в соответствии со схемой на рис. 9 для полученных среднего и минимального значений модуля деформации грунтоцемента.

Для определения приведенного модуля деформации массива грунта в целом необходимо учитывать равенство осадок грунтоцементной колонны и окружающего слабого грунта, так как они работают совместно. Запишем это условие в виде:

$$\sigma_c \cdot m_c = \sigma_2 \cdot m_2 = \sigma \cdot \bar{m},$$

где m_c, m_2 и \bar{m} - коэффициенты относительной сжимаемости колонны, грунта и в ячейке в целом, соответственно.

Кроме того, общая нагрузка N распределяется между колонной и грунтом:

$$N = N_c + N_2, \text{ где}$$

$$N = \sigma \cdot \pi \cdot R_2^2 - \text{сосредоточенная сила нагружения};$$

$$N_c = \sigma_c \cdot \pi \cdot R_c^2 - \text{нагрузка, передающаяся на колонну};$$

$$N_2 = \sigma_2 \cdot \pi \cdot R_2^2 - \text{нагрузка на грунт между колоннами}.$$

Совместное решение представленных выше уравнений дает следующее соотношение для приведенного относительного коэффициента сжимаемости расчетной ячейки:

$$\bar{m} = \frac{m_2 \cdot m_c}{\lambda \cdot m_2 + m_c (1 - \lambda)},$$

$$\text{где } \lambda = \frac{R_c^2}{R_2^2} = \frac{0,6^2}{1,025^2} = 0,3427;$$

$$m_2 = \frac{0.8}{4} = 0.2 \text{ (1/МПа)}, \quad m_c = \frac{0.8}{263} = 0.00304 \text{ (1/МПа)};$$

$$\bar{m} = \frac{0.2 \cdot 0.00304}{0.3427 \cdot 0.2 + 0.00304 \cdot (1 - 0,3427)} = \frac{0.000608}{0.07154} = 0.00849 \text{ (1/МПа)};$$

$E_{прив} = \frac{0.8}{0.00849} = 94.23 \text{ (МПа)}$ - среднее значение приведенного модуля деформации основания, усиленного грунтоцементными сваями.

Минимальное значение приведенного модуля деформации:

$$\bar{m} = \frac{m_2 \cdot m_c}{k_n \cdot m_2 + m_c},$$

$$\text{где } k_n = \frac{R_c^2}{R_2^2} = \frac{0,6^2}{1,025^2} = 0,3427;$$

$$m_2 = \frac{0.8}{4} = 0.2 \text{ (1/МПа)}, \quad m_c = \frac{0.8}{208} = 0.00385 \text{ (1/МПа)};$$

$$\bar{m} = \frac{0.2 \cdot 0.00385}{0.3427 \cdot 0.2 + 0.00385} = \frac{0.00077}{0.07239} = 0.01063 \text{ (1/МПа)};$$

$$E_{прив} = \frac{0.8}{0.01063} = 75.26 \text{ (МПа)} - \text{среднее значение приведенного модуля деформации}$$

основания, усиленного грунтоцементными сваями.

Таким образом, получено среднее значение приведенного модуля деформации усиленного слоя грунта, представленного слабым торфом (ИГЭ-7) и грунтоцементной колонны усиления в нем. $E_{\text{сред}}=94.23$ МПа. Минимальное значение приведенного модуля деформации $E_{\text{мин}}=75.26$ МПа.

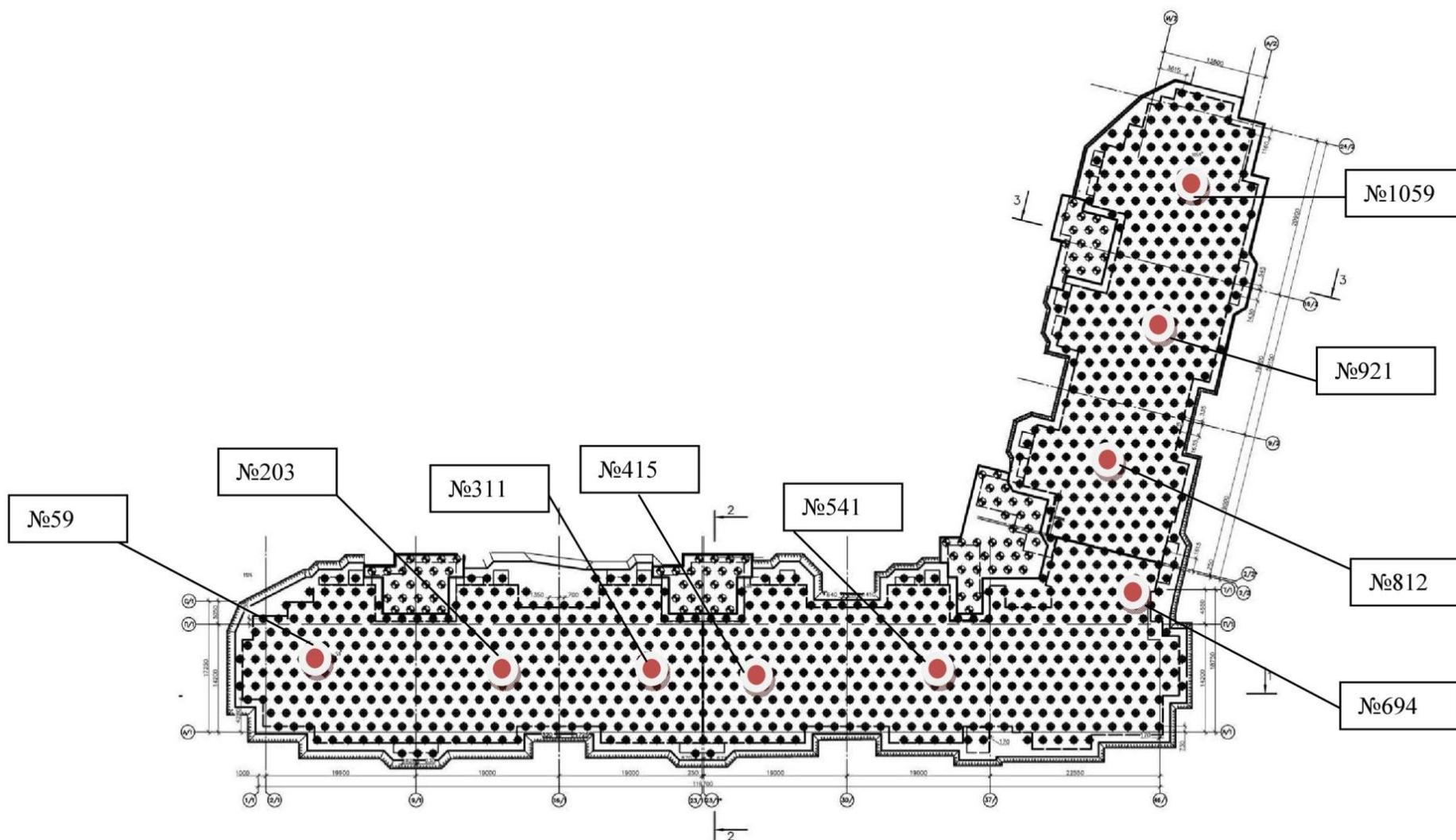
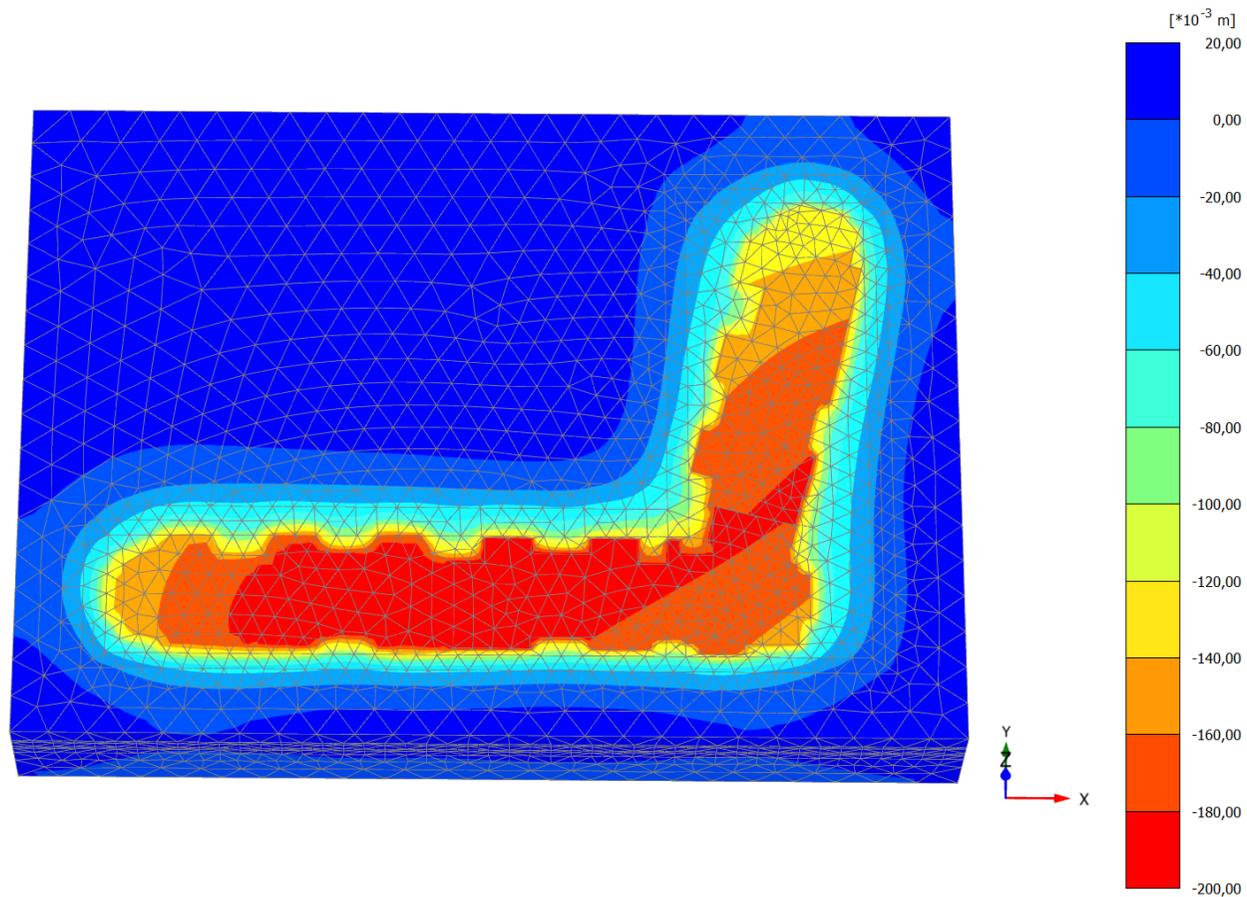


Рис.7.24. Схема расположения грунтоцементных колонн усиления основания строящегося объекта с указанием точек штамповых испытаний



Рис.7.25. Наблюдаемые величины осадок корпуса №16 на момент окончания строительства, см

**Phase displacements Pu_z**

Maximum value = 0,01301 m (Element 6882 at Node 12901)

Minimum value = -0,1980 m (Element 6102 at Node 50415)

Рис.7.26. Изополю вертикальных перемещений фундаментной плиты с учетом закрепления слоя слабого грунта, мм

7.2.4 Усиление основания морского перегрузочного пункта в порту Темрюк Краснодарского края

В 2012-2013 гг. производилось проектирование зданий и сооружений морского перегрузочного пункта на слабом основании. Основание сложено слабыми пылевато-глинистыми грунтами, а также специфическими грунтами – илами и иловатыми супесями и суглинками. Залегающие с поверхности и до глубины около 20 м слабые грунты основания имели чрезвычайно низкие механические характеристики, а также являлись водонасыщенными.

Цели и задачи научно-технического сопровождения:

- выдача рекомендаций о возможных методах усиления слабого основания портового сооружения для увеличения его прочности, уменьшения деформируемости и ускорения процесса консолидации;
- прогноз изменения механических характеристик основания после преобразования;
- выполнение трехмерного конечно-элементного расчета, включающего преобразованное основание, здания и сооружения морского порта, ограждающие конструкции и насыпи для определения всех компонент НДС основания и конструкций, а также времени прохождения консолидации основания после уплотнения и строительства;
- анализ полученных результатов и выдача рекомендаций о назначаемых технологических и временных параметрах строительства.

Краткое описание объекта

В качестве основного метода уплотнения основания и ускорения процесса консолидации было предложено усиление с помощью песчаных свай-дрен. Устройство свай-дрен выполнялось вдавливанием в пробуренные скважины песка с помощью шнека, что позволило создавать большие радиальные перемещения стенок первоначальной скважины, что приводит к уплотнению слабых грунтов вокруг нее и ускорению процесса консолидации. На базе представленных в диссертации решений о взаимодействии свай-дрены со слабым грунтовым основанием был выполнен проект уплотнения основания (подобран шаг свай-дрен, их диаметр, определены механические свойства после выполнения уплотнения, определено время прохождения консолидационных процессов в основании). На основании полученных данных было произведено поверочное конечно-

элементное моделирование в ПК PLAXIS и получены величины конечных компонент НДС основания после окончания строительства и консолидации слабого водонасыщенного основания.

Инженерно – геологические условия площадки строительства

ИГЭ-1 – песок средней крупности, залегающий на глубине от 0,0 до 0,8-6,6 м, средней плотности, неоднородный, водонасыщенный, с прослойками илов, торфа и ракушки до 20 %.

Модуль деформации по результатам статического зондирования - 16,0 МПа. Прочностные показатели по данным статического зондирования имеют следующие значения: $C_n = 0$; $\varphi_n = 32^\circ$; $\varphi_{II} = 32^\circ$; $\varphi_I = 31^\circ$.

ИГЭ-2 - ил супесчаный, залегающий на глубине от 1,7-4,0 до 2,5-5,8 м, текучий, с примесью органических веществ и ракушки до 3,5%.

Модули деформации, рассчитанные без применения поправок, имеют следующие значения в интервале нагрузок:

0,0 – 0,05 МПа равен 0,98 МПа;

0,0 - 0,10 МПа равен 1,58 МПа;

0,0 – 0,15 МПа равен 2,03 МПа.

Прочностные показатели получены по схеме «сдвиг неконсолидированный, после водонасыщения». $C_n = 22$ кПа; $C_{II} = 15$ кПа; $C_I = 10$ кПа. $\varphi_n = 16^\circ$; $\varphi_{II} = 12^\circ$; $\varphi_I = 11^\circ$.

Содержание органических веществ 0,03 д.ед.

ИГЭ-3 – песок, залегающий на глубине от 2,5-5,8 до 5,0-8,5 м, пылеватый, водонасыщенный, однородный, средней плотности.

Модуль деформации по результатам статического зондирования равен 15,0 МПа.

Прочностные показатели по данным статического зондирования имеют следующие значения: $C_n = 0$; $\varphi_n = 31^\circ$; $\varphi_{II} = 31^\circ$; $\varphi_I = 30^\circ$.

ИГЭ-4 - ил глинистый с прослойками глин, залегающий на глубине от 0,8-6,6 до 16,1-21,2 м, текучий, с примесью органических веществ и ракушки до 2 %.

Модули деформации, рассчитанные без применения поправок, имеют следующие значения в интервале нагрузок:

0,0 – 0,05 МПа равен 0,88 МПа;

0,0 - 0,10 МПа равен 1,5 МПа;

0,0 – 0,20 МПа равен 2,36 МПа.

Прочностные показатели получены по схеме «сдвиг неконсолидированный, после водонасыщения». $C_n = 20$ кПа; $C_{II} = 14$ кПа; $C_I = 11$ кПа. $\varphi_n = 10^\circ$; $\varphi_{II} = 7^\circ$; $\varphi_I = 7,14^\circ$.

По содержанию органических веществ грунты относятся к грунтам, содержащим органические вещества. Структурная прочность по данным ранее проведенных работ [1] принимается 18 кПа.

Коэффициент первичной (фильтрационной) консолидации при нагрузке 0,1 МПа равен 7,9 м²/год; 0,2 МПа – 1,3 м²/год.

Коэффициент вторичной консолидации при нагрузке 0,1 МПа равен 0,0055; 0,2 МПа – 0,0055.

ИГЭ-5 - супесь, залегающая на глубине от 16,1-21,2 до 19,4-25,0 м, пластичная.

Модуль деформации по лабораторным данным равен 11,2 МПа.

Прочностные показатели имеют следующие значения: $C_n = 17$ кПа; $C_{II} = 12$ кПа; $C_I = 8$ кПа. $\varphi_n = 22^\circ$; $\varphi_{II} = 21^\circ$; $\varphi_I = 20^\circ$.

ИГЭ-6 - суглинок, залегающий на глубине от 19,4-25,0 до 22,7-29,0 м, полутвердый.

Модуль деформации по лабораторным данным равен 18,2 МПа.

Прочностные показатели имеют следующие значения: $C_n = 24$ кПа; $C_{II} = 19$ кПа; $C_I = 16$ кПа. $\varphi_n = 20^\circ$; $\varphi_{II} = 19^\circ$; $\varphi_I = 18^\circ$.

Специфические грунты

К специфическим грунтам на исследуемой площадке относятся:

- Ил супесчаный (ИГЭ-2), текучий, водонасыщенный, залегающий с глубины 1,7-4,0 до 2,5-5,8 м.
- Ил глинистый (ИГЭ-4), залегающий на глубине от 0,8-6,6 до 16,1-21,2 м.

По данным были построены области значений объемной деформации ε_v от напряжений σ_z (МПа) (рис. 7.27).

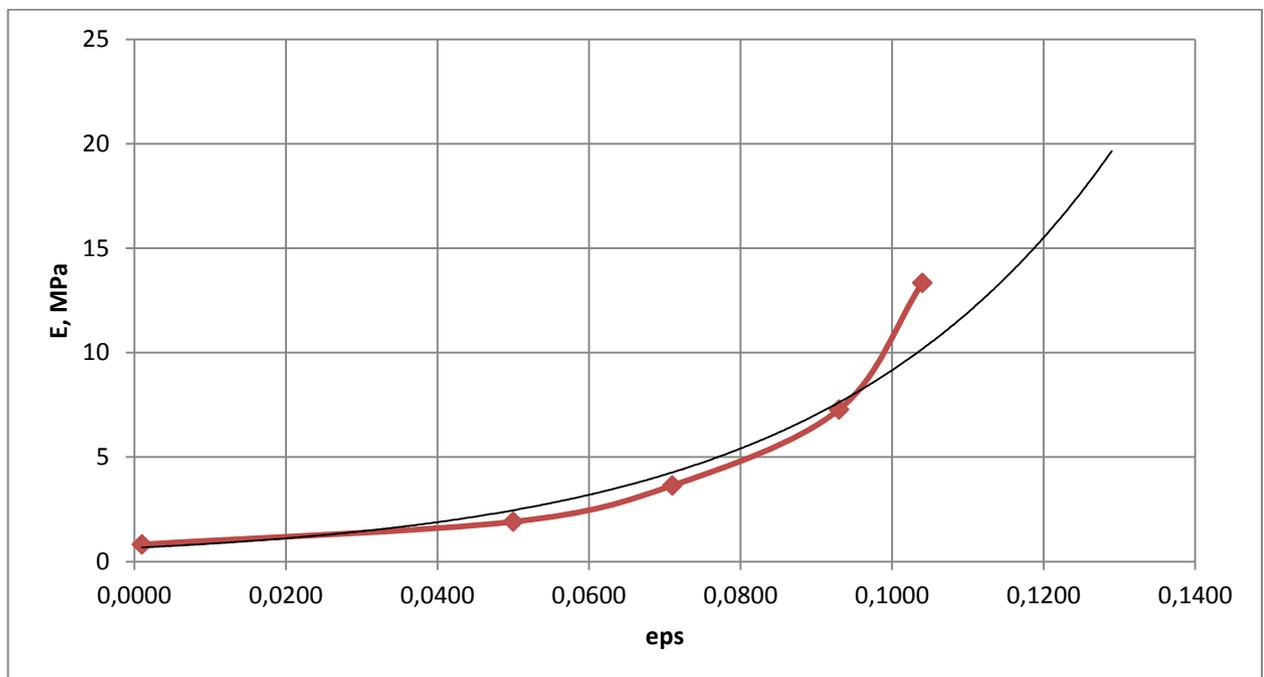


Рис.7.27. Кривая роста модуля деформации (МПа) в зависимости от увеличения объемных деформаций (красная кривая) и линия тренда (черная кривая)

Отличительная особенность примененной технологии заключается в том, что она позволяет при реверсе создавать дополнительные радиальные напряжения вокруг устраиваемой песчаной сваи, раздвигает окружающий слабый грунт и расширяет диаметр песчаной сваи до 2-х раз по сравнению с диаметром шнека. В результате образуется неоднородный грунтовый цилиндр из песчаной сваи и окружающего уплотненного слабого грунта. Подбирая диаметр песчаной сваи и её шаг, можно добиться заданного эффекта преобразования, отвечающего требованиям проектных решений.

Предварительные расчёты показывают, что устройство песчаных шнековых свай диаметром 0,6 м с шагом 3 м (свай-дрены следует располагать в шахматном порядке, т.е. по вершинам равностороннего треугольника со стороной 3м) приводят к объёмным деформациям слабого грунта до 5 %. Если учитывать, что от действия песчаной насыпи высотой 6 м слабый слой будет уплотняться также на 5 %, то получается суммарная объёмная деформация до 10 %. При такой объёмной деформации модуль деформации будет возрастать до 10 МПа.

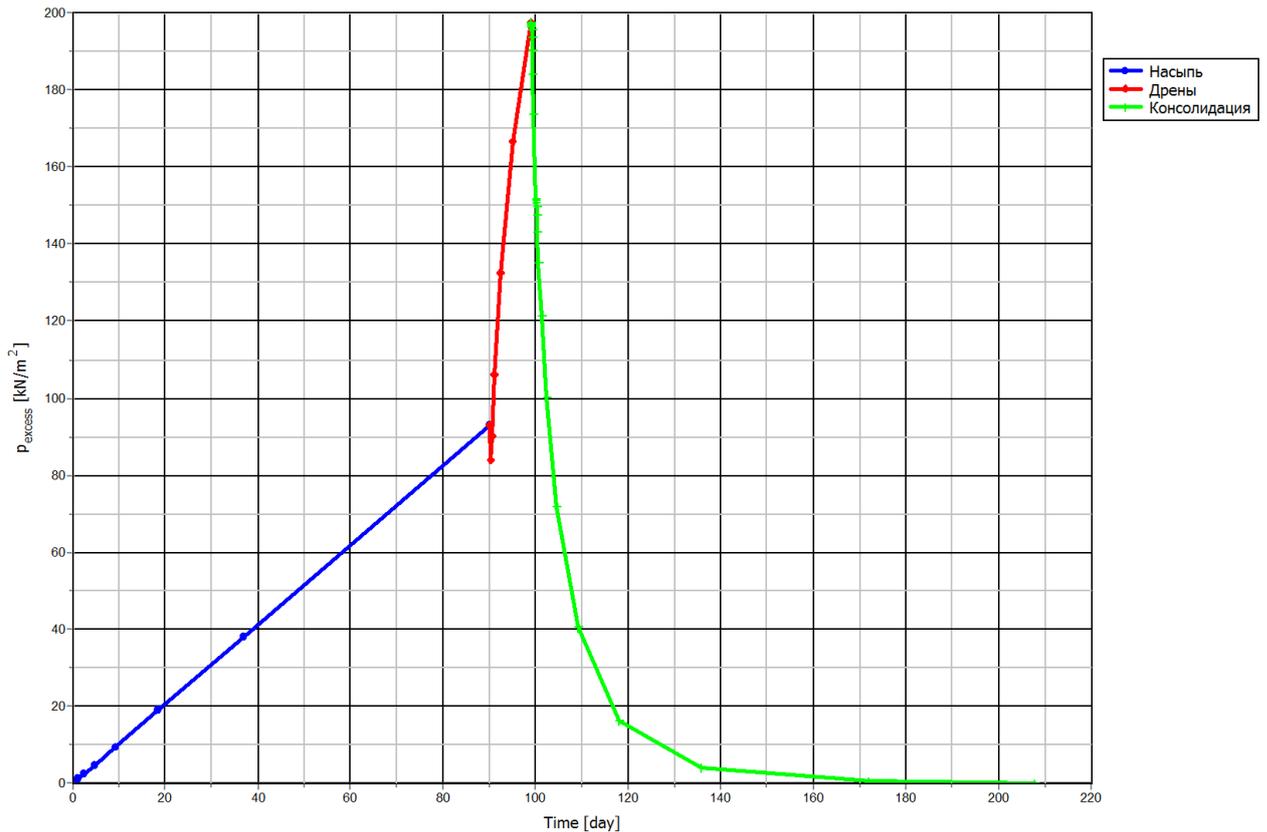


Рис.7.28. График зависимости порового давления (кПа) от времени (сут.) в точке А. 1 - песчаная насыпь; 2 - слабый слой глинистого грунта; 3 - песчаная свая – дрена

На графиках (рис. 7.28, 7.29) видно, что практически вся осадка массива произошла в момент, когда поровое давление снизилось до значения 10 кПа. Этому поровому давлению соответствует время консолидации, равное 135 дням, в том числе 35 дней после устройства дрены. Следовательно, данное время является расчетным временем уплотнения массива слабого глинистого грунта, преобразованного песчаными сваями - дренами под нагрузкой песчаной насыпи.

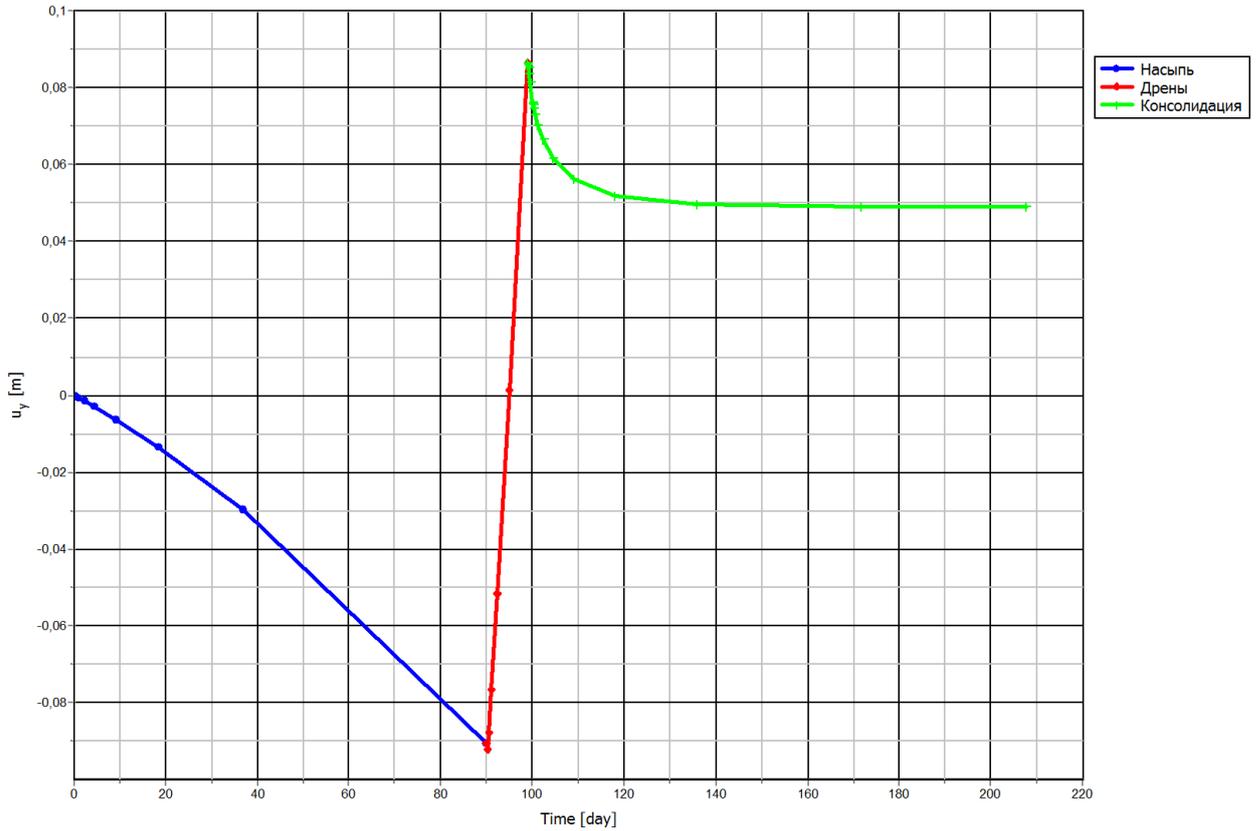


Рис. 7.29. График зависимости осадок (м) во времени (сут.) в точке Б. 1 - песчаная насыпь; 2 - слабый слой глинистого грунта; 3 - песчаная свая - дрена

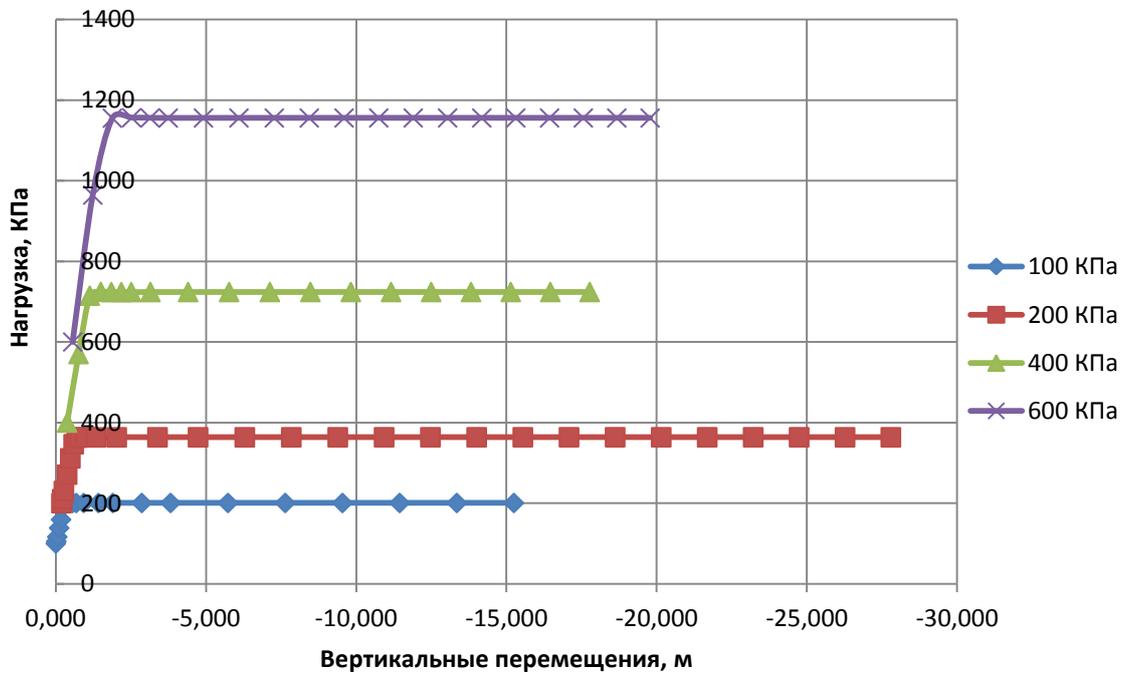


Рис.7.30. График зависимости вертикальных перемещений (м) от нагрузки (кПа) при различных значениях обжимающей нагрузки (100 кПа, 200 кПа, 400 кПа, 600 кПа). $E_{np} = 18 \text{ МПа}$

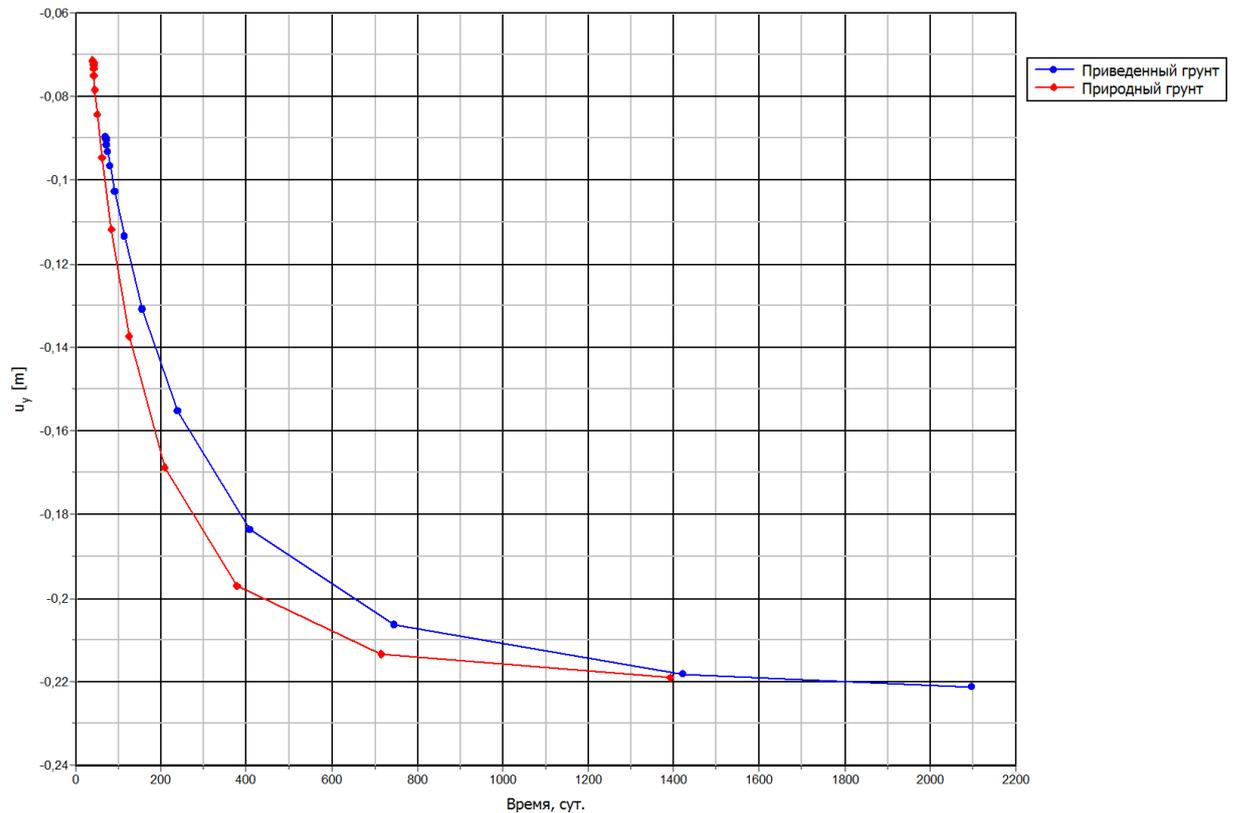


Рис. 7.31. Принципиальный вид кривых зависимости вертикальных перемещений (м) от времени (сут.) системы "дрена - окружающий слабый грунт" без учёта (1) и с учётом (2) преобразования слоя слабого грунта полученные с помощью численного моделирования консолидации

Количественная оценка НДС системы "сооружение - преобразованное основание" в трехмерной постановке

Используя полученные значения приведенных прочностных и деформационных характеристик основания после уплотнения песчаными сваями-дренами стало возможным проведение конечно-элементного поверочного расчета основания всего портового комплекса. Расчет в трехмерной постановке выполнялся для многослойного основания, состоящего из верхнего слоя песчаной насыпи и подстилающего преобразованного слоя слабого грунта. Были определены стабилизированные значения осадок и разности осадок многослойного основания.

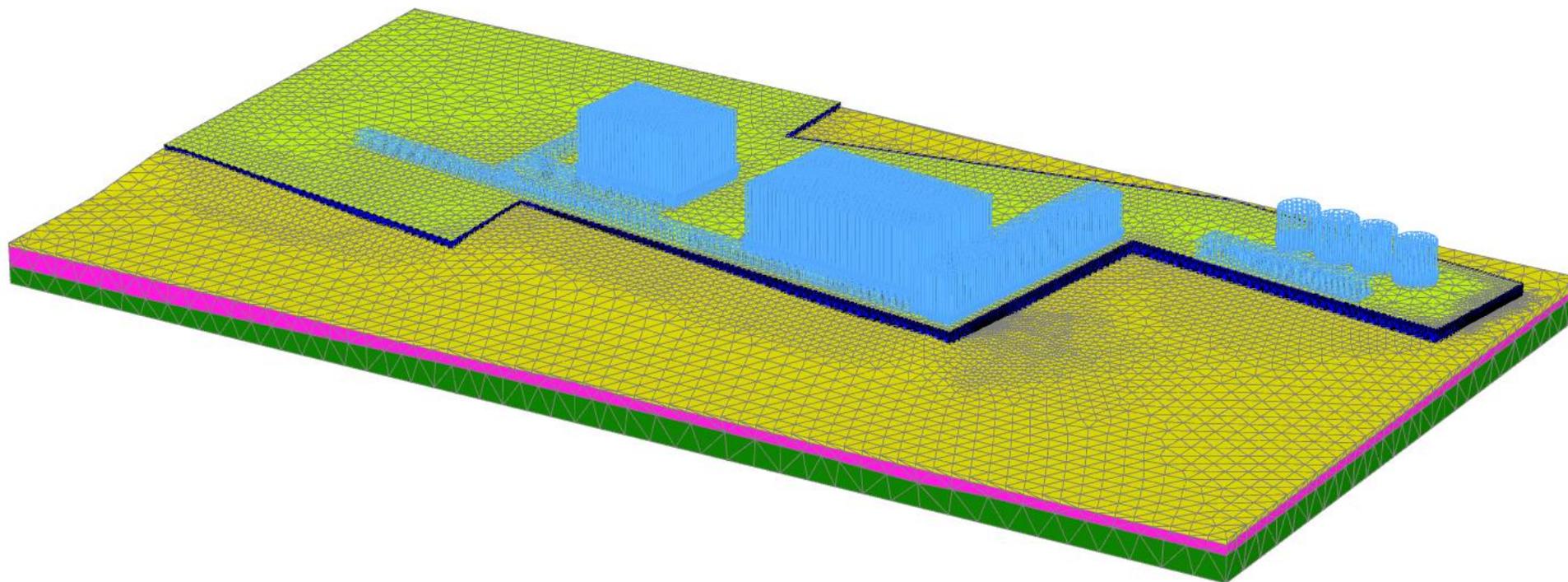


Рис. 7.32. Расчетная КЭ модель объекта строительства, включающая грунтовое основание, преобразованный слой, песчаную насыпь, ограждающие конструкции и проектируемые здания и сооружения

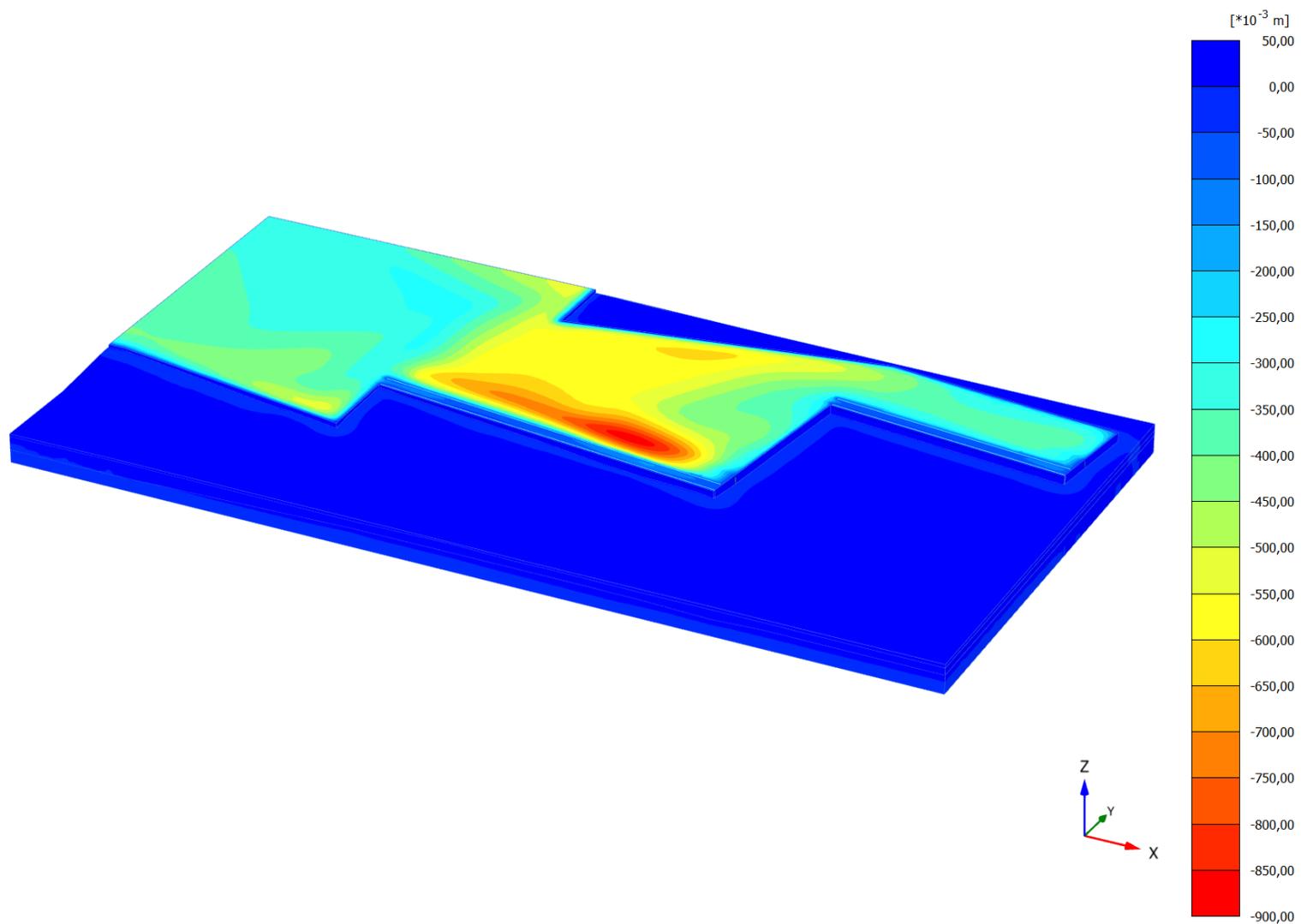


Рис. 7.33. Расчетная КЭ модель объекта строительства, включающая грунтовое основание, преобразованный слой, песчаную насыпь, ограждающие конструкции и проектируемые здания и сооружения

7.2.5 Научно-техническое обоснование строительства высотного комплекса «Загорье» (Москва, Бирюлево восточное)

В 2011-2013 году производилось проектирование и строительства многофункционального комплекса с развитой подземной частью в районе Бирюлево. В связи с высокой этажностью главного корпуса (50 этажей), средняя нагрузка на основание превышала 800 кПа.

Цели и задачи научно-технического сопровождения

В рамках научно-технического сопровождения проекта были выполнены следующие задачи в процессе проектирования объекта:

1. Подбор эффективного и экономичного типа фундамента под высотную Башню комплекса этажностью 47 этажей.
2. Построение изополей компонентов НДС плитно-свайного фундамента, в том числе изополей компонент напряжений и перемещений в грунтовом массиве и близлежащей застройке.
3. Определение усилий на оголовках свай (количество свай в процессе проектирования изменялось от 410 до 374 свай).
4. Определение несущей способности 3-х типоразмеров свай при указании точной геологической колонки и 12-ти свай, при указании осредненной геологической колонки, в том числе для анкерных свай.

В состав проектируемого комплекса входили:

- высотное разноэтажное офисное здание (от 17 до 47 этажей) с техническим верхним этажом;
- 18 секций переменной этажности (от 6 до 24 этажей);
- 4-х ярусная подземная автостоянка.

Площадь застройки в пределах котлована под защитой ограждающей конструкции в виде шпунтового ограждения из труб с деревянной забиркой составляет 32396 м². Фундаменты высотной башни представляют собой монолитную железобетонную плиту ростверка толщиной 2 м. Остальные секции и подземный гараж имеют в качестве

фундаментов монолитную железобетонную плиту толщиной 0.8 м. Строительство высотного здания в глубоком котловане (более 5м) обуславливает необходимость количественной оценки осадок и кренов плитного фундамента комплекса и окружающих зданий. Для этого потребуется количественная оценка напряжённо - деформированного состояния (НДС) массива грунта, вмещающего котлован и подземную часть проектируемого комплекса, окружающие здания на расстоянии 3 глубины котлована.

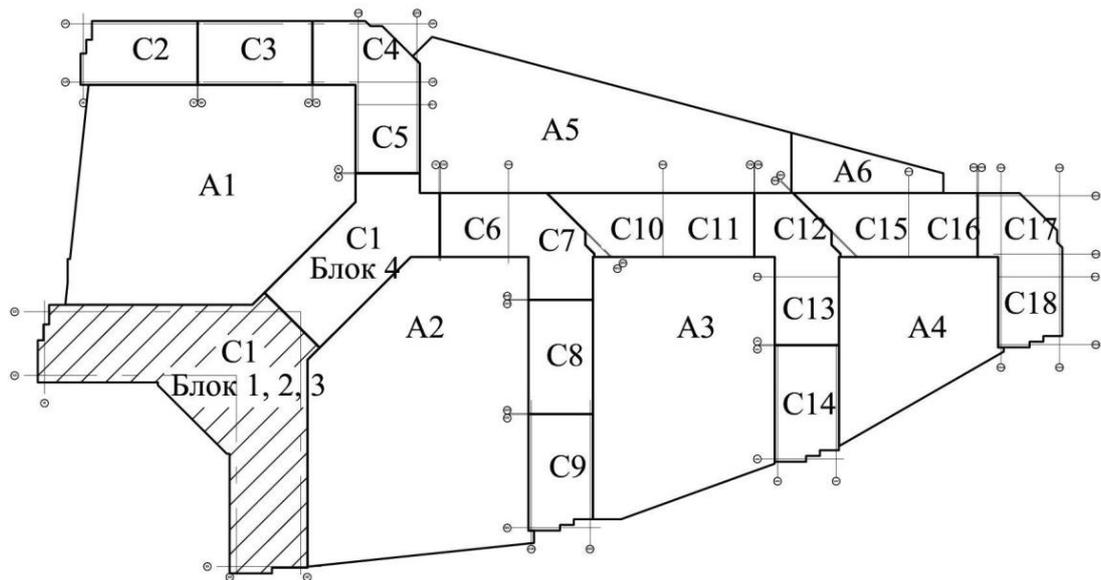


Рис.7.34.Схема расположения корпусов проектируемого комплекса

В процессе подбора фундамента под высотную башню комплекса были просчитаны следующие варианты фундаментов:

1. Монолитная железобетонная плита толщиной 2000 мм. Результаты расчета показали, что участки плиты, лежащие на слабых грунтах ИГЭ-4 и ИГЭ-10 с $E=9$ МПа дают недопустимые вертикальные перемещения до 44 см, причем наблюдались большие крены плиты в различных направлениях.

2. Свайные поля из буронабивных свай диаметрами 1.5 м, 1.2 м, 1 м. В процессе сравнения результатов расчета учитывались распределение вертикальных перемещений плиты ростверка, усилия на оголовках свай, напряжения в межсвайном пространстве. Длина моделируемых свай составляла 20 м в более ранних схемах и 18, 20, 22 и 25 м в последней схеме.

Также в процессе проведения научно-технического сопровождения производились расчеты и полевые испытания по определению несущей способности свай различного диаметра.

разрез : VI

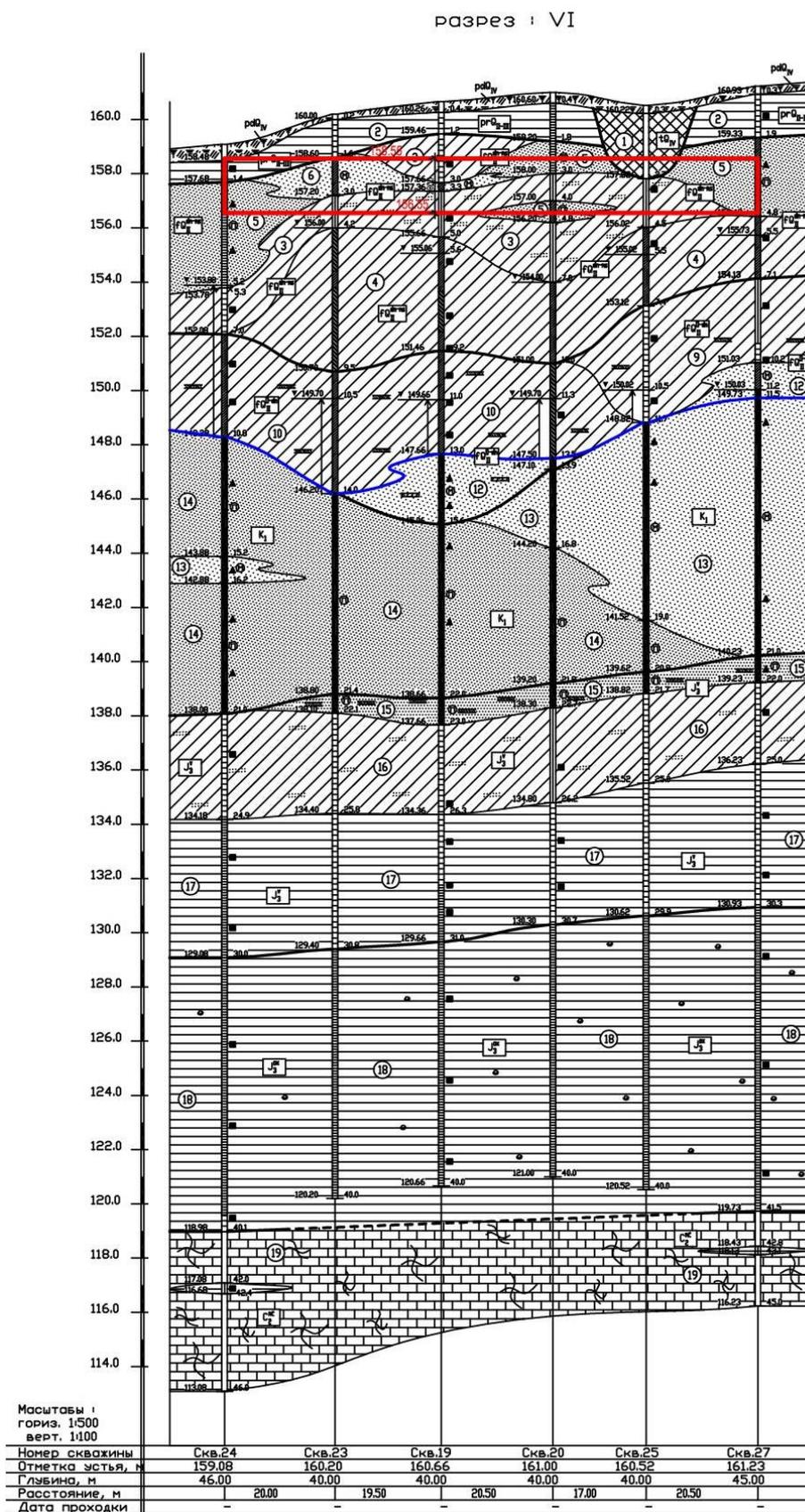


Рис.7.35. Типовой инженерно-геологический разрез площадки строительства

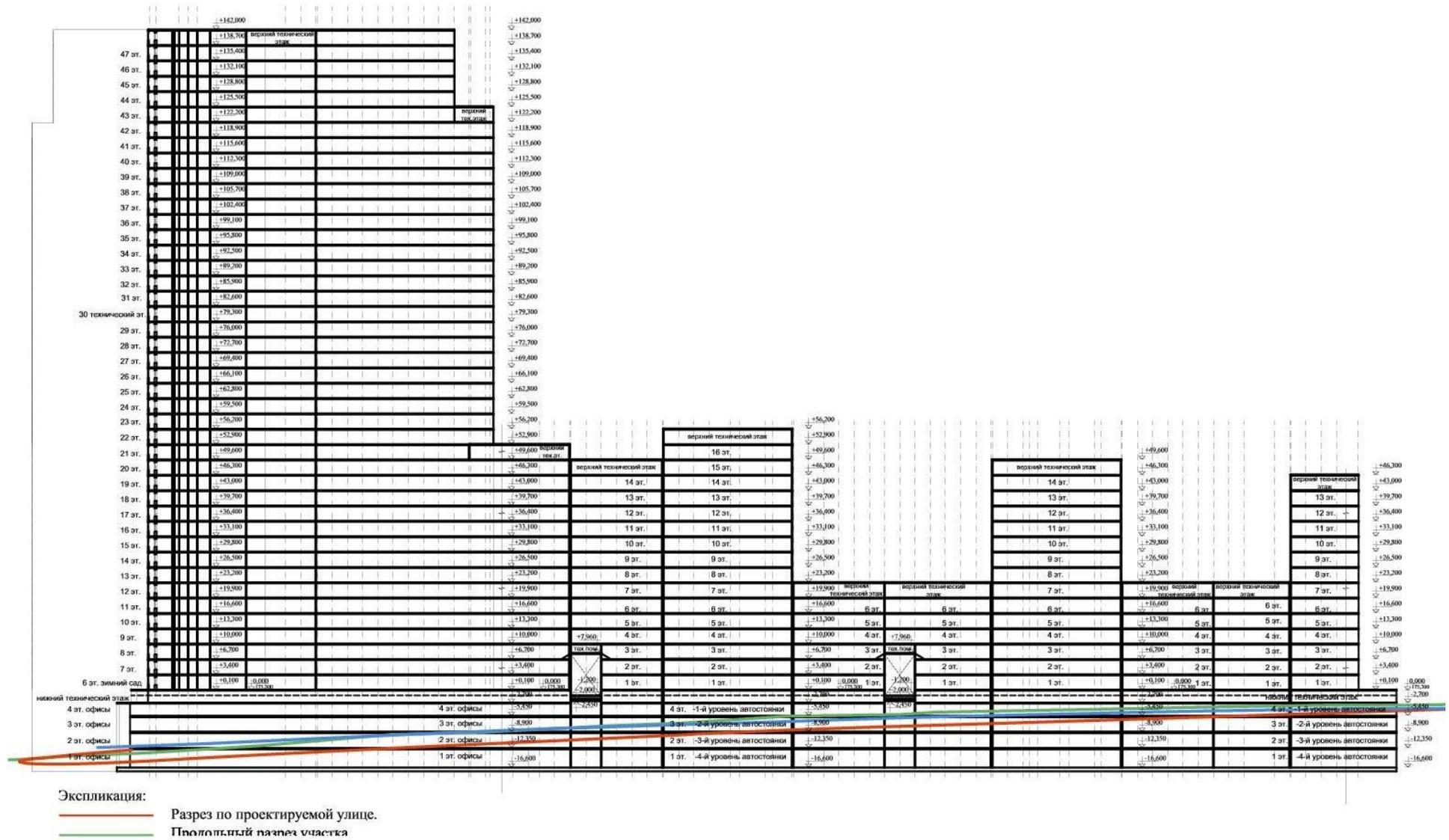


Рис.7.36.Типовой разрез по комплексу

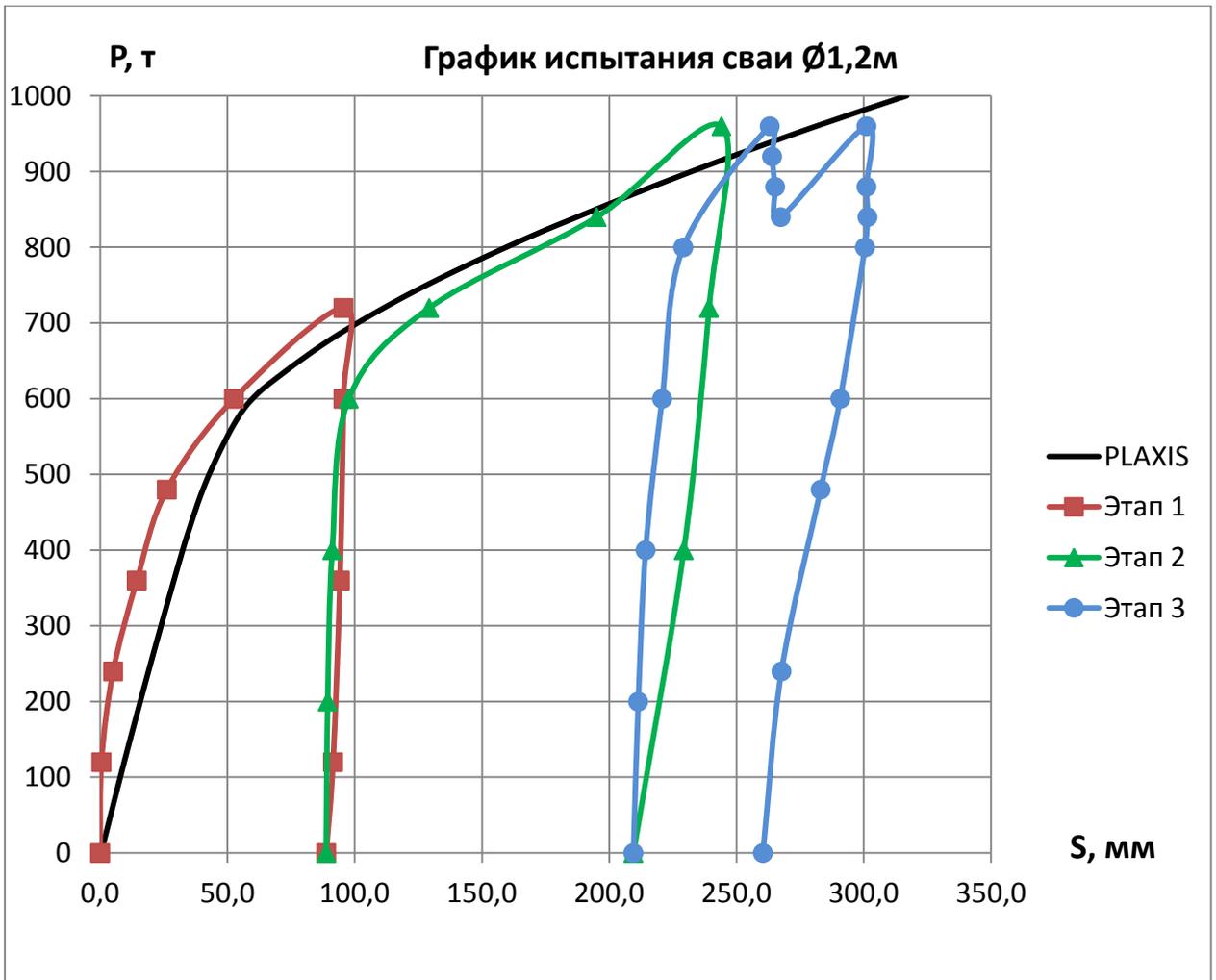


Рис. 7.37. Прогноз несущей способности сваи длиной 20 м диаметром 1.2 м и сравнение с последующими реальными испытаниями на площадке строительства

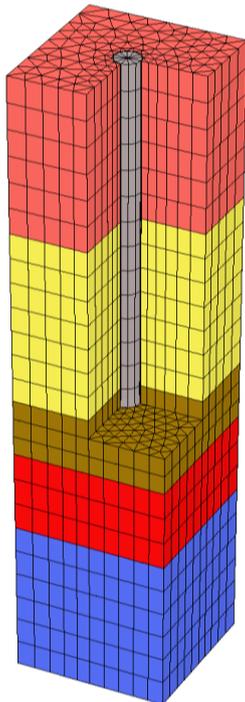


Рис.7.38. Конечно-элементная схема для определения несущей способности одиночной сваи на площадке строительства.

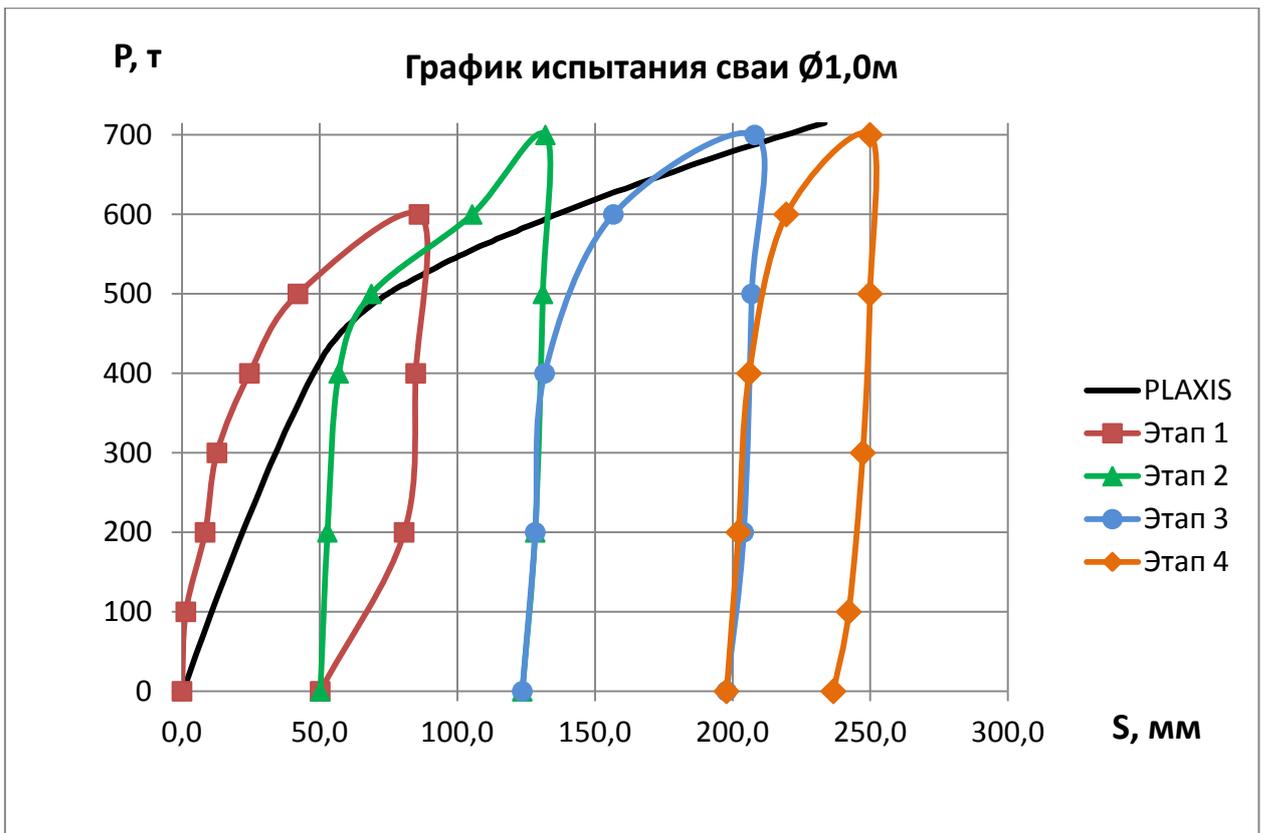


Рис. 7.39. Прогноз несущей способности сваи длиной 20 м диаметром 1.0 м и сравнение с последующими реальными



Рис. 7.40. Общий вид испытательной установки на площадке строительства

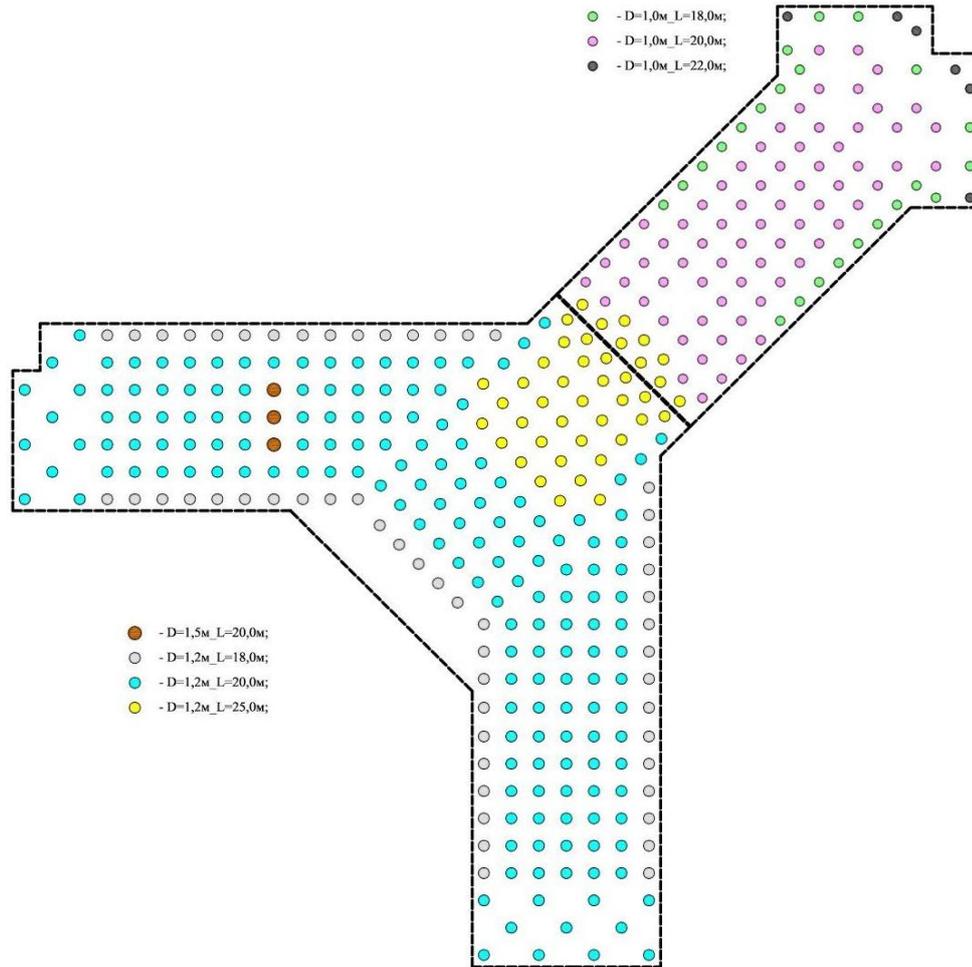


Рис.7.41. Окончательный вариант свайного поля с указанием типоразмеров свай

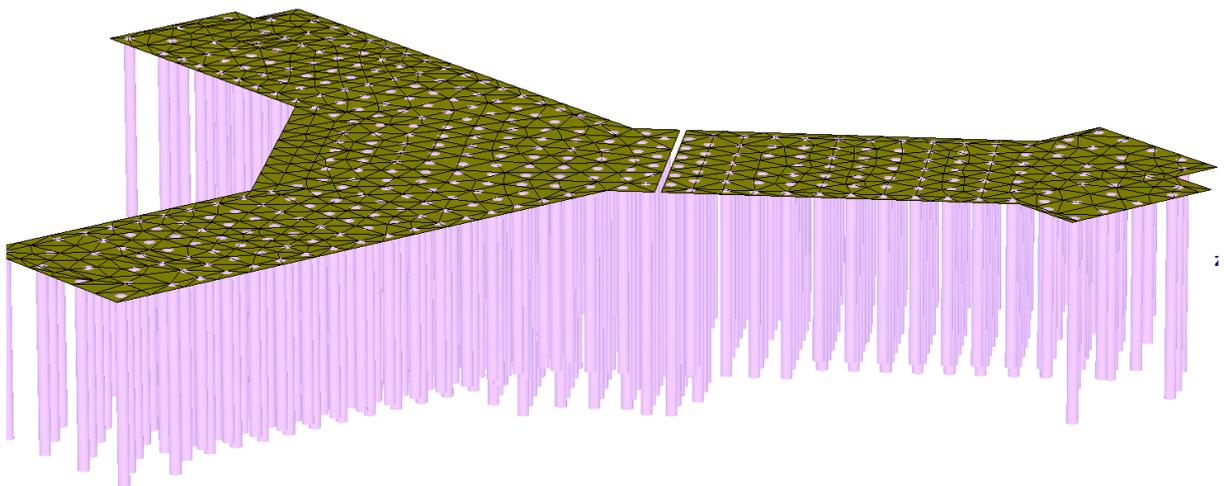


Рис.7.42. Модель свайно-плитного фундамента высотной башни (грунты основания условно не показаны)

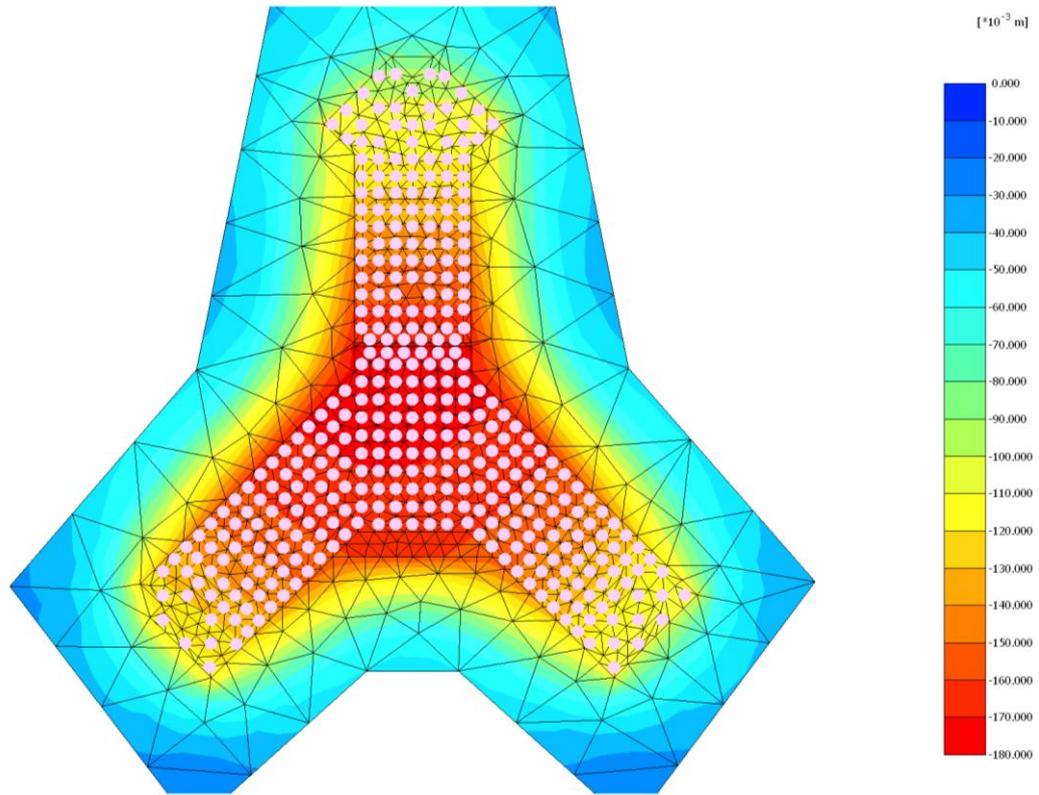


Рис.7.43. Изополя вертикальных перемещений под плитой башни после окончания строительства, мм

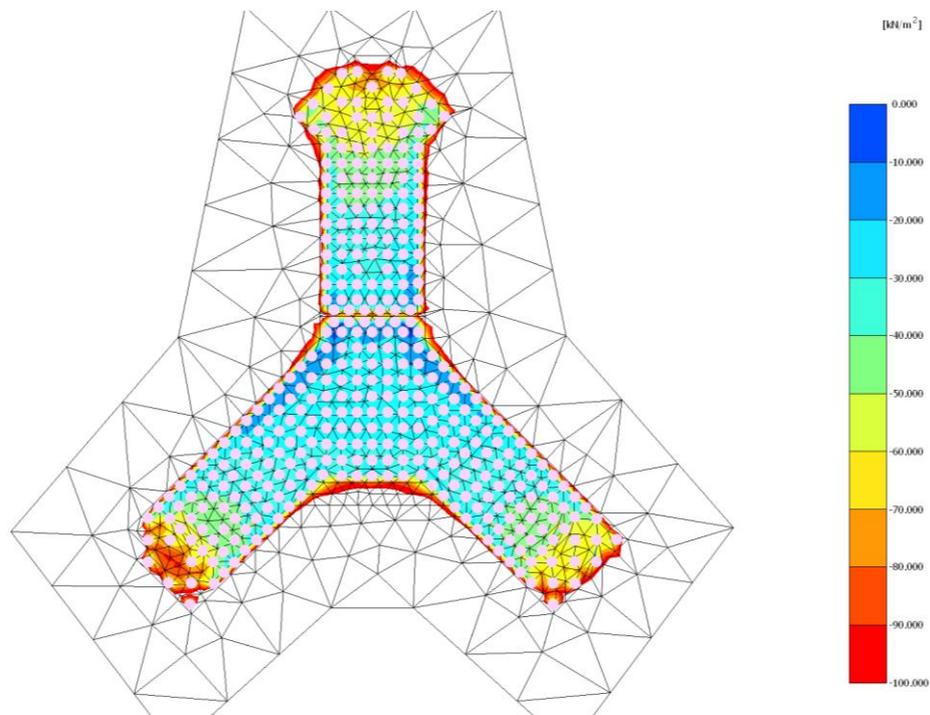


Рис.7.44. Изополя вертикальных перемещений под плитой башни после окончания строительства, мм

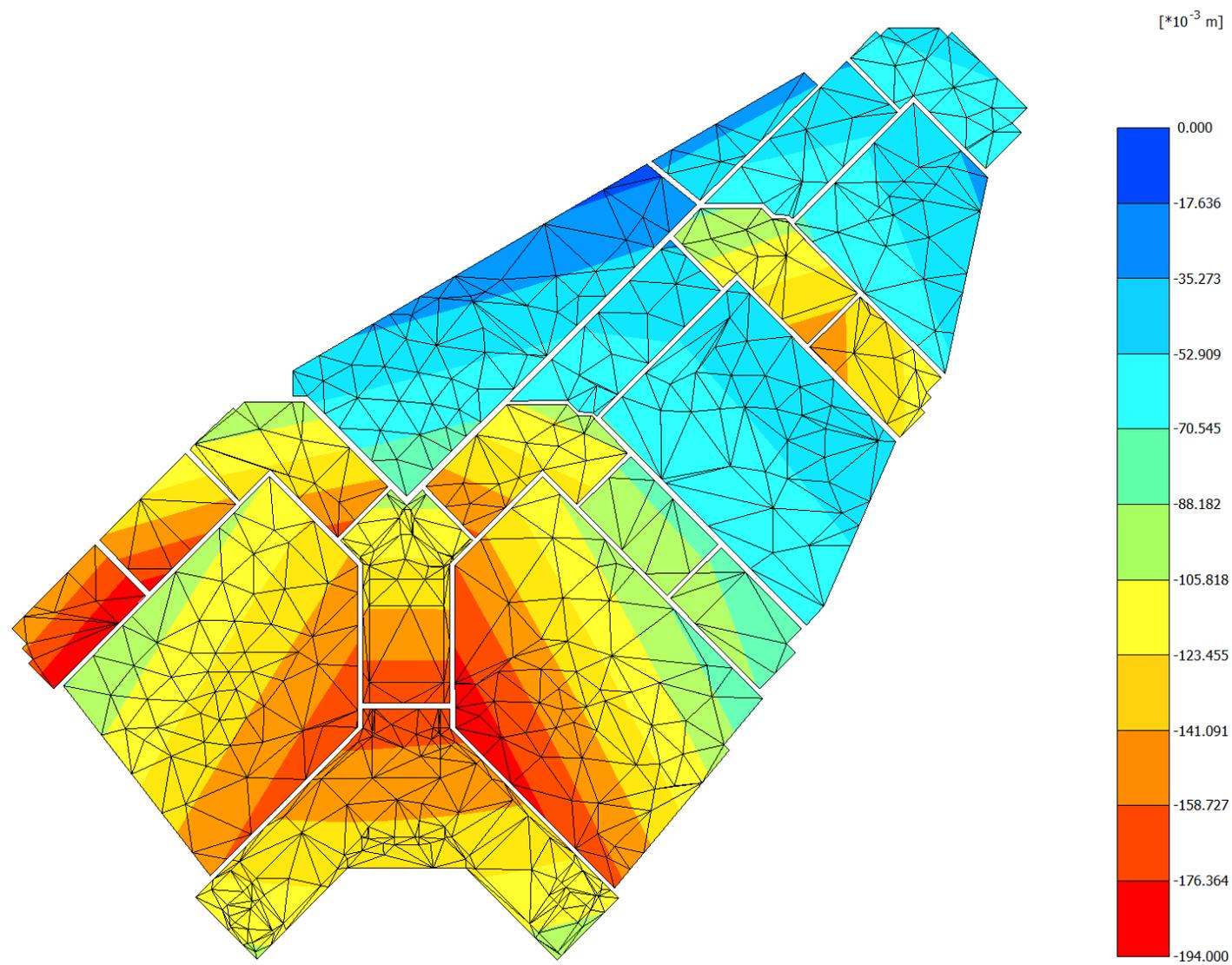


Рис.7.45. Изополя вертикальных перемещений U_{yy} фундаментных плит секций комплекса, мм

7.2.6 Научное сопровождение проекта и строительства нулевого цикла многоэтажного жилого комплекса по адресу: г. Москва, Бульвар Маршала Рокоссовского, вл.5-8 (ЖК «Богородский»)

В 2012 году производилось проектирование многофункционального жилого комплекса, состоящего из 4-х жилых домов с единой развитой подземной автостоянкой. В процессе научно-технического сопровождения автором определялись компоненты напряженно-деформированного состояния основания комплекса аналитическими методами, а также численными методами с использованием современного геотехнического комплекса, обладающего сложными моделями грунта (упруго пластическая, уплотняющегося грунта и т.п.).

Цели и задачи научно-технического сопровождения строительства:

- выдача рекомендаций по подбору оптимального типа фундамента в сложившихся сложных инженерно-геологических условиях;
- составление и сопровождение дополнительных инженерно-геологических изысканий на площадке строительства;
- выполнение трехмерных конечно-элементных совместных расчетов основания, зданий комплекса и зданий и сооружений окружающей застройки для определения всех компонент НДС основания;
- выполнение дополнительных конечно-элементных расчетов на воздействие вибрационных и сейсмических нагрузок на основание строящегося комплекса;
- научно-техническое сопровождение мониторинга за осадкой строящегося комплекса и зданий окружающей застройки.

Краткие инженерно-геологические условия площадки строительства

С поверхности до глубины 0,4–5,2м залегают насыпные грунты песчано-суглинистого состава с включениями строительного мусора.

Под насыпными грунтами залегают аллювиальные отложения, представленные песками от пылеватых до средних, средней плотности и плотными, влажными и водонасыщенными. Общая мощность аллювиальных отложений – 1-7,8м.

На глубине 1,4–8,6м аллювий подстилается моренными тугопластичными и полутвердыми суглинками. Мощность слоя суглинков - 2-5,3м.

На более низких отметках под моренными суглинками с глубины 6,7-10м расположены флювиогляциальные пески от пылеватых до гравелистых, средней плотности и плотные, водонасыщенные. Мощность слоя флювиогляциальных отложений – 22,8-26,1м.

С глубины 24,9-35м под слоем четвертичных отложений встречены юрские полутвердые и твердые глины, а также пылеватые и водонасыщенные пески. Мощность юрских отложений – 11-14,9м.

Юрские отложения на глубине 43,1-45,3м подстилаются верхнекаменноугольными полутвердыми и твердыми мергелистыми глинами и прочными трещиноватыми известняками. Вскрытая мощность слоя каменноугольных отложений – 4,7-7,1м.

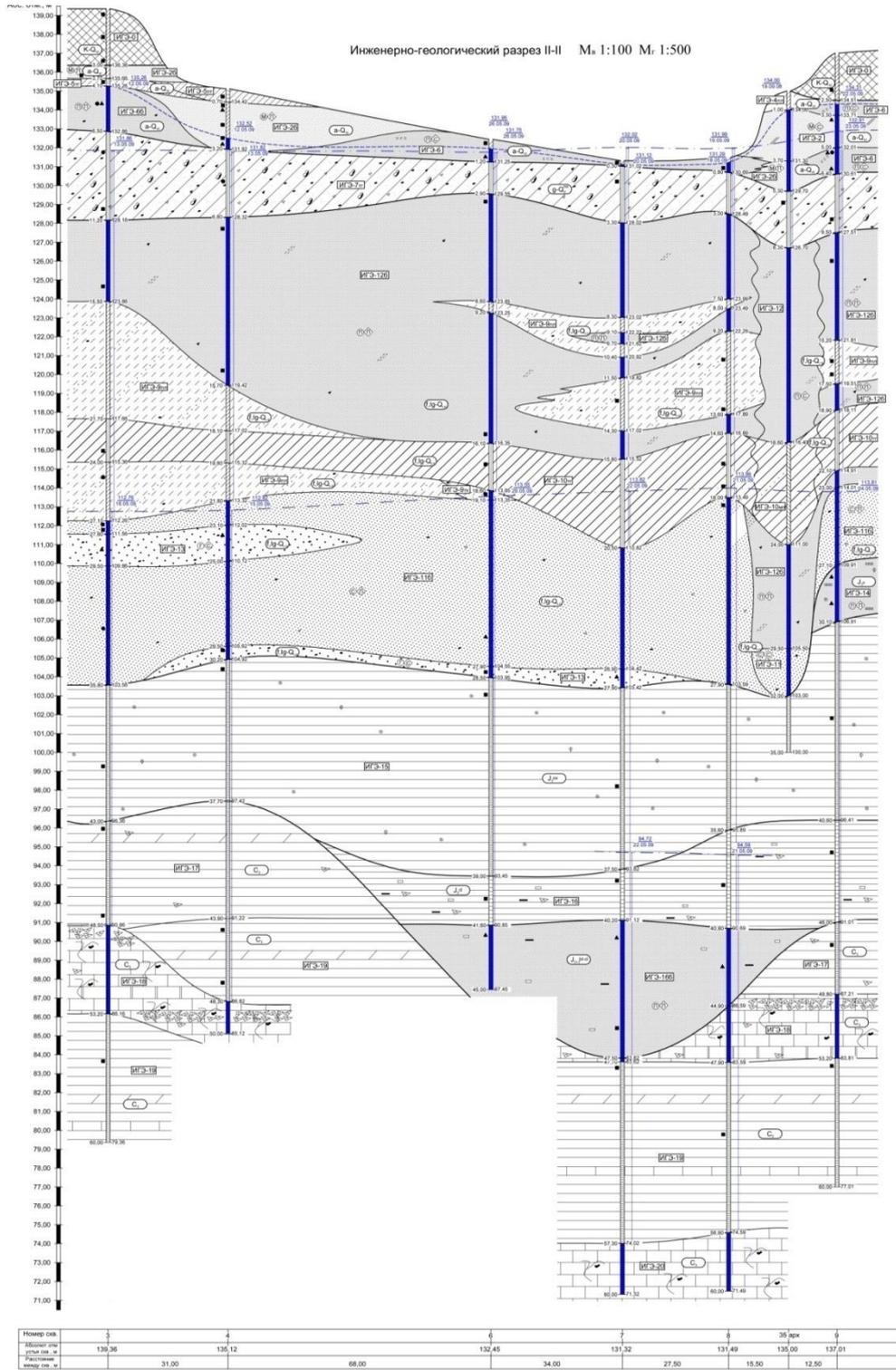


Рис.7.46. Типовой инженерно-геологический разрез площадки строительства

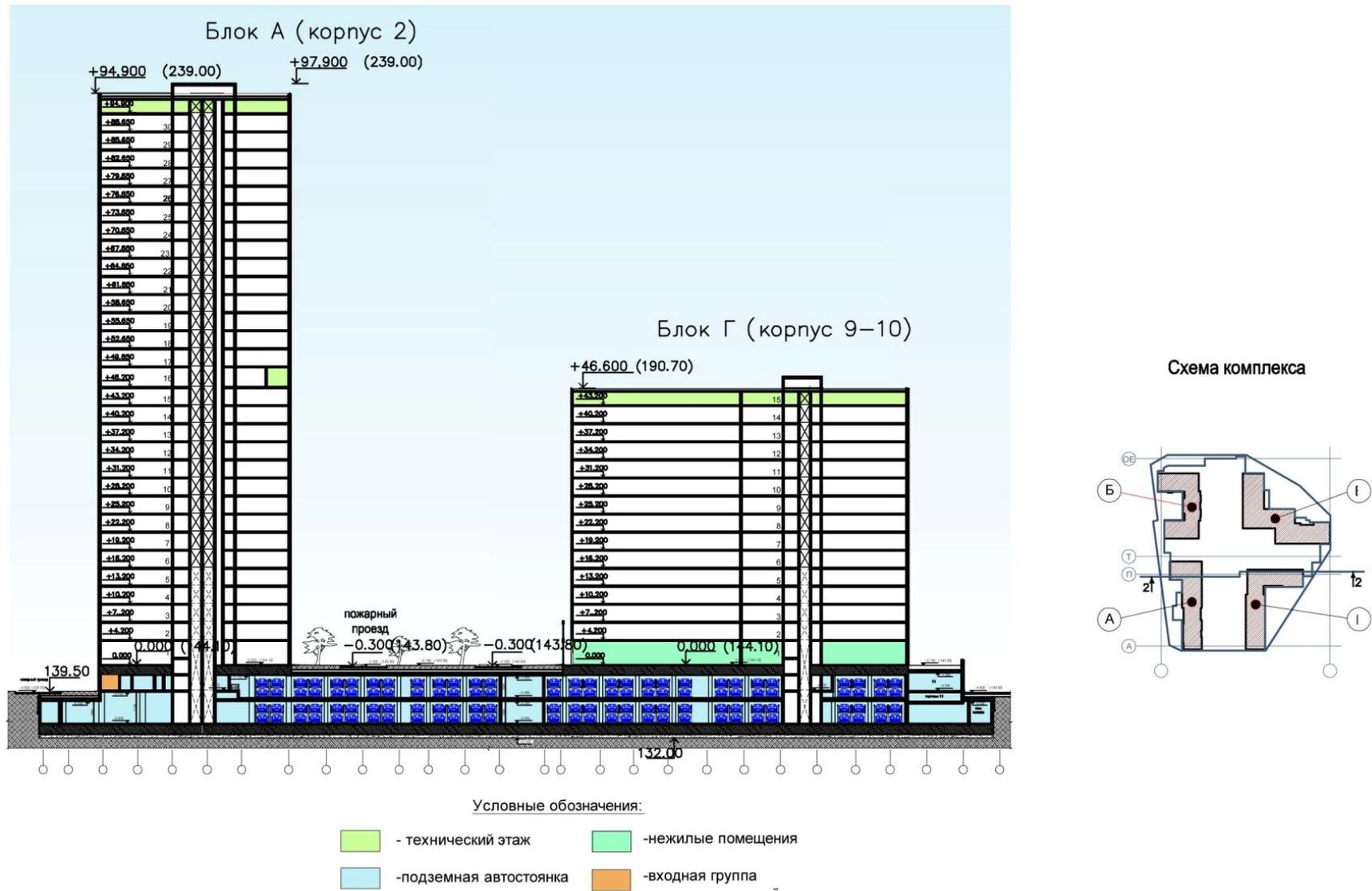


Рис.7.47. Типовой разрез и схема корпусов жилого комплекса «Богородский»

Plaxis Output Version 2.2.0.327

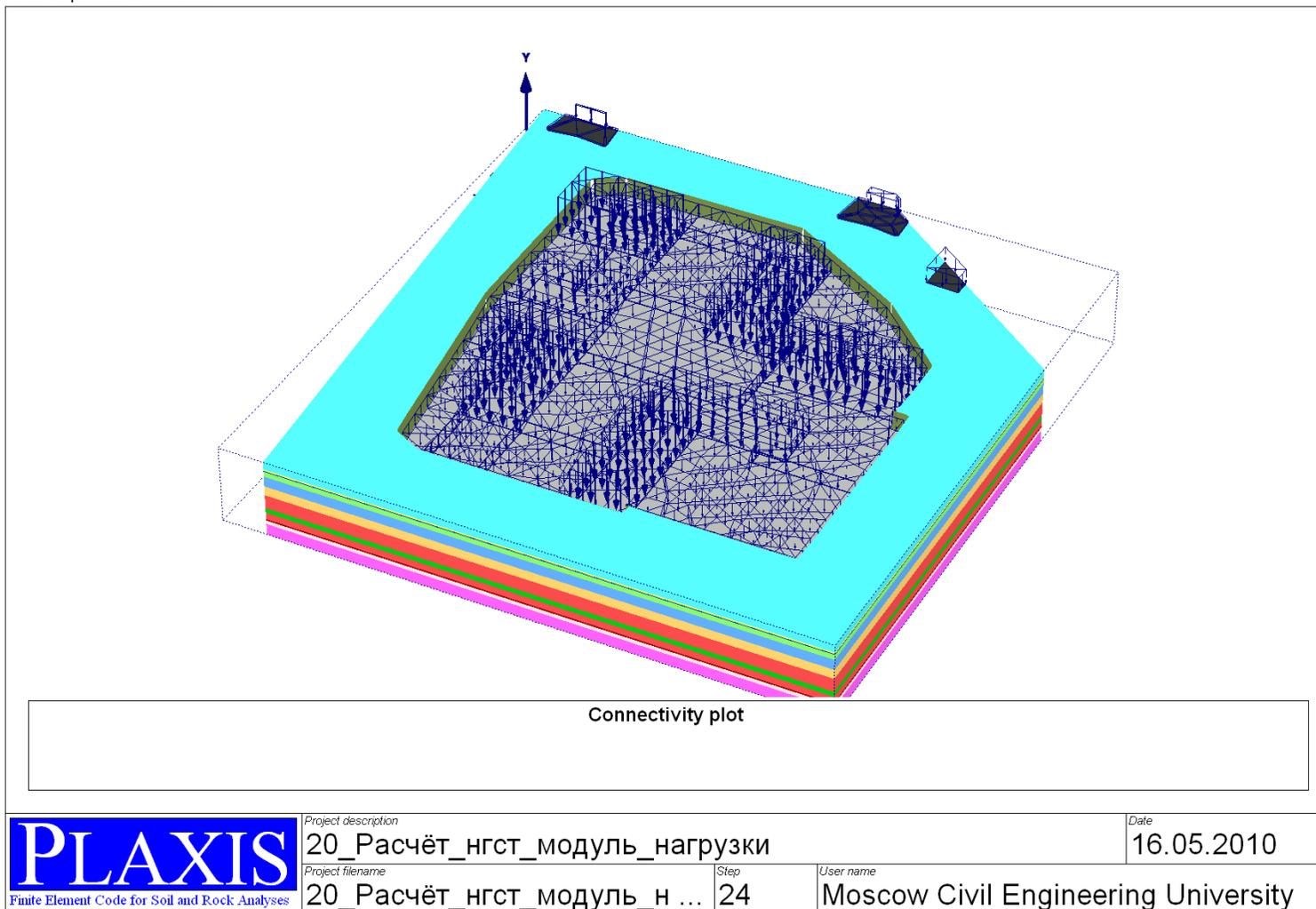


Рис.7.48. Расчётная схема трёхмерной геомеханической модели вмещающей подземную часть комплекса и окружающей застройки

Plaxis Output Version 2.2.0.327

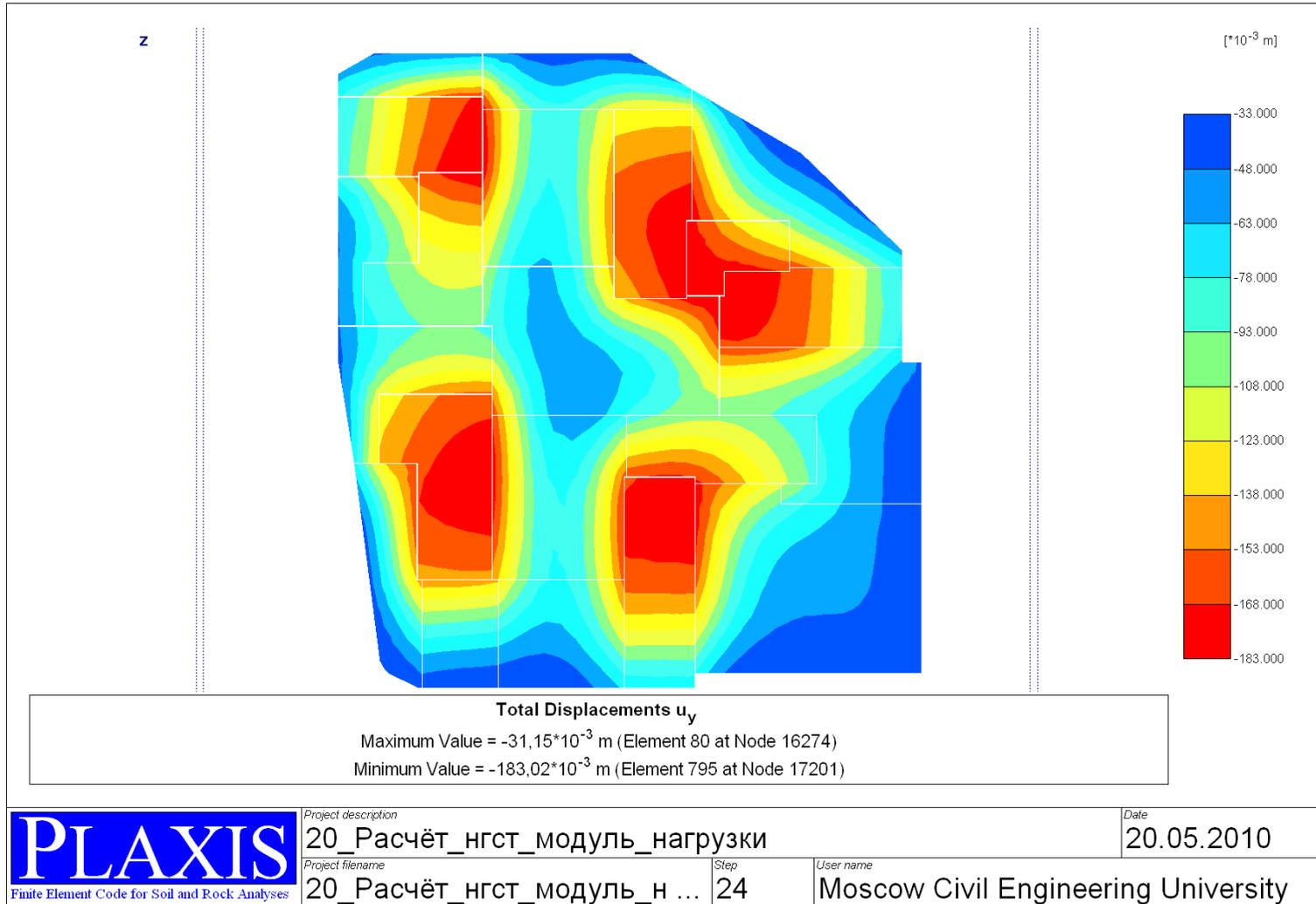


Рис.7.49. Изополя вертикальных перемещений после окончания строительства, мм

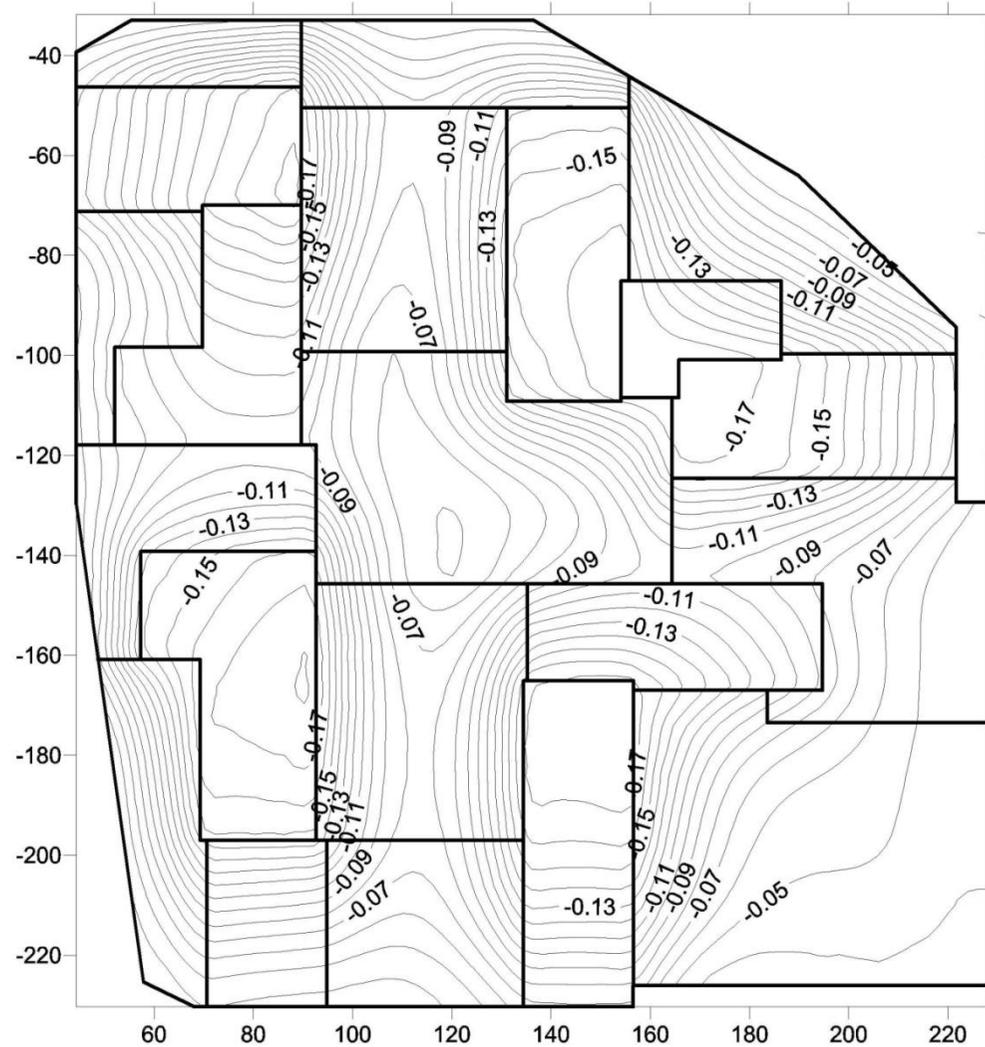


Рис.7.50. Изополя вертикальных перемещений после окончания строительства, м

Прогноз возможного проявления процессов разжижения, плавунности и виброползучести от воздействия сил транспорта и сейсмике

В связи с расположением нового строительства в непосредственной близости от транспорта (трамвайный пути) встала необходимость расчёта напряжённо – деформированного состояния (НДС) массива для оценки дополнительной деформации от влияния вибрационного воздействия. В расчётах НДС от вибрационного воздействия в качестве расчётной принята упруго-пластическая модель Друкера – Прагера с пределом текучести по Мору-Кулону. В процессе выполнения данной работы ставились и решались следующие задачи:

- оценка инженерно-геологический условий окружающей застройки;
- создание двухмерной расчётной геомеханической модели;
- количественной оценка НДС массива под воздействием вибрации;
- оценка влияния вибрационных воздействий на новое строительство после его окончания.

Интенсивность вибрационного воздействия от транспорта определена по литературным источником, согласно которым трамвайная линия возбуждает вибрацию с доминирующей частотой 20-45 Гц с ускорением частиц грунта $0,5 - 45,2 \text{ м/с}^2$, что составляет $(0,05 - 4,6 g)$, где $g = 9.81 \text{ м/с}^2$ – ускорение свободного падения. Эти параметры зависят от конструкции трамвайных путей и от физико-механических свойств грунтов. Расчётные значения частот и амплитуд составили 40 Гц и 0,3 м/с.

В расчётной модели указана часть ограждающей конструкции котлована из металлических труб, которые по нашей рекомендации были оставлены и не демонтированы для снижения.

На основе анализа результатов численного математического моделирования на современном программного комплекса дан прогноз возможных дополнительных деформаций нового комплекса, количественно определен диапазон дополнительных перемещений в результате вибрационного воздействия.

Показаны изополя ускорения в основании комплекса. Видно, что они малы и не могут оказать существенного влияния на деформации грунтов и тем более на разжижение.

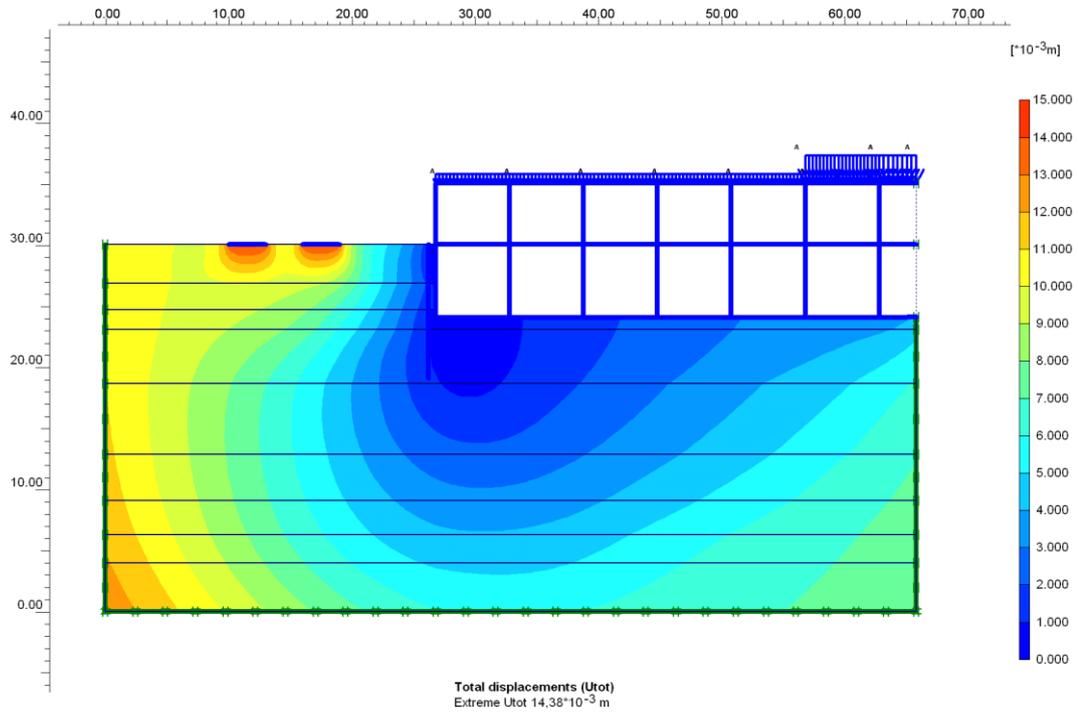


Рис. 7.51. Изополя общих перемещений после приложения вибрационного воздействия

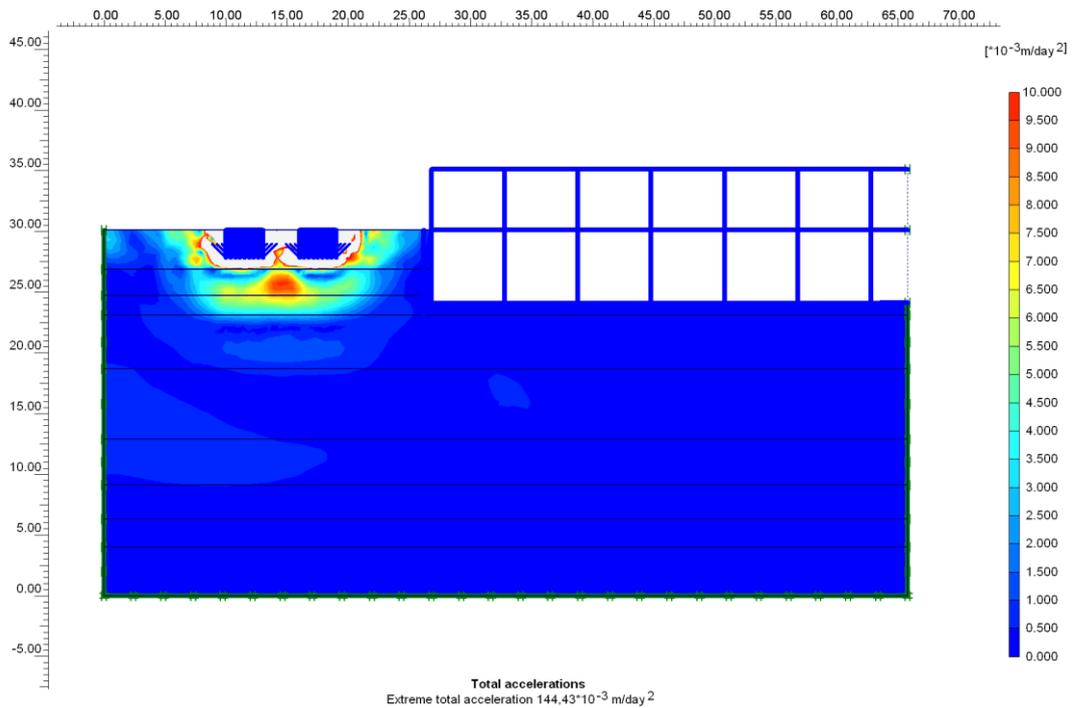


Рис. 7.52. Изополя общих ускорений после приложения вибрационного воздействия.
(Ускорение указано в m/s^2)

Дополнительные стабилизированные перемещения не превышают 15 мм в зоне действия нагрузки, а около фундаментов здания составляют менее 5 мм.

По результатам моделирования можно сделать вывод, что дополнительное влияние на возводимый комплекс не превышает 5 мм и со временем затухает, а ускорение частиц грунта меньше допустимых и не могут вызвать процесс разжижения песков.

Геомеханический прогноз изменения НДС в массиве, вмещающего подземную часть, окружающую застройку и территории строительной площадки комплекса при сейсмической активности

Геомеханический прогноз изменения НДС в массиве после строительства с учётом сейсмической активности выполнен в соответствии с МГСН 4.19-05, приложение 5.2 (обязательное), пункты 5.2.1-5.2.13.

В расчётах НДС от сейсмического воздействия в качестве расчётной принята упруго-пластическая модель Друкера – Прагера с пределом текучести по Мору-Кулону. В процессе выполнения данной работы ставились и решались следующие задачи:

- оценка инженерно-геологический условий окружающей застройки;
- создание двухмерной расчётной геомеханической модели;
- количественной оценка НДС массива под воздействием сеймики;
- оценка влияния сейсмических воздействий на новое строительство после его окончания.

На рис. 7.53 показаны изополя общих и дополнительных перемещений после приложения сейсмической нагрузки. Максимальные деформации не превышают 1.5 мм.

На рис. 7.54 показаны графики осадка(мм) – время (с) во время действия сейсмической нагрузки в течении 60 с. Видно, что осадки со временем стабилизируются.

На основе анализа результатов численного математического моделирования на современном программном комплексе дан прогноз возможных дополнительных деформаций нового комплекса после приложения сейсмической нагрузки.

По результатам моделирования можно сделать вывод, что дополнительное влияние на возводимый комплекс не превышает 1,5 мм и со временем затухает.

Таким образом, можно считать, что устойчивость во время сейсмического воздействия обеспечена, а дополнительные перемещения находятся в допустимых пределах.

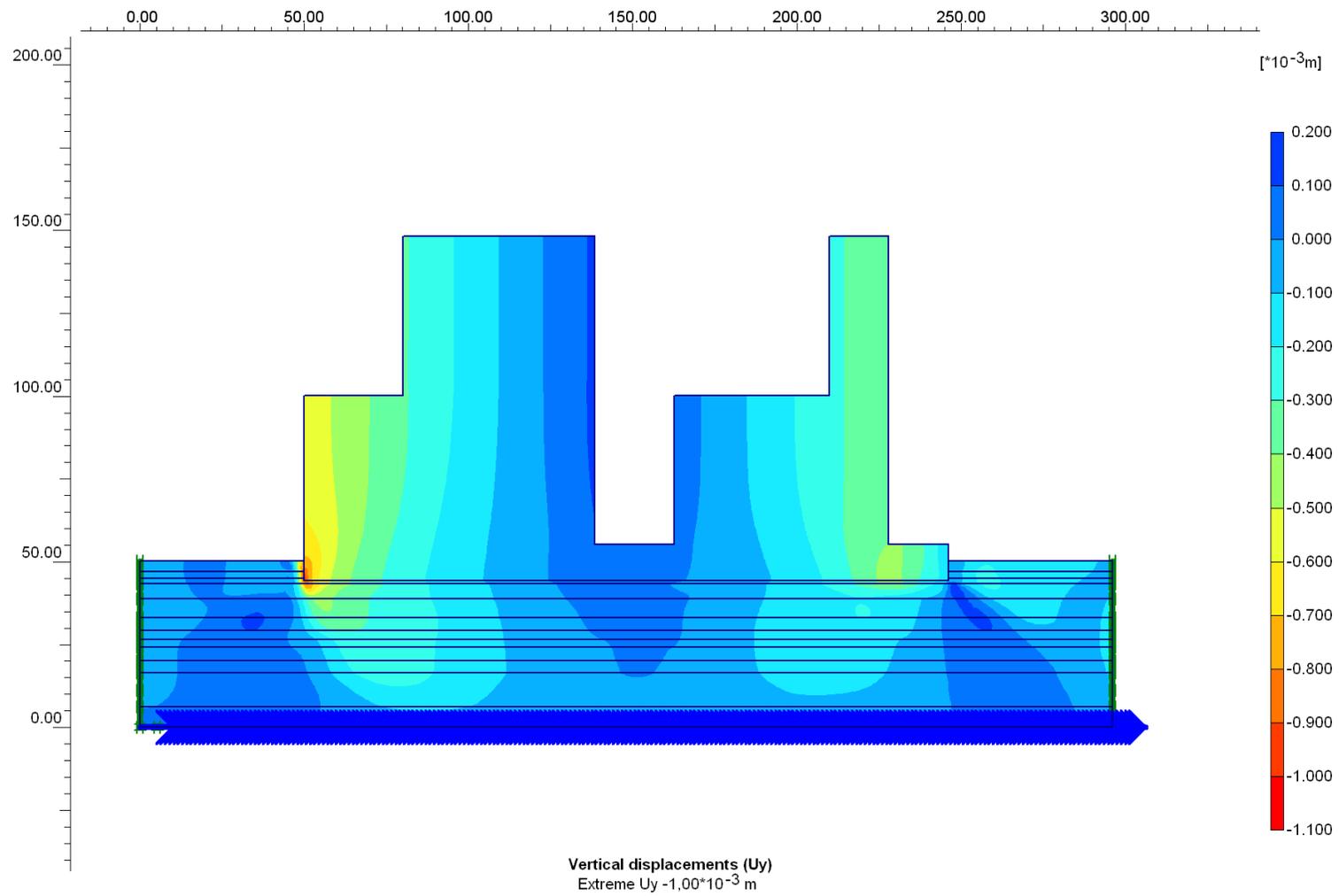


Рис.7.53. Изополя дополнительных общих перемещений после приложения сейсмической нагрузки в основании модели с учётом взаимного массива с подземной частью

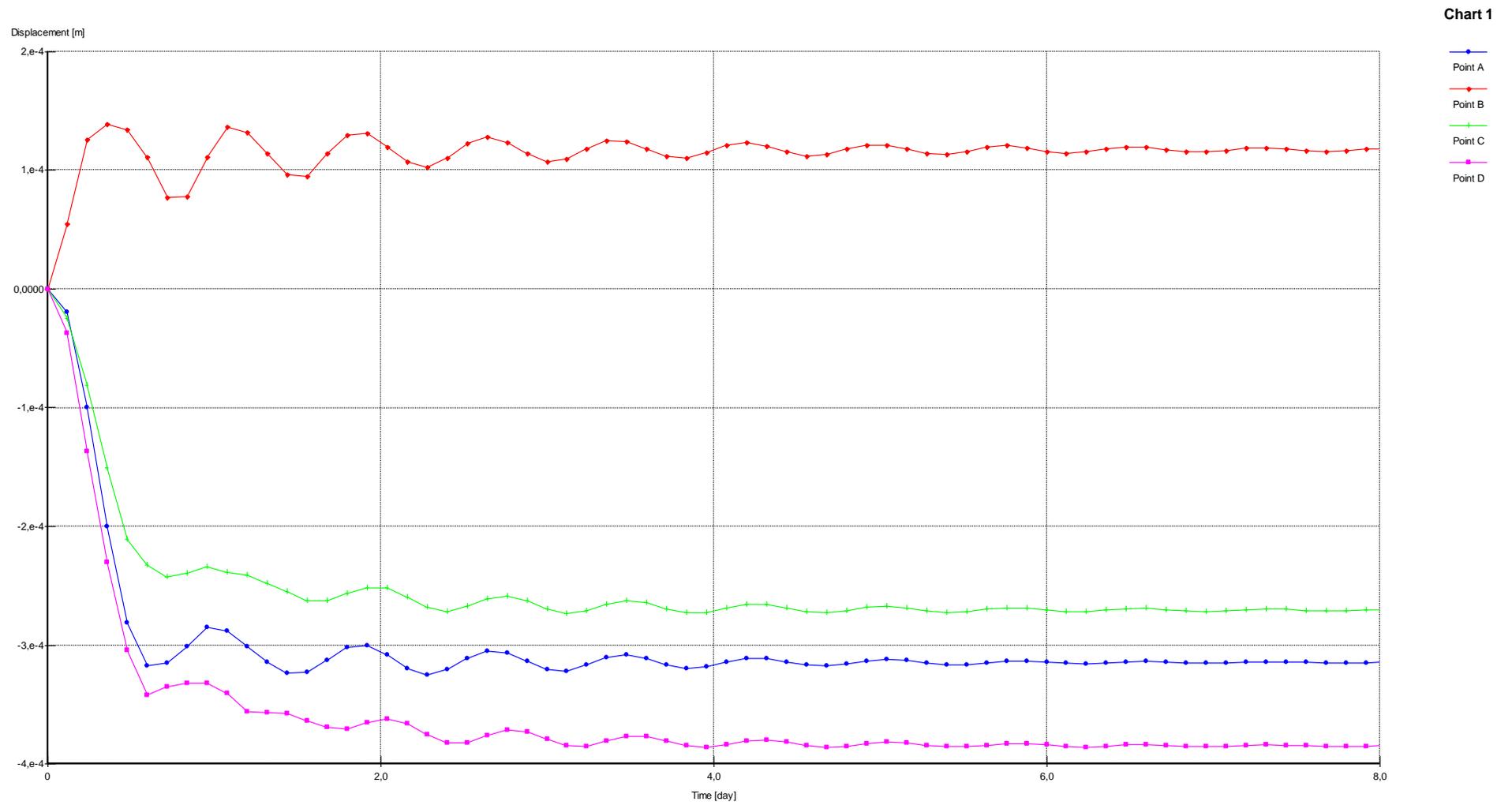


Рис. 7.54. Вертикальные перемещения относительных блоков комплекса после сейсмического воздействия за 10 сек. Время указано в секундах

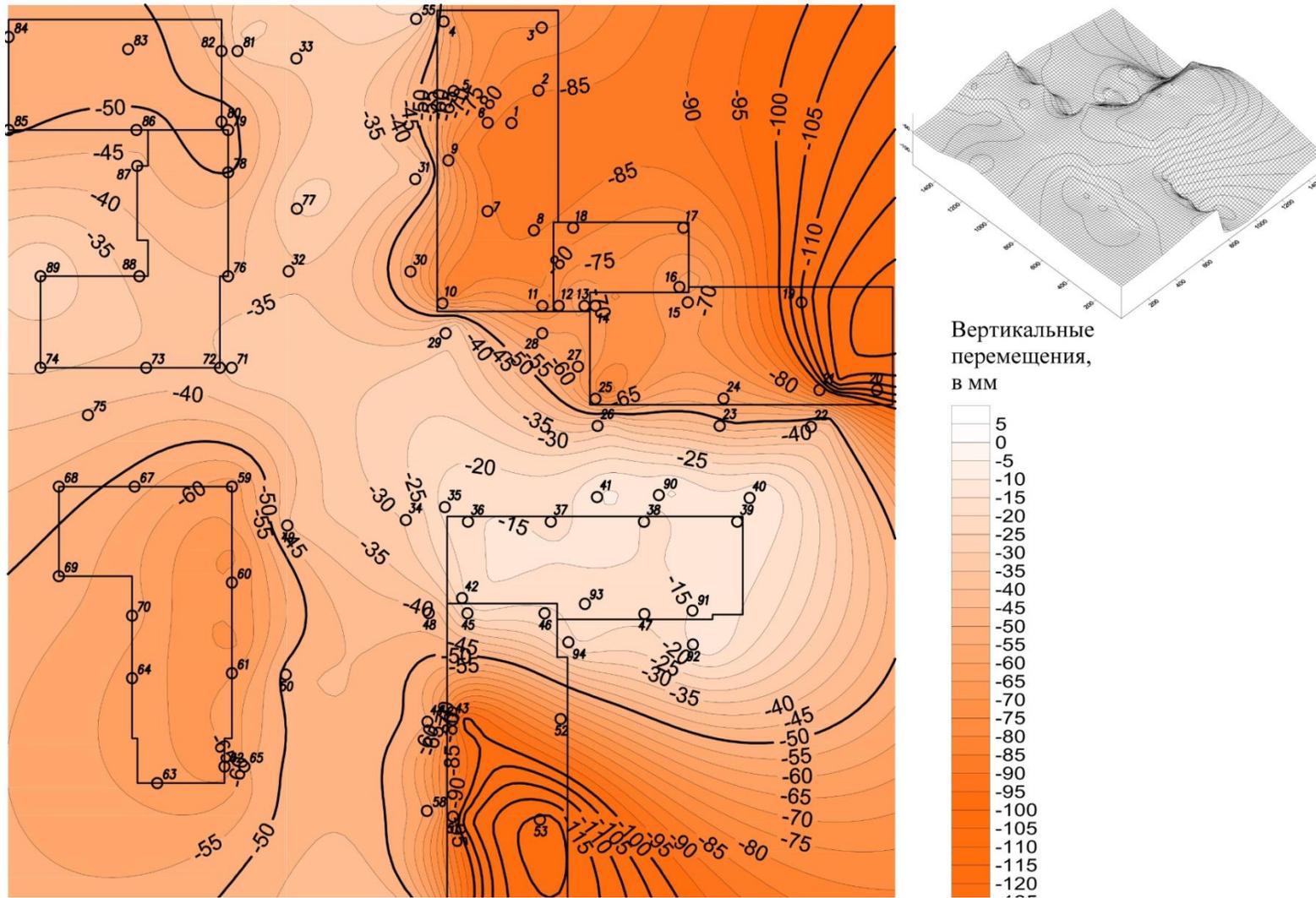


Рис. 7.55. Изолинии вертикальных перемещений плитных фундаментов (в миллиметрах), построенные по результатам 42 цикла геодезического мониторинга за возводимым комплексом

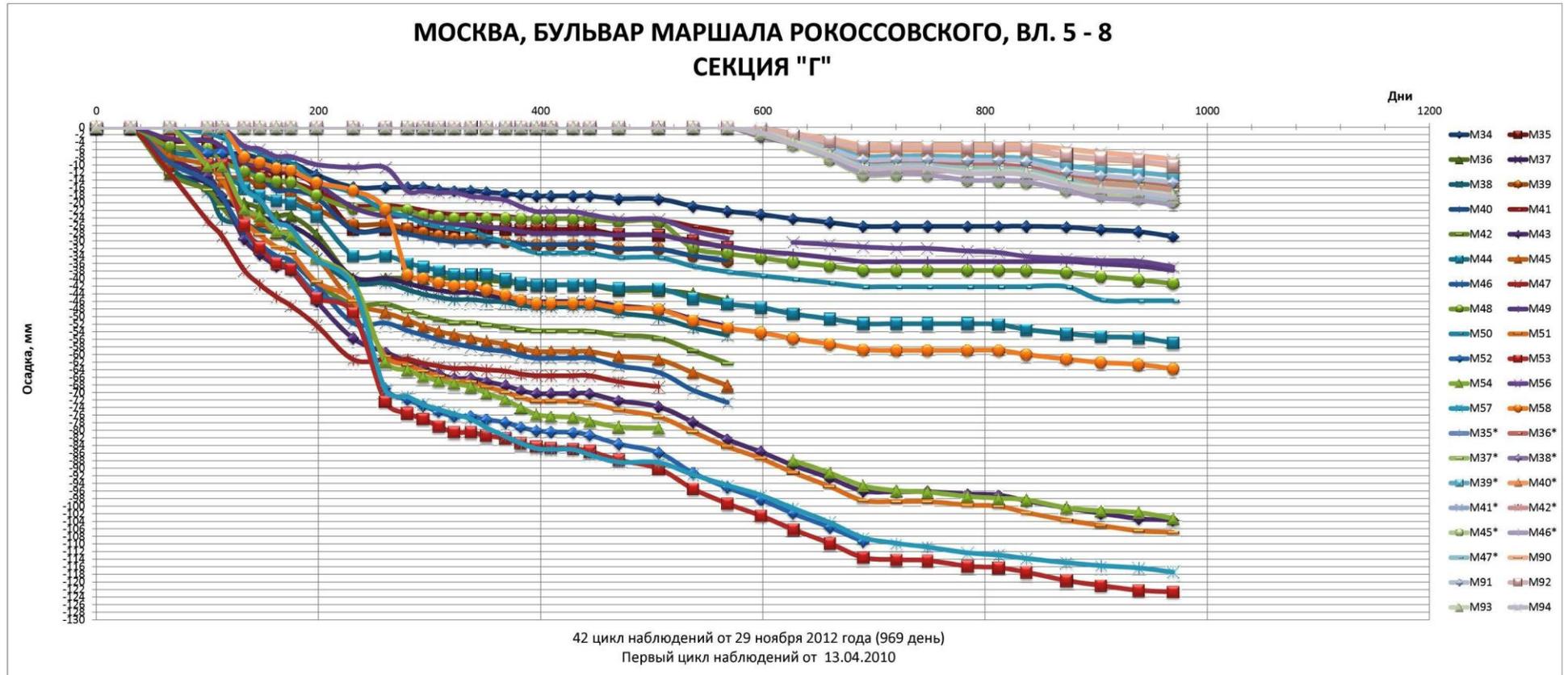


Рис. 7.56. Графики зависимостей осадок марок, установленные на конструкциях секции «Г» в зависимости от времени

Заключение

1. Современный опыт проектирования и строительства зданий и сооружений показывает, что существует несколько способов строительства на водонасыщенных основаниях в зависимости от инженерно-геологических условий площадки строительства, и в первую очередь от мощности и физико – механических свойств грунтов, слагающих толщу водонасыщенного основания, в том числе:

- После преобразования строительных свойств грунтов основания путем поверхностного и глубинного уплотнения, в том числе сваями – дренами при толщине слоя до 20 м.
- Без предварительного уплотнения с использованием буронабивных и забивных свай большой длины (более 20 м).

2. На основании выполненного комплекса экспериментальных и теоретических исследований физико-механических свойств водонасыщенных грунтов дано обоснование строительства на водонасыщенном основании с учетом и без учета его преобразования в соответствии с пунктом 1, в том числе:

- Выполнены экспериментальные исследования водонасыщенных образцов грунтов в условиях компрессионного и трехосного сжатия, а также перекашивания для определения расчетных параметров для количественной оценки НДС водонасыщенного основания строительных конструкций, подземных и надземных частей зданий и сооружений при их взаимодействии.
- На основе анализа выполненных экспериментальных исследований грунтов, в том числе выполненных другими авторами, предложена новая реологическая модель грунта для описания сдвиговой деформации ползучести, релаксации и кинематического сдвига.
- На основе анализа свойств разномодульных грунтов при нагрузке и разгрузке, а также теории мгновенной пластичности предложен новый метод описания остаточных деформаций сдвига и объема (компрессии) при циклическом и вибрационном воздействиях в зависимости от количества циклов с учетом упрочнения грунтов в процессе циклического нагружения.
- На основе предложенной модели дана зависимость остаточного порового давления в водонасыщенном грунте в условиях отсутствия дренажа.
- Дано теоретическое обоснование накопления остаточных деформаций грунтов в экспериментах, согласно которым деформации растут пропорционально логарифму от количества циклов.

- Предложенные новые модели грунта использованы для решения задач по количественной оценке НДС водонасыщенных оснований и взаимодействующих с ними фундаментов и других надземных конструкций.

3. Поставлены и решены задачи по количественной оценке НДС водонасыщенного основания и подземных конструкций с учетом их взаимодействия под воздействием статического, циклического и вибрационного воздействия, в том числе:

- Одномерной задачи консолидации с учетом линейных, нелинейных и реологических свойств скелета и сжимаемости поровой газосодержащей воды.
- Двумерной задачи консолидации для описания НДС водонасыщенного основания под фундаментом конечной ширины в начальном, промежуточном (нестабилизированном) и в стабилизированном состояниях, необходимые для определения скорости и величины осадки, а также устойчивости в нестабилизированном состоянии уплотнения.
- Осесимметричной задачи консолидации вокруг лидирующей скважины в процессе изготовления свай – дрена путем расширения диаметра скважины под воздействием радиальных напряжений на ее стенки и заполнения ее рабочим материалом (песчано – гравийная смесь). В этом случае свая – дрена выполняет функции дренирующего элемента и несущего элемента после уплотнения окружающего грунта.
- Дана методика определения параметров деформируемости и прочности грунтов вокруг свай – дрена после их уплотнения, в том числе приведенного модуля «ячейки», состоящей из свай и окружающего уплотненного грунта.
- Поставлены и решены в замкнутом виде задачи по определению начальной критической нагрузки на водонасыщенном основании под ленточным и круглым фундаментами.

4. Поставлены и решены задачи по количественной оценке НДС водонасыщенного толстостенного цилиндра конечных размеров (длина, диаметр), вмещающего одиночную сваю и сваю в составе плитного фундамента, при разных граничных условиях с учетом линейных, нелинейных и реологических свойств грунтового цилиндра и сжимаемости ствола свай, в том числе:

- Получено замкнутое решение задачи о взаимодействии длинной одиночной свай конечной и бесконечной жесткости с окружающим грунтом, обладающим линейными, нелинейными и реологическими свойствами. Подтверждено, что распределение общего усилия приложенного на оголовок свай распределяется пропорционально 70% на 30% между боковой поверхностью и пятой соответственно.

- Поставлены и решены задачи о взаимодействии сваи конечной жесткости в составе свайно-плитного фундамента с учетом линейных, нелинейных и реологических свойств грунта вокруг сваи по схеме «свая - стойка» и висячая свая» т.е. без учета и с учетом продавливания подстилающего слоя грунта.
- Показывается, что в этом случае в системе «свая - окружающий грунт – ростверк» возникает сложное и неоднородное НДС, обусловленное распределением и перераспределением общей нагрузки между ростверком, сваем и окружающим грунтом в зависимости от их геометрических параметров и физико-механических свойств грунтового цилиндра, в том числе упруго – пластических свойств грунтовых и грунто–цементных свай.
- На основе анализа НДС взаимодействия грунтового цилиндра с грунтовыми и грунтоцементными сваями с учетом их упруго-пластических свойств показаны возможности потери устойчивости грунтовой или грунто-цементной колонны в виде бочкообразного образования конечной длины по всей длине колонны.
- Поставлены и решены в замкнутом виде задачи о взаимодействии грунтовой и грунто-цементной сваи с окружающим грунтом с учетом изменения диаметра сваи. Показано, что в этом случае распределение общей нагрузки между сваем, окружающим грунтом и ростверком отличается тем, что в окружающем грунте возникают радиальные напряжения, требующие рассмотрения осесимметричной задачи НДС толстостенного цилиндра (задача Ляме).

5. Результаты комплексного, экспериментального и теоретического исследований проблем взаимодействия строительных конструкций с водонасыщенными основаниями за последние 6 лет использованы (внедрены) в проектировании и строительстве 29 объектов высотного, энергетического и промышленного строительства путем их научного сопровождения, в том числе в Москве, Санкт-Петербурге и других городах РФ, а также объектов энергетического строительства в Республике Бангладеш, Иране, Киргизии, Таджикистане. Оценить экономический эффект не представляется возможным, но он несомненно имеет место.

Библиографический список

1. Абелев М.Ю. Абелев К.М. Геотехнические исследования площадок строительства, сложенных слабыми водонасыщенными глинистыми грунтами // Геотехника. 2010. №6. С. 30-33.
2. Абелев М.Ю. Строительство промышленных и гражданских сооружений на слабых водонасыщенных грунтах. 247 с. ил. 21 см, М. Стройиздат 1983.
3. Абелев Ю.М. Слабые водонасыщенные глинистые грунты как основания сооружений. Стройиздат. Москва. 1973, 287с.
4. Амелина Е.А., Щукин Е.Д. Изучение некоторых закономерностей формирования контактов в пористых дисперсных структурах// Коллоидн. журн. 1970. Т.32, №6. С. 795-800.
5. Арутюнян М.Х. Некоторые вопросы теории ползучести, Гостехиздат, М-Л, 1952 г., 324 стр.
6. Арутюнян М.Х., Холмянский В.Б. Теория ползучести неоднородных тел, изд. Наука, М. 1983 г., 307 стр.
7. Афанасьев А.А., Арутюнов С.Г., Афонин И.А., Вильман Ю.А., Король Е.А., Соколов Г.К., Тауенис А.М. Технология возведения полносборных зданий. Издательство АСВ, Москва, 2000, 361 с.
8. Барвашов В.А. Метода расчета свайных фундаментов по деформациям. Дисс.канд.техн.наук. - М., 1968, 142 с.
9. Барвашов В.А. Расчет на ЭВЦМ осадки сваи от вертикальной нагрузки и определение перемещений грунта вокруг сваи. - В кн.: Основания, фундаменты и подземные сооружения. - М., 1967.
10. Бартоломей А.А., Омельчак И.М., Юшков Б.С. Прогноз осадок свайных фундаментов. Москва. Стройиздат, 1994.
11. Бартоломей А.А. Основы расчёта свайных фундаментов по предельно допустимым осадкам. Москва. 1982, 223с.
12. Бартоломей А.А. Расчет осадок ленточных свайных фундаментов. М., 1972.
13. Бартоломей А.А. Исследование осадок свайных фундаментов при однорядном расположении свай. Дисс. канд. техн.наук. – Москва. 1965, 143с
14. Безухов Н.И. Основы теории упругости, пластичности и ползучести. М.: Высшая школа. 1961. 537с.
15. Безухов Н.И. Основы теории упругости, пластичности и ползучести.М.: Высшая школа. 1968 г., 505 стр.

16. Березанцев В.Г. Осесимметричная задача теории предельного равновесия сыпучей среда. М., 1952.
17. Болдырев Г.Г. Двухповерхностная упругопластическая модель грунта // Основания, фундаменты в сложных инженерно-геологических условиях: Сб. Казань. 1991. С. 95-105.
18. Болдырев Г.Г. Устойчивость и деформируемость оснований анкерных фундаментов: дисс. ...д-ра. техн. наук : 01.02.07 / Болдырев Геннадий Григорьевич. – М., 1992. 305 с.
19. Болдырев Г.Г. Методы определения механических свойств грунтов с комментариями к ГОСТ 12248-2010. 2-е изд., доп. и испр. М.: ООО «Прондо». 2014. 812 с.
20. Болдырев Г.Г. Методы определения механических свойств грунтов. Пенза: ПГУАС, 2008.
21. Болдырев Г.Г. Двухповерхностная упругопластическая модель грунта // Основания, фундаменты в сложных инженерно-геологических условиях. Казан. инж.-строит. ин-т. Казань. 1991. С. 95-105.
22. Бронштейн И.Н., Семендяев К.А. Справочник по математике, 2009 г., С-П Москва-Краснодар, 608 стр.
23. Бугров А. К., Нарбут Р. М., Сипидин В. П. Исследование грунтов в условиях трехосного сжатия, Л., Стройиздат, 1987. – 184с.
24. Булгаков А.Г., Дыба В.П., Скибин Г.М. Расчет конструкций подпорных стен инженерных сооружений // Строительство и реконструкция. 2014. №1 (51). С. 11-21
25. Варданын Г.С., Андреев В.И. и др. Сопротивление материалов, изд. АСВ, М. 1995, 568 стр.
26. Васенин, В.А. Численное моделирование испытаний буронабивных свай и барреты для строительства высотного здания в Санкт-Петербурге // Геотехника. – 2010. – №5. – С.38-47.
27. Вознесенский Е.А., Вэйд И.П., Костомарова В.В. Дилатантно-тиксотропное поведение слабо-связных грунтов при динамическом воздействии. // Геоэкология. 1996. № 1. С. 62-78.
28. Вялов С.С. Реологические основы механики грунтов. Высшая школа, М., 1978.
29. Галин Л.А. Контактные задачи теории упругости и вязкоупругости, изд. Наука, М. 1986 г., 296 стр.
30. Голубков В.Н. Несущая способность свайных оснований. – Москва. Машстройиздат, 1950. 142с
31. Гольденблат И.И., Николаенко Н.А. Теория ползучести строительных материалов ее приложения, Госстройиздат, М.1960 г., 254 стр.
32. Гольдин А.Л., Рассказов Л.Н. Проектирование грунтовых плотин. М.: АСВ. 2001. 375 с.
33. Гольдштейн М.Н. Механические свойства грунтов. М.: Стройиздат. 1977. 256 с.
34. Гольдштейн М.Н. Механические свойства грунтов, Стройиздат, М. 1973 г., 374 стр.

35. Гольдштейн М.Н., Механические свойства грунтов. М.: Стройиздат, 1971. 367с.
36. Горбунов-Посадов М.И., Маликова Т.А., Соломин В. И. Расчёт конструкций на упругом основании. М.: Стройиздат. 1984. 628 с.
37. ГОСТ 25100-2011 Грунты. Классификация. М.: Стандартиформ, 2013.
38. ГОСТ 12248-2010 Грунты. Методы лабораторного определения характеристик прочности и деформируемости. М.: Стандартиформ. 2011.
39. ГОСТ 20522-96 Грунты. Методы статической обработки результатов испытаний. М.: Минстрой России, ГУП ЦПП, 1996 г.
40. ГОСТ 5180-84 Грунты. Методы лабораторного определения физических характеристик. М.: Стандартиформ, 2008.
41. Гоффман О., Закс Г. Введение в теорию пластичности для инженеров, изд. Машиностроительная литература, М. 1957 г., 279 стр.
42. Градштейн И.С. и Рыжик И.М. Таблицы интегралов, сумм, рядов и произведений, физматгиз, М. 1963 г., 1100 стр.
43. Григорян С.С. Об основных представлениях динамики грунта // Прикладная механика и математика. 1960. № 6. Т. 24. С. 1057-1072.
44. Грунтоведение, под редакцией Трофимова В.Т., изд. МГУ и Наука, М. 2005 г., 1005 стр.
45. Далматов Б.И. Механика грунтов, основания и фундаменты. Москва. Стройиздат. 1981.
46. Далматов Б.И., Лапшин Ф.К., Россихин Ю.В. Проектирование свайных фундаментов в условиях слабых грунтов. - Л., Стройиздат, 1975, 240 с.
47. Двайт Г.Б. Таблицы интегралов и другие математические формулы, изд. Наука, М. 1969 г., 228 стр.
48. Джаро Мохаммед Н. Взаимодействие двухслойного основания и фундаментов при статических и динамических нагрузках. Дисс... канд. техн. наук. Москва. 2013. 174 с.
49. Динь Хоанг Нам. Взаимодействия длинных свай с грунтом в свайном фундаменте. Канд.дисс. МГСУ, Москва, 2006 г.
50. Добров Э.М. Инженерная геология. М.: Академия. 2008. 218 с.
51. Добров Э.М. Механика грунтов. М.: Академия. 2008. 272 с.
52. Друккер Д., Прагер Б. Механика грунтов и пластический анализ или предельное проектирование // Определяющие законы механики грунтов/ Под ред. Николаевского. М., 1975. с. 166-167.
53. Еремин В.Я., Буданов А.А. Деформируемость песчаных грунтов при изготовлении свай по разрядно-импульсной технологии (РИТ) // Вестник МГСУ. 2006. № 1. С. 150-163.

54. Еремин В.Я., Знаменский В.В., Харин Ю.И., Юдина И.М. Результаты испытаний свай-РИТ вертикальной статической нагрузкой в условиях слабых грунтов прибрежной части г. Туниса // Вестник МГСУ. 2013. № 5. С. 62-68.
55. Зарецкий Ю.К. Теория консолидации грунтов, М. 1967 г., изд. Наука
56. Зарецкий Ю.К. Вязкопластичность грунтов и расчеты сооружений, М. 1978 г., Стройиздат, 344 стр.
57. Зарецкий Ю.К., Лобардо В.Н. Статика и динамика грунтовых плотин. М.: Энергоатомиздат. 1983. 256 с.
58. Зарецкий Ю.К. Вязкопластичность грунтов и расчеты сооружений. М.: Стройиздат, 1988. 352 с.
59. Зарецкий Ю.К., Гарицелов М.Ю. Глубинное уплотнение грунтов ударными нагрузками. Энергоатомиздат, М. 1989 г., 190 стр.
60. Зарецкий Ю.К., Карабаев М.И. Расчетная оценка взаимодействия экспериментальных свай с основанием и сравнение с результатами испытаний. Вестник МГСУ, 2006, №1, С. 100-104.
61. Зенкевич О., Морган К. Конечные элементы и аппроксимация, изд. Мир, 1986 г., 615 стр.
62. Зерцалов М.Г. Геомеханика, введение в механику скальных грунтов, изд. АСВ, М. 2014 г., 341 стр.
63. Иванов П.Л. Разжижение песчаных грунтов. Ленинград: Госэнергоиздат. 1962. 260 с.
64. Иванов П.Л. Уплотнение несвязных грунтов взрывами, Стройиздат, Ленинград, 1967 г., 166 стр.
65. Иванов П.Л. Уплотнение малосвязных грунтов взрывами, изд. Наука, М. 1983 г., 225 стр.
66. Ивлев Д.Д., Быковцев Г.И. Теория упрочняющегося пластического тела, изд. Наука, М. 1971 г., 228 стр.
67. Ильюшин Л.А. Пластичность, ОГИЗ, М-Л, 1948 г., 376 стр.
68. Ишихара К. Поведение грунтов при землетрясениях. СПб: НПО "Геореконструкция-Фундаментпроект". 2006. 384 с.
69. Камке Э. Справочник по обыкновенным и дифференциальным уравнениям, изд. Наука, М. 1965 г., 703 стр.
70. Катценбах Р. Последние достижения в области фундаментостроения высотных зданий на сжимаемом основании - В сб.: Научно-технический журнал МГСУ. М. 2006, № 1, с.105-118.
71. Качанов Л.М. Основы теории пластичности, изд. Наука, М. 1969 г., 420 стр.
72. Кошляков Н.С., Глинер Э.Б., Смирнов М.М. Основные дифференциальные уравнения математической физики. Физматгиз, М. 1962 г., 767 стр.

73. Красников Н. Д. Динамические свойства грунтов и методы их определения. Ленинград: Стройиздат. 1970. 239 с.
74. Крауч С., Старфилд А. Методы граничных элементов в механике твердого тела, изд. Мир, М. 1987 г., 326 стр.
75. Кузахметова Э.К. Усовершенствование методологии прогноза осадки системы "сооружение - слабое основание". Основания, фундаменты и механика грунтов, 2011, №6, С. 16-21.
76. Кузахметова Э.К., Вешкин А.И. Комплексный учет техногенного воздействия на грунты в основании и в сооружении при назначении его конструкции. Строительство и реконструкция, 2014, № 1(51), С. 74-78.
77. Лаврик В.И., Савенков В.Н. Справочник по конформным отображениям, изд. Науковые думки, Киев, 1970 г., 249 стр.
78. Лапшин Ф.К. Расчет свай по предельным состояниям. Саратов, Изд-во Саратовского университета, 1979.
79. Лейбензон Д.С. Движение природных жидкостей и газов в пористой среде, Гостехиздат, М-Л., 1947 г., 240 стр.
80. Лейбензон Д.С. Курс теории упругости, Гостехиздат, М. 1947 г., 464 стр.
81. Лехницкий С.Г. Теория упругости анизотропного тела, М. 1977 г., изд. Наука, 407 стр.
82. Ломакин В.А. Теория упругости неоднородных тел, изд. МГУ, М. 1976 г., 367 стр.
83. Луга А.А. Методические указания по расчету осадок одиночных свай. М., 1963.
84. Лыков А.В. Теория теплопроводности, изд. ВШ, М., 1967 г., 599 стр.
85. Малышев М.В. Прочность грунтов и устойчивость оснований сооружений 2-е изд., перераб. и доп.. М.: Стройиздат. 1994. 228 с.
86. Малинин А.Г., Малинин Д.А. Технология устройства анкерных свай «Атлант» // Основания, фундаменты и механика грунтов. 2010. № 1. С. 17-20.
87. Маслов Н.Н. Основы механики грунтов и инженерной геологии. М.: Высшая школа. 1968. 629 с.
88. Маслов Н.Н. Основы инженерной геологии и механика грунтов. М.: Высшая школа. 1982. 511 с.
89. МГСН 4.19-2005 «Временные нормы и правила проектирования многофункциональных высотных зданий и зданий - комплексов в городе Москве». – М., 2005.
90. МДС 50-1.2007 «Проектирование и устройство оснований, фундаментов и подземных частей многофункциональных высотных зданий и зданий – комплексов». – М., 2007.
91. Месчан С.Р. Начальная и длительная прочность глинистых грунтов. М.: Недра. 1978. 207 с.

92. Месчян С.Р. Экспериментальная реология глинистых грунтов. М.: Недра. 1985. 342 с.
93. Месчян С.Р. Экспериментальные основы реологии глинистых грунтов, изд. «Гитутюн», НАН РА, Ереван, 2008 г., 788 стр.
94. Метод конечных элементов в геомеханике, изд. Наука, Москва, 1987 г., 221 стр. Механика в СССР за 50 лет под редакцией Л.И. Седова, изд. Наука, М. 1972 г., 478 стр.
95. Метс М.А. Об осадках свайных фундаментов: строительство и архитектура. No.4. Талли, 1968.
96. Мирсяяпов И.Т., Королева И.В., Иванова О.А. Малоцикловая выносливость и деформации глинистых грунтов при трехосном циклическом нагружении // Жилищное строительство. 2012. № 9. С. 6-8.
97. Мирсяяпов И.Т., Королева И.В. Экспериментальные исследования физико-механических свойств глинистых грунтов при длительном трехосном сжатии // Инженерная геология. 2010. № 1. С. 57-61.
98. Мухелишвили Н.И. Некоторые основные задачи математической теории упругости изд. Наука, М. 1966 г.
99. Надаи А. Пластичность и разрушение твердых тел, изд. «Мир», М. 1961 г., т.1 ... стр., том 2, 1969 г., 863 стр.
100. Нейбер Г. Концентрация напряжений, Гостехиздаь, М.1947 г., 202стр.
101. Огранович А.Б. К вопросу определения осадки одиночной сваи "Основания, фундаменты и механика грунтов" №1, 1963.
102. Определяющие законы механики грунтов, под редакцией В.Н. Николаевского, Москва 1975 г., 227 стр.
103. Осипов В.И., Соколов В.Н. Глины и их свойства. Состав, строение и формирование свойств. М.: ГЕОС. 2013. 576с.
104. Осипов В.И., Соколов В.Н., Румянцева Н.А. Микроструктура глинистых пород. М.: Недра, 1989. 211с.
105. Осипов В.И. Природа прочностных и деформационных свойств глинистых пород. М.:МГУ, 1979. 232с.
106. Основания, фундаменты и подземные сооружения: Справочник проектировщика / Под общ. ред. Е.А. Сорочана, Ю.Г. Трофименкова. М.: Стройиздат, 1985. 480 с.
107. Полубаринова-Кочина П.Я. Теория движения грунтовых вод, изд. Наука, М. 1977 г., 664 стр.
108. Работнов Ю.Н. Кратковременная ползучесть, изд. Наука, М. 1979 г., 222 стр.
109. Работнов Ю.Н. Ползучесть элементов конструкций, изд. Наука, М. 1966 г., 752 стр.

110. Рассказов Л.Н., Орехов В.Г., Анискин Н.А., Малаханов В.В., Бестужева А.С., Саинов М.П., Солдатов П.В., Толстиков В.В. Гидротехнические сооружения. Часть 1. Учебник для вузов. М.: Издательство АСВ, 2008. 576 с.
111. Реология (теория - практика) под редакцией Ф. Э. Эйриха, изд. ИЛ, М. 1962 г., 821 стр.
112. Ржаницын А.Р. Теория ползучести. М.: Стройиздат. 1968. 419 с.
113. Россихин Ю.В. Свайные фундаменты на слабых и оседающих грунтах. Рига. РПИ, 1974.
114. Савинов О.А. Современные конструкции фундаментов под машины и их расчет, Стройиздат, Ленинград, 1979 г., 200 стр.
115. Савинов О.А., Лускин А.Я. Вибрационный метод погружения свай и его применение в строительстве, Госстройиздат, Л-М, 1960 г., 244 стр.
116. Седов Л.И. Методы подобия и различности в механике, изд. Наука, М. 1972 г., 440 стр.
117. Седов Л.И. Механика сплошной среды, т.2, изд. Наука, М. 1973 г., 584 стр.
118. Сивцова Е.П. К расчету осадки одиночной сваи на основе теории упругости. Сборник трудов No 45; НИИ оснований, Госстройиздат, М., 1961.
119. Сивцова Е.П. Расчет осадки одиночной сваи с учетом работы острия. \ \ Основания и фундаменты. \ Сб. трудов НИИОСП № 53. - М., Госстройиздат, 1963, с.47-66.
120. Сидоров В.В. Напряженно-деформированное состояние неоднородного грунтового массива, взаимодействующего с барретами большой длины: дисс. ...канд. техн. наук : 05.23.02 / Сидоров Виталий Валентинович. – М., 2013.
121. Сорочан Е.А. Фундаменты промышленных зданий. - М.: 1986, 303 с.
122. СП 14.13330.2011. Строительство в сейсмических районах. Актуализированная редакция СНиП II-7-81*. М. - 2011.
123. СП 16.13330.2011. Стальные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-23-81*. М. - 2011.
124. СП 20.13330.2011. Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85*. М. - 2011.
125. СП 22.13330.2011 Основания зданий и сооружений. Актуализированная редакция СНиП 2.02.01-83*. М.: Минрегионразвития РФ, 2011.
126. СП 24.13330.2011. Свайные фундаменты. Актуализированная редакция СНиП 2.02.03-85. – М., 2011.
127. СП 45.13330.2011. Земляные сооружения, основания и фундаменты. Актуализированная редакция СНиП 3.02.01-87. – М., 2011.
128. СП 48.13330.2011. Организация строительства. Актуализированная редакция СНиП 12-01-2004. М. - 2011.

129. СП 52-101-2003. Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры. - М., 2004.
130. СП 70.13330.2012. Несущие и ограждающие конструкции. Актуализированная редакция СНиП 3.03.01-87. М. - 2012.
131. СП 122.13330.2012. Тоннели железнодорожные и автодорожные. Актуализированная редакция СНиП 32-04-97. М. - 2012.
132. СП 130.13330.2012. Производство сборных железобетонных конструкций и изделий. Актуализированная редакция 3.09.01-85. М. - 2012.
133. Справочник Геотехника, Основания, фундаменты и подземные сооружения, изд. АСВ, М. 2014 г., 727 стр.
134. Справочник проектировщика (расчетно-теоретический), Стройиздат, М. 1973 г., 415 стр.
135. Справочник проектировщика, Основания, фундаменты и подземные сооружения, Стройиздат, М. 1985 г., 479 стр.
136. Ставницер Л.Р. Сейсмостойкость оснований и фундаментов. М.: АСВ. 2010. 448 с.
137. Струнин П. В. Напряженно-деформированное состояние грунтоцементных свай, взаимодействующих с грунтовым основанием и межсвайным пространством дисс. ...канд. техн. наук : 05.23.02 / Струнин Павел Владимирович. – М., 2013.
138. Тамразян А.Г., Бедов А.И., Арутюнян Р.Г. Влияние сухого вязкого трения при сейсмических колебаниях зданий и сооружений, Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений, 1998, №4, С. 36-42.
139. Тамразян А.Г., Рубцов О.И., Галушко А.М. Применение технологии "Песконасос" для уменьшения относительной разности осадок фундаментов высотных зданий, Интеграл, 2011, №6, С. 152-153.
140. Теличенко В.И., Король Е.А., Каган П.Б., Комиссаров С.В. Технологические особенности возведения высотных зданий, Высотные здания: журнал высотных технологий, 2008, №2, С. 104-109.
141. Тамразян А.Г. Есяян С.Г. Механика ползучести бетона. Москва: МГСУ. 2012. 524 с.
142. Теория пластичности, Сборник статей, под редакцией Ю.Н. Работнова, изд. ИЛ, М. 1948 г., 442 стр.
143. Тер - Мартиросян А.З., Беспалова А.В, Беспалов А.Е., Карабанов П.В. Опыт расчета и конструирования фундаментов высотных зданий в глубоких котлованах в сложных инженерно - геологических условиях, Вестник МГСУ, 2008, №2, С. 119-128.
144. Тер - Мартиросян А.З., Беспалова А.В., Беспалов А.Е. Применение методики приведенного модуля деформации при расчете массивных свайных ростверков в основании высотных зданий, Вестник МГСУ, 2008, №2, С. 112-118.

145. Тер-Мартirosян А.З. Осадки оснований сооружений при статическом, циклическом и вибриционном воздействиях, Геотехника, 2010, №4, С. 77-81
146. Тер - Мартirosян А.З., Бурлаков В.Н. Дилатансия, влияние на деформируемость грунтов, Вестник МГСУ, 2010, №4-2, С. 182-193.
147. Тер - Мартirosян А.З., Лузин И.Н. Расчет устойчивости откосов и склонов, подстилаемых водонасыщенными грунтами методом понижения прочности, геотехника, 2013, №3, С. 16-21.
148. Тер - Мартirosян А.З., Мирный А.Ю. Подбор гранулометрического состава песчано-гравийных смесей для песчаных подушек и насыпей, Жилищное строительство, 2014, №9, С. 43-46.
149. Тер - Мартirosян А.З., Мирный А.Ю., Сидоров В.В. Лабораторные испытания грунтов в Московском государственном строительном университете (МГСУ-МИСИ), Инженерные изыскания, 2013, №8, С. 60-65.
150. Тер - Мартirosян А.З., Мирный А.Ю., Соболев Е.С. Вирроползучесть песчаных грунтов, Геотехника, 2014, №3, С. 44-51.
151. Тер - Мартirosян А.З., Рубцов О.И. Экспериментально - теоретические основы преобразования слабых водонасыщенных глинистых грунтов при глубинном уплотнении ротором, Инженерная геология, 2014, №3, С. 26-35.
152. Тер - Мартirosян А.З., Сидоров В.В. НДС массива грунта, вмещающего котлован под защитой грунтовых берм и распорной системы, Геотехника, 2010, №3, С. 12-19
153. Тер - Мартirosян А.З., Соболев Е.С. Методика решения обратной задачи расчета осадок плитных фундаментов по данным геотехнического мониторинга, Интернет-вестник ВолгГАСУ, 2012, №3(23), С. 7.
154. Тер - Мартirosян А.З., Тер - Мартirosян З.Г., Чинь Туан Вьет, Лузин И.Н. Осадка и несущая способность длинной сваи, Вестник МГСУ, 2015, №5, С. 52-61.
155. Тер - Мартirosян А.З., Тер - Мартirosян З.Г., Чинь Туан Вьет. Взаимодействие длинной сваи конечной жесткостис окружающим грунтом и ростверком, Вестник МГСУ, 2015, №9, С. 72-83.
156. Тер-Мартirosян З.Г. Реологические параметры грунтов и расчёты оснований сооружений. М.: Стройиздат. 1990. 200 с.
157. Тер-Мартirosян З.Г., Эквивалентные характеристики деформируемости и прочности многокомпонентного грунта// Материалы Международного Совещания заведующих кафедрами МГр., Инж. геологии, ОиФ и Подземного стр-ва строительных вузов и факультетов, М., МГСУ, 2003, с.15-25.

158. Тер-Мартirosян З.Г. “Напряженно-деформированное состояние в грунтовом массиве при его взаимодействии со свайей и фундаментом глубокого заложения” Научно-технический журнал Вестник МГСУ, №1, 2006, 38-49с
159. Тер-Мартirosян З.Г., Нгуен Занг Нам. Взаимодействие длинных свай с двухслойным упруго-ползучим основанием // Вестник гражданских инженеров СПбГАСУ. Санкт-Петербург. 2007. №1(10). С. 52-55.
160. Тер-Мартirosян З.Г., Нгуен Занг Нам, Динь Хоанг Нам. Взаимодействие свайного фундамента с грунтом. Журнал «Основания, фундаменты и механика грунтов». 2007, №2, с.2-7.
161. Тер-Мартirosян З.Г., Еремин В.Я., Буданов А.А. Исследование напряженно–деформированного состояния маловлажного песчаного грунта вокруг свай–РИТ // Вестник МГСУ. 2008. № 2. С. 24-36.
162. Тер-Мартirosян З.Г., Нгуен Занг Нам. Взаимодействие свай большой длины с неоднородным массивом с учетом нелинейных и реологических свойств грунтов // Вестник МГСУ. 2008. № 2. С. 3-14.
163. Тер - Мартirosян З.Г., Ала С.М.А.М., Тер - Мартirosян А.З. Напряженно - деформированное состояние двухслойного основания с преобразованным верхним слоем, Вестник МГСУ, 2008, №2, С. 81-95.
164. Тер - Мартirosян З.Г., Тер - Мартirosян А.З. Напряженно - деформированное состояние массивов грунтов под воздействием гидрогеологических факторов, Вестник МГСУ, 2008, №2, С. 150-157.
165. Тер - Мартirosян З.Г., Тер - Мартirosян А.З., Карабанов П.В. Напряженно - деформированное состояние фильтрующих массивов грунтов, Инженерная геология, 2008, №4, С. 36-41.
166. Тер - Мартirosян З.Г., Тер - Мартirosян А.З., Николаев А.П. Остаточные деформации и устойчивость массивов грунтов при сейсмических воздействиях, Вестник МГСУ, 2008, №2, С. 41-47.
167. Тер-Мартirosян, З.Г., Нгуен Занг Нам. Взаимодействие свай большой длины с неоднородным массивом грунта // Вестник МГСУ – №2, 2008. – С. 3-14.
168. Тер-Мартirosян З.Г. Механика грунтов. М.: АСВ. 2009. 552 с.
169. Тер - Мартirosян З.Г., Анисимов В.В., Тер - Мартirosян А.З. Механическая суффозия: экспериментальные и теоретические основы, Инженерная геология, 2009, №4, С. 28-38.
170. Тер - Мартirosян З.Г., Тер - Мартirosян А.З. Исследования грунтов оснований высотных зданий, Основания, фундаменты и механика грунтов, 2009, №5, С. 2-12.
171. Тер-Мартirosян, З.Г. Механика грунтов. / З.Г. Тер-Мартirosян. – М.: АСВ, 2009. – 550с.

172. Тер - Мартиросян З.Г., Тер - Мартиросян А.З. Консолидация водонасыщенного грунта при действии циклической нагрузки, Вестник МГСУ, 2010, №4-2, С. 194-197.
173. Тер – Мартиросян, З.Г., Сидоров, В.В. Взаимодействие длинной барреты с однослойным и двухслойным основанием // Жилищное Строительство. –2010. –№1. –С. 36-39.
174. Тер-Мартиросян З.Г., Мирный А.Ю., Соболев Е.С. О трении качения в грунтах. Ж. Вестник МГСУ №5, 2011г. Москва.
175. Тер-Мартиросян З.Г., Тер-Мартиросян А.З. Реологические свойства грунтов при сдвиге // Основания, фундаменты и механика грунтов. 2012. № 6. С. 9-13.
176. Тер - Мартиросян З.Г., Тер - Мартиросян А.З. Реологические свойства грунтов при сдвиге, Основания, фундаменты и механика грунтов, 2012, №6, С. 9-13.
177. Тер - Мартиросян З.Г., Тер - Мартиросян А.З., Сидоров В.В., Нгуен Х.Х. Влияние граничных условий на расчетное сопротивление грунтов оснований фундаментов и предельную нагрузку на них, Геотехника, 2012, №4, С. 28-34
178. Тер - Мартиросян З.Г., Тер - Мартиросян А.З., Соболев Е.С. Анализ данных геотехнического мониторинга плитных фундаментов большой площади, Геотехника, 2012, №4, С. 28-34.
179. Тер - Мартиросян З.Г., Тер - Мартиросян А.З. Некоторые проблемы подземного строительства, Жилищное строительство, 2013, №9, С. 2-5
180. Тер - Мартиросян З.Г., Тер - Мартиросян А.З., Нгуен Хуи Хиеп. Консолидация и ползучесть оснований фундаментов конечной ширины, Вестник МГСУ, 2013, №4, С. 38-52.
181. Тер - Мартиросян З.Г., Буслов А.С., Тер - Мартиросян А.З., Сидоров В.В. Взаимодействие свай с двухслойным основанием с учетом нелинейных свойств грунтов, Естественные и технические науки, 2014, № 11-12(78), С. 355-359.
182. Тер - Мартиросян З.Г., Тер - Мартиросян А.З. НДС водонасыщенных оснований фундаментов конечной ширины, Основания, фундаменты и механика грунтов, 2014, №6, С. 6-10.
183. Тер - Мартиросян З.Г., Тер - Мартиросян А.З., Лузин И.Н. Осадки фундаментов глубокого заложения в переуплотненных грунтах, Естественные и технические науки, 2014, №11-12(78), С. 365-368.
184. Тер - Мартиросян З.Г., Тер - Мартиросян А.З., Мирный А.Ю., Соболев Е.С. Экспериментальные исследования виброползучести песчаных грунтов оснований зданий и сооружений, Естественные и технические науки, 2014, №11-12(78), С. 369-371.
185. Тер - Мартиросян З.Г., Тер - Мартиросян А.З., Рубцов О.И., Манукян А.В. Теоретические основы создания свай - дрен по технологии роторного уплотнения, International Journal for Computational Civil and Structural Engineering, 2014, Т.10 №3, С. 165-175.

186. Тер - Мартиросян З.Г., Тер - Мартиросян А.З., Сидоров В.В. Начальное критическое давление под подошвой круглого фундамента и под пятой буронабивной сваи круглого сечения, *Естественные и технические науки*, 2014, №11-12(78), С. 372-376.
187. Тер - Мартиросян З.Г., Тер - Мартиросян А.З., Соболев Е.С. Взаимодействие сваи с двухслойным основанием при статическом и циклическом воздействии с учетом нелинейных свойств грунтов, *Инженерная геология*, 2014, №4, С. 49-55.
188. Тер - Мартиросян З.Г., Тер - Мартиросян А.З., Соболев Е.С. Напряженно - деформированное состояние грунтового массива при погружении сваю в лидирующую скважину, *Жилищное строительство*, 2014, №10, С. 51-55.
189. Тер - Мартиросян З.Г., Тер - Мартиросян А.З., Соболев Е.С. Ползучесть и виброползучесть песчаных грунтов, *Инженерные изыскания*, 2014, №5-6, С. 24-28.
190. Тер - Мартиросян З.Г., Тер - Мартиросян А.З., Струнин П.В., Рубцов О.И. Взаимодействие толстостенного грунтового цилиндра с песчаным ядром и ростверком, *Жилищное строительство*, 2014, №9, С. 23-26.
191. Тер - Мартиросян З.Г., Тер - Мартиросян А.З. Экспериментально - теоретические основы преобразования слабых водонасыщенных глинистых грунтов при поверхностном и глубинном уплотнении, *Инженерная геология*, 2015, №4, С. 16-25.
192. Тер-Ованесов Г.С. Совместная работа ростверка, свай и грунта в висячих свайных фундаментах. Диссертация, 1953.
193. Терцаги К. Теория механики грунтов. М.: Госстройиздат, 1961.
194. Терцаги К., Пек Р. Механика грунтов в инженерной практике. - М., Госстройиздат, 1958.
195. Тимошенко С. П. и Гудьер Дж. Теория упругости. М.:Наука,1975. 87с.
196. Тихонов А.Н., Саморский А.А. Уравнения математической физики, изд. Наука, М. 1966 г., 724 стр.
197. Улицкий В.М., Шашкин В.Г. Геотехническое сопровождение реконструкции городов. М.: АСВ. 1999. 324 с.
198. Устойчивость фильтрующих откосов Материалы всесоюзного совещания в Минске, 1969 г., 258 стр.
199. Ухов С.Б., Семенов В.В., Знаменский В.В., Тер-Мартиросян З.Г., Чернышев С.Н. Механика грунтов, основания и фундаменты. М.: Высшая школа. 2007. 566 с.
200. Фадеев. А. Б. Метод конечных элементов в геомеханике, М., Недра, 1987. – 223с.
201. Фазулин И.Ш. Модельные исследования осадки свай во времени. в сб. трудов НИИ Промстой. Вып. X. М., Стройиздат, 1971.
202. Файзуллаев Д.Ф., Умаров А.И., Шашлов А.А. Гидродинамика одно- и двухфазных сред и ее практические приложения, изд. ФАН, УзССР, 1980 г., 260 стр.

203. Федоровский В.Г. Современные методы определения механических свойств грунтов, изд. ВНИИИС, Госстроя СССР, М. 1985 г., 59 стр.
204. Флорин В.А. Основы механики грунтов. Госстройиздат Ленинград-Москва, Том I, 1958 г., 356 стр., Том II 1961 г., 540 стр.
205. Хамов А.П. О взаимном влиянии свай в однорядном свайном фундаменте и группе свай. Основания, фундаменты и механика грунтов, 1972, с.17-20.
206. Цытович Н.А. Механика грунтов. Госстройиздат, М., 1963.
207. Цытович Н.А., Тер-Мартirosян З.Г. Основы прикладной геомеханики в строительстве. М.: Высшая школа. 1981. 307 с.
208. Янке Е., Эмде Ф., Лёш Ф. Специальные функции, изд. Наука, М. 1968 г., 342 стр.
209. Alawneh A.S., Malkawi A.I.H., Al-Deeky H. Tension tests on smooth and rough model piles in dry sand // Canadian Geotechnical Journal. 1999. Vol. 36. Issue 4. pp. 746–753.
210. Awad, Ayoub A. Ultimate uplift capacity of vertical and inclined piles in cohesionless soil // Proceedings of 5th international conference on soil mechanic and foundation engineering. Budapest, Hungary. 1976. pp. 221-227.
211. Booker J., Poulos H. Analysis of creep settlement of Pile foundation. Journal of the Geotechnical Engineering division. Proc. of the ASCE. vol. 1.102 No GT.1976, page 1-14.
212. Chim-oye W., Marumdee N. Estimation of Uplift Pile Capacity in the Sand Layers // International Transaction Journal of Engineering, Management, & Applied Sciences & Technologies. 2013, vol. 4, no. 1 pp. 57—65.
213. Coyle H.M., and Reese, L.C. (1966). "Load transfer for axially loaded piles in clay." J. Soil Mech. Found. Div. ASCE, 92(SM2), 1-26.
214. Dinakar K.N., Prasad S.K. Behaviour of Tie Back Sheet Pile Wall for Deep Excavation Using Plaxis // International Journal of Research in Engineering and Technology. 2014, vol. 3, issue 06. pp. 97—103.
215. Drucker D.C., Prager W. Soil Mechanics and Plastic Analysis or Limit Design. // Quart. Appl. Math., 10, 1952. P.157- 165.
216. Faizi K., Armaghani D. J., Sohaei H., Rashid A. S. A., Nazir R.. Deformation model of sand around short piles under pullout test // Measurement. 2015. No. 63. pp. 110-119.
217. Fellenius, B.H., Altaee, A., Kulesza, R., Hayes, J. O-cell testing and FE Analysis of 28m deep barrette in Manila, Philippines // American Society of Civil Engineering, Journal of geotechnical and environmental engineering. 1999, Vol. 125, №7, pp. 566-575.
218. Gaaver Kh. E. Uplift capacity of single piles and pile groups embedded in cohesionless soil // Alexandria Engineering Journal. 2013. Vol. 52. Issue 3. pp. 365-372.

219. Hanna A., Sabry M. Trends in Pullout behavior of Batter Piles in Sand // Proceeding of the 82 Annual Meeting of the Transportation Research Board. 2003. 13 p.
220. Idriss I. M., Dobry R., Singh R. D. Non-linear behavior of soft clays during cyclic loading // Journal of the Geotechnical engineering division. ASCE. 1978. - № GTI2 : Vol. 104. pp. 1427-1447.
221. Ismael N.F. Skin friction of driven piles in calcareous sands // Journal of Geotechnical Engineering. ASCE. 1989. Vol. 115. Issue 1. pp. 135–139.
222. Mindlin R. Force at Point in the interior of Semi Infinite Solid. Physics Vol.7, May. 1936.
223. Newmark N.M. Effects of earthquakes on dam and embankments // Geotechnique. 1965. № 2:Vol. 15. pp. 139-159.
224. Osterberg, J.O., The Osterberg load test method for drilled shafts and driven piles // Proceedings of the seventh international conference of piling and deep foundation. Published by deep foundation institute. Vienna, Austria, 1998.
225. Poulos H.G., and Davis, E.H. (1968). "The settlement of single axially loaded incompressible piles and piers." Geotech., 18(3), 351-371.
226. Poulos H.G., and Davis, E.H. (1980). Pile Foundation Analysis and Design. John Wiley & Sons, Inc., New York, N.Y.
227. Seed H.G., and Reese, L.C. (1957). "The action of soft clay along friction piles." Trans., ASCE, 122, 731-754.
228. Shanz, T., Vermeer, P.A., Bonnier, P.G. The hardening soil model: Formulation and verification. In R.B.J. Brinkgreve, Beyond 2000 in Computational Geotechnics, Balkema, Rotterdam, 1999, p.281-290.
229. Skempton A.W. Selected papers on soil mechanics. London: T. Telford Ltd. 2009. 245 p.
230. Ter-Martirosyan Z.G. Rheological parameters of soils and design of foundations, Oxford and JBK Publishing co. PVT. LTD. New Delhi, 1992, p.p. 188
231. Terzaghi K. Erdbaumechanik auf Bodenphysikalischer Grundlage. Deuticke, Vienna, 1925.
232. Wang G., Sitar N.. Numerical Analysis Of Piles In Elasto-Plastic Soils Under Axial Loading // 17th ASCE Engineering Mechanics Conference. 2004. pp. 1-7.
233. Wolf J.P. Dynamic soil-structure interaction. Englewood Cliffs: Prentice - Hall inc. 1985. 466p.
234. Yimsiri S., Soga K., Yoshizaki K., Dasari G.R., O'Rourke T.D. Lateral and Upward Soil-Pipeline Interactions in Sand for Deep Embedment Conditions // Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. 2004, vol. 130, issue 8. pp. 830—842.
235. Zhenggui W., Werner R. A study of soil-reinforcement interface friction // Journal of Geotechnical Geoenvironmental Engineering. 2002. vol. 128. Issue 1. pp. 92-94.