

**МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ И НАУКИ РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ**  
**ФЕДЕРАЛЬНОЕ ГОСУДАРСТВЕННОЕ БЮДЖЕТНОЕ ОБРАЗОВАТЕЛЬНОЕ УЧРЕЖДЕНИЕ ВЫСШЕГО**  
**ОБРАЗОВАНИЯ**  
**“САНКТ-ПЕТЕРБУРГСКИЙ ГОРНЫЙ УНИВЕРСИТЕТ”**

На правах рукописи

*КАРАСЕВ МАКСИМ АНАТОЛЬЕВИЧ*



**ПРОГНОЗ ГЕОМЕХАНИЧЕСКИХ ПРОЦЕССОВ В СЛОИСТЫХ  
ПОРОДНЫХ МАССИВАХ ПРИ СТРОИТЕЛЬСТВЕ ПОДЗЕМНЫХ  
СООРУЖЕНИЙ СЛОЖНОЙ ПРОСТРАНСТВЕННОЙ КОНФИГУРАЦИИ В  
УСЛОВИЯХ ПЛОТНОЙ ГОРОДСКОЙ ЗАСТРОЙКИ**

*Специальность 25.00.20 – Геомеханика, разрушение горных пород,  
рудничная аэрогазодинамика и горная теплофизика*

Научный консультант  
Протосеня Анатолий Григорьевич,  
доктор технических наук,  
профессор

**ДИССЕРТАЦИЯ**  
на соискание ученой степени  
доктора технических наук

Санкт-Петербург – 2017

## Оглавление

Введение .....	5
Раздел 1. Состояние вопроса прогнозирования деформаций породного массива при строительстве подземных сооружений в условиях плотной городской застройки .....	11
1.1 Общие положения.....	11
1.2 Анализ причин развития деформаций грунтового массива при строительстве подземных сооружений .....	12
1.3 Анализ методов прогноза оседания земной поверхности при строительстве подземных сооружений .....	15
1.3.1 Полуэмпирические методы прогноза оседания земной поверхности при строительстве подземных сооружений .....	15
1.3.2 Аналитические методы прогноза оседания земной поверхности при строительстве подземных сооружений .....	23
1.3.3 Методы прогноза оседания земной поверхности при строительстве подземных сооружений, основанные на численных решениях .....	25
1.4 Анализ методов прогноза деформаций в окрестности породного обнажения при строительстве подземных сооружений .....	26
1.5 Постановка задачи и разработка программы исследований .....	31
Раздел 2. Методологические основы прогноза развития геомеханических процессов при строительстве подземных сооружений глубокого заложения в слоистых средах.....	34
2.1 Общие положения.....	34
2.2 Выбор метода прогноза геомеханических процессов при строительстве подземных сооружений .....	35
2.3 Концепция взаимодействия между различными элементами системы при прогнозе геомеханических процессов, вызванных строительством подземных сооружений.....	40
2.4 Развитие моделей деформирования пород для прогноза геомеханических процессов в окрестности подземных сооружений.....	61
2.4.1 Важнейшие особенности геомеханических моделей деформирования пород	61
2.4.2 Упругие модели поведения глинистых пород.....	63
2.4.3 Упругопластические модели глинистых пород, основанные на теории критического состояния .....	65
2.4.4 Упругопластическая модель с заданными плоскостями ослабления .....	70
2.4.5 Модели поведения, основанные на рассмотрении процессов деформирования на микроуровне.....	72
2.5 Анализ формирования мульды оседания земной поверхности при строительстве подземного сооружения .....	74
2.6 Общие принципы построения численных моделей прогноза геомеханических процессов при строительстве подземных сооружений в условиях плотной городской застройки .....	78
2.7 Пример развития геомеханических процессов при строительстве подземного сооружения в городской черте .....	93
2.8 Заключение по разделу 2.....	103
Раздел 3. Исследование механического поведения твердых аргилитоподобных глинистых пород .....	106
3.1 Общие положения.....	106
3.2 Особенности формирования глинистых пород средней степени литификации...107	107
3.3 Обобщение существующих представлений о физико-механических свойствах протерозойских глин .....	109
3.4 Лабораторные исследования механических характеристик протерозойских глинистых пород.....	116

3.4.1	Программа проведения лабораторных испытаний.....	116
3.4.2	Результаты лабораторных испытаний протерозойской глины в условиях одноосного сжатия.....	124
3.4.3	Результаты испытаний протерозойской глины в условиях объемного сжатия.....	129
3.4.4	Результаты испытаний протерозойской глины сжатием по образующим.....	137
3.4.5	Результаты испытаний протерозойской глины раскалыванием сферическими инденторами.....	139
3.5	Формирование физической модели поведения протерозойской глины.....	140
3.6	Заключение по разделу 3.....	144
Раздел 4. Разработка численных моделей прогноза геомеханических процессов при строительстве подземных сооружений в твердых аргиллитоподобных глинистых породах, характеризующихся анизотропией прочностных и деформационных свойств.....		146
4.1	Общие положения.....	146
4.2	Принципы разработки численных моделей в рамках метода конечно-дискретных элементов.....	149
4.3	Уравнения механического поведения среды.....	152
4.4	Явный метод решения нелинейных задач механики деформируемого тела.....	156
4.5	Обоснование применимости метода конечно-дискретных элементов для прогноза механизма деформирования и разрушения пород.....	157
4.6	Апробация метода конечно-дискретных элементов для решения задач геомеханики.....	158
4.7	Формулировка численной модели с учетом естественной анизотропии механических свойств среды.....	167
4.8	Прогноз геомеханических процессов в окрестности породного обнажения, расположенного в слоистой среде.....	172
4.9	Заключение по разделу 4.....	180
Раздел 5. Разработка моделей поведения аргиллитоподобных глинистых пород, учитывающих естественную и сформировавшуюся в результате деформирования анизотропию механических свойств.....		181
5.1	Общие положения.....	181
5.2	Общие принципы построения механических моделей деформирования пород...181	
5.2.1	Упругое поведение.....	184
5.2.2	Построения модели поведения материала в рамках теории пластического течения.....	189
5.2.3	Основные положения модели многослойной среды.....	191
5.3	Модель изотропной нелинейно-деформируемой среда.....	200
5.4	Модель анизотропной нелинейно-деформируемой среды.....	202
5.5	Модель изотропной линейно-деформируемой среды с анизотропией прочностных свойств.....	204
5.6	Модель изотропной нелинейно-деформируемой среды с анизотропией прочностных свойств.....	209
5.7	Модель трансверсально-изотропной линейно-деформируемой среды с анизотропией прочностных свойств.....	211
5.8	Модель трансверсально-изотропной нелинейно-деформируемой среды с анизотропией прочностных свойств.....	217
5.9	Численная реализация моделей поведения среды.....	218
5.10	Заключение по разделу 5.....	219
Раздел 6. Разработка методики прогноза деформаций земной поверхности при строительстве подземных сооружений сложной пространственной конфигурации.....		222

6.1 Общие положения.....	222
6.2 Деформации земной поверхности над подземными сооружениями сложной пространственной конфигурации .....	223
6.3 Основные аспекты численного моделирования напряженно-деформированного состояния породного массива и деформаций земной поверхности при строительстве подземных сооружений сложной пространственной конфигурации.....	227
6.4 Апробация предложенного подхода для прогноза деформаций земной поверхности породного массива на основе разделения глобальной модели на несколько локальных моделей .....	230
6.5 Заключение по разделу 6.....	236
Раздел 7. Апробация методики прогноза деформаций земной поверхности на объектах подземного строительства Санкт-Петербургского метрополитена .....	240
7.1 Общие положения.....	240
7.2 Сравнение прогнозных и фактических данных об оседании земной поверхности при строительстве станций метрополитена в условиях Санкт-Петербурга .....	243
7.2.1 Станция метрополитена “Обводный канал” .....	243
7.2.2 Станция метрополитена “Международная” .....	246
7.3 Прогноз деформаций земной поверхности при строительстве новых станций Санкт-Петербургского метрополитена.....	252
7.3.1 Станция метрополитена “Путиловская” .....	252
7.3.2 Станция метрополитена “Театральная” .....	262
7.3.3 Станция метрополитена “Горный институт” .....	275
7.3.4 Демонтажная камера на перегоне между станциями “Приморская” – “Новокрестовская” .....	282
7.4 Заключение по разделу 7.....	288
Заключение.....	291
Список литературы.....	293

## Введение

**Актуальность работы.** Развитие крупных городов связано с комплексным освоением подземного пространства. Это объекты метрополитена, транспортные и сервисные тоннели, подземные склады и хранилища, объекты инфраструктуры, магазины и другие подземные сооружения. Использование подземного пространства мегаполисов создает условия для значительного снижения негативных воздействий промышленной и служебной инфраструктур, а также решает проблему городского транспорта, ряд социальных и экологических проблем. В то же время строительство подземных сооружений может оказать и негативное воздействие на здания и объекты городской инфраструктуры, расположенные в зоне их подработки горно-строительными работами, которое проявляется в виде значительных осадок, повреждений и разрушений зданий, сооружений и инженерных коммуникаций, особенно при строительстве станций метрополитенов и наземно-подземных транспортных узлов. Это требует расселения домов, попадающих в зону влияния, что в современных экономических условиях недопустимо.

Строительство любого подземного сооружения приводит к изменению напряженного состояния вмещающего массива, сопровождающегося его деформациями, которые распространяются до земной поверхности; их величина и характер зависят от многих факторов и определяются на основании геомеханического анализа. Решение таких важных задач подземного строительства, как обоснование устойчивости подземного сооружения, выбор типа и рациональных параметров обделок, прогноз развития деформаций земной поверхности, невозможно без достоверного прогноза геомеханических процессов, проявляющихся в виде деформаций породного массива.

Специфика геомеханических процессов, возникающих при строительстве подземных сооружений, определяется инженерно-геологическими условиями, закономерностями деформирования вмещающих пород, а также конфигурацией подземного сооружения и последовательностью ведения строительных работ. Полнота учета этих данных предопределяет достоверность прогноза геомеханических процессов в породном массиве при строительстве подземных сооружений.

Первые попытки прогноза деформаций земной поверхности в основном базировались на результатах натуральных наблюдений, которые были обобщены в виде эмпирических зависимостей. Общим недостатком данных методов является неопределенность при выборе параметров аналитических зависимостей, диапазон изменения которых достаточно широк, а четких рекомендаций по выбору численных показателей авторами работ не предлагается. В итоге данные методы используются либо для предварительного прогноза деформаций земной поверхности, что позволяет выявить зоны влияния строительства подземных сооружений, либо на хорошо изученных участках строительства, где имеется задел по натурным исследованиям.

Значительное внимание было уделено и развитию аналитических методов прогноза деформаций земной поверхности. Основным ограничением таких методов является упрощенный подход как к учету процесса строительства подземных сооружений, так и к особенностям механического состояния вмещающего породного массива. В последние годы были предприняты попытки учесть различные особенности поведения пород, однако модели поведения сред так и остались достаточно простыми и не позволяли полностью преодолеть недостатки, присущие первым работам в этой области.

В целом можно отметить, что существующие методы прогноза деформаций породного массива и земной поверхности, основанные на полуэмпирических или аналитических методах расчета, не позволяют в полной мере описать геомеханические процессы, происходящие при строительстве подземных сооружений сложной пространственной конфигурации.

В существующих нормативных документах как федерального (СНиП, СП), так и регионального значения (ТСН), регламентирующих вопросы проектирования подземных сооружений в условиях плотной городской застройки, проблема прогноза деформаций земной поверхности при строительстве подземных сооружений рассматривается весьма условно, на основании эмпирических или полуаналитических зависимостей, некоторые из которых весьма спорны. Основным недостатком предложенных в нормативной литературе методик прогноза оседания земной поверхности является косвенный учет особенностей строительства подземных сооружений, что не позволяет адаптировать их под так называемые малоосадочные технологии строительства, получившие в последнее время широкое распространение. Учет сложной пространственной конфигурации подземных сооружений в положениях существующих нормативных документов отсутствует, что ведет к искажению результатов прогноза деформаций земной поверхности.

Прогноз деформаций породного массива и поверхности земли в основном должен выполняться на основании использования результатов численного моделирования строительства подземных сооружений. Этому способствует как развитие представлений о процессах деформирования пород, так и появление проработанных геомеханических моделей поведения породных массивов.

Применение численных методов анализа позволяет избежать ряда недостатков эмпирических, полуэмпирических и аналитических методов, однако научные исследования, выполненные в этом направлении, разрознены, требуют обобщения и дополнения и практически не затрагивают прогноза геомеханических процессов при строительстве сооружений сложной пространственной конфигурации. Особое внимание необходимо уделить вопросам разработки геомеханических моделей поведения твердых аргиллитоподобных глинистых пород, что позволит повысить достоверность прогноза геомеханических процессов при строительстве подземных сооружений, расположенных в таких средах, а также способствует развитию методологических вопросов прогноза деформаций земной поверхности при строительстве подземных сооружений сложной пространственной конфигурации.

Предлагаемая работа направлена на изучение развития геомеханических процессов в породном массиве при строительстве сложных пространственных подземных сооружений (станционных комплексов метрополитенов, пересадочных узлов станционных комплексов и др.) в твердых аргиллитоподобных глинистых породах, механическое поведение которых в немалой степени определяется их слоистой структурой. При этом основной практический акцент в работе смещен в сторону прогноза деформаций земной поверхности.

Обобщая вышесказанное, можно отметить, что достоверный прогноз геомеханических процессов и деформаций земной поверхности, возникающих при строительстве подземных сооружений сложной пространственной конфигурации в условиях плотной городской застройки, следует признать актуальной научной проблемой при освоении подземного пространства мегаполисов.

**Цель работы** заключается в разработке и обосновании теоретических положений прогноза геомеханических процессов в породном массиве в окрестности подземных сооружений сложной пространственной конфигурации, расположенных в твердых аргиллитоподобных глинистых породах, обеспечивающих сохранность зданий и сооружений при их подработке горно-строительными работами.

**Идея работы.** Прогноз геомеханических процессов должен основываться на моделях среды, учитывающих анизотропию и нелинейность породного массива, создании пространственных численных моделей подземных комплексов с учетом стадийности их

строительства и реализации численных экспериментов на основе взаимоувязанных глобальных и локальных вычислительных алгоритмов.

**Основные задачи исследований:**

- обзор предыдущих исследований по заявленной тематике, а также результатов мониторинга деформаций породного массива в окрестности подземных сооружений и оседания земной поверхности;
- изучение влияния анизотропии на закономерности деформирования твердых аргиллитоподобных глинистых пород в диапазоне от очень малых до больших деформаций;
- анализ наиболее распространенных концепций разработки геомеханических моделей трансверсально-изотропных сред;
- разработка численных моделей деформирования и разрушения твердых аргиллитоподобных глинистых пород в рамках метода конечно-дискретных элементов;
- разработка геомеханической модели слоистой среды, учитывающей естественную и сформировавшуюся в результате деформирования анизотропию прочностных и деформационных свойств, а также изменение механических свойств от достигнутых напряжений и деформаций;
- разработка концепции проведения геомеханического анализа для прогноза деформаций породного массива при строительстве подземных сооружений сложной пространственной конфигурации;
- разработка методологии прогноза геомеханических процессов в породном массиве и деформаций земной поверхности при строительстве подземных сооружений сложной пространственной конфигурации с применением численных методов анализа;
- апробация предложенного метода прогноза оседания земной поверхности на объектах подземного пространства крупных мегаполисов.

**Объектом исследования** является подземное пространство мегаполисов при взаимодействии породных массивов, сложенных слоистыми породами средней и высокой степени литификации с подземными сооружениями.

**Практическая значимость работы:**

- разработан новый подход и метод расчета деформаций породного массива при строительстве подземных сооружений, что позволит повысить достоверность прогноза и последующую оценку негативного влияния деформаций на здания, сооружения и объекты городской инфраструктуры;
- разработаны численные модели прогноза деформирования и разрушения твердых аргиллитоподобных глинистых пород, позволяющие изучать процессы развития геомеханических процессов в окрестности породного обнажения, проявляющиеся в виде деформаций, формирования и развития микротрещин, а также обрушения пород;
- разработана геомеханическая модель твердых аргиллитоподобных глинистых пород и предложен алгоритм ее численной реализации в существующих программных комплексах для выполнения численного анализа в рамках механики сплошной среды, что позволит повысить точность прогноза деформаций породного массива в окрестности подземного сооружения и оседания земной поверхности при строительстве подземных сооружений в слоистых средах;
- разработаны методы расчета зоны влияния строительства сложных пространственных подземных сооружений, метрополитенов и прогноза деформаций земной поверхности с целью установления необходимости применения мер защиты к зданиям и объектам инфраструктуры городской застройки;

- сформулирована концепция научно-технического обоснования геомеханически безопасного освоения подземного пространства городов при строительстве подземных сооружений.

**Методы исследований.** Использовались современное лабораторное оборудования для испытаний пород при различном напряженном состоянии, результаты натурных исследований за деформациями земной поверхности при строительстве станционных комплексов метрополитенов, обоснованные, общепринятые и новые методы математического описания механических процессов при деформировании и разрушении пород, включающие уравнения теории упругости, пластичности и элементы механики разрушения, а также способы решение задач прогноза геомеханических процессов в окрестности подземных сооружений численными методами анализа.

**Научная новизна** диссертационного исследования заключается в следующем:

- установлена взаимосвязь между деформационными характеристиками твердых аргиллитоподобных глинистых пород и достигнутыми напряжениями и деформациями, которая заключается в увеличении жесткости среды с ростом средних напряжений и ее снижением с увеличением уровня достигнутых деформаций;

- разработаны численные модели слоистой среды, которые в явном виде позволяют прогнозировать зарождение и рост микро- и макротрещин по заранее не определенным, а формируемым в процессе деформирования плоскостям ослабления, анизотропия свойств которой задается с помощью функции распределения;

- разработана геомеханическая модель твердых аргиллитоподобных глинистых пород, учитывающая зависимость деформационных характеристик среды от достигнутого уровня напряжений и деформаций, а также влияние напряжений на анизотропию механических свойств;

- выполнена численная реализация геомеханической модели твердых аргиллитоподобных глинистых пород, в рамках концепции многослойной среды, на основании теории пластического течения, позволяющая учесть естественную анизотропию прочностных и деформационных свойств пород и деформационную анизотропию механических свойств, а также наличие в породном массиве поверхностей ослабления и неоднородностей;

- предложена и реализована концепция численного моделирования прогноз напряженно-деформированного состояния при строительстве подземных сооружений сложной пространственной конфигурации, где глобальная модель разделяется на подмодели, в рамках которых выполняется детальный геомеханический анализ, а общую картину деформирования породного массива и деформаций земной поверхности получают суммированием локальных деформаций по определенному правилу.

**Основные защищаемые положения:**

1. Исследование процессов деформирования и разрушения слоистых породных массивов необходимо выполнять на основании представления их в виде конечно-дискретных элементов с ориентированным распределением механических показателей элементов, что позволяет моделировать зарождение и распространение трещин, а также определять зоны дополнительной нарушенности породного массива, вызванные строительством подземных сооружений.

2. Прогноз деформаций в окрестности подземного сооружения, вызванных его строительством в слоистых породных массивах, и оседания земной поверхности должен выполняться на основании геомеханической модели среды, учитывающей анизотропию механических свойств, а также влияние достигнутого уровня напряжений и деформаций на ее механические характеристики.

3. Прогноз осадок земной поверхности при строительстве сложных пространственных сооружений должен выполняться с учетом стадийности строительства, при этом высокая информационная детализация технологии строительства обеспечивается за счет применения локальных и глобальной моделей, взаимосвязь между которыми осуществляется через передачу расчетных данных о напряжениях и деформациях участков породного массива на всех рассматриваемых стадиях строительства.

**Достоверность и обоснованность научных положений, выводов и рекомендаций** подтверждается удовлетворительной сходимостью результатов натуральных наблюдений и прогнозных деформаций земной поверхности при строительстве сложных пространственных сооружений (станционные комплексы “Обводный канал”, “Волковская”, “Адмиралтейская”, “Международная”, “Бухаресткая”), применением строгих методов математического анализа для построения геомеханических моделей слоистой среды и численных моделей строительства подземных сооружений. Прогнозные расчеты деформаций земной поверхности, выполненные с учетом результатов работы, вошли проектную документацию по объектам Санкт-Петербургского метрополитена и получили практическую апробацию.

**Апробация работы.** Основные положения и результаты исследований освещались на научно-практических конференциях и выставках: международная конференция “Современные проблемы геомеханики, горного производства и недропользования”, Санкт-Петербург, Горный институт, 2009 г; международный форум “Инженерные системы 2013”, Москва, 2013 г.; международная научная школа академика К.Н. Трубецкого (Институт проблем комплексного освоения недр) “Проблемы и перспективы комплексного освоения и сохранения земных недр”, Москва, 2014 г., международный форум “Инженерные системы 2014”, Москва, 2014 г.; международная научно-практическая конференция “Инновационные направления в проектировании горнодобывающих предприятий”, Санкт-Петербург, 2015 г.; международная научно-техническая конференция “Механика горных пород при разработке месторождений углеводородного сырья”, Санкт-Петербург, 2015 г; международная научно-практическая конференция “Перспективы развития инженерных изысканий в строительстве в Российской Федерации”, Санкт-Петербург, 2015 г.; международная научно-практическая конференция “Инновационные направления в проектировании горнодобывающих предприятий”, Санкт-Петербург, 2016 г., а также обсуждались на заседаниях научно-технического совета по работе с докторантами Санкт-Петербургского горного университета, на заседаниях кафедры строительства горных предприятий и подземных сооружений и получили одобрение.

**Личный вклад автора заключается в** Личный вклад автора заключается в постановке целей и задач исследований; обработке результатов натуральных замеров оседания земной поверхности, полученных по данным маркшейдерских служб метрополитена; разработки программы проведения лабораторных исследований с целью определения механического поведения аргиллитоподобных глинистых пород и обработке и обобщению полученных результатов; разработке численных моделей прогноза деформирования и разрушения изотропных и трансверсально-изотропных сред как на уровне элементарного образца породы, так и в окрестности подземных сооружений, реализация которых выполнялась в рамках метода конечно-дискретных элементов; обосновании подхода к описанию механического поведения породного массива представленного слоистой породой, выводе основных уравнения для математического описания поведения слоистой среды и ее внедрение в программное решение для выполнения прочностных расчетов используя один из существующих численных методов

анализа; разработка алгоритма для выполнения расчетов прогноза деформаций земной поверхности основанного на разделении рассматриваемого объекта на глобальную и локальные численные модели; разработке численных моделей прогноза развития геомеханических процессов в окрестности подземных сооружений сложной пространственной конфигурации учитывающих взаимодействия внутри системы “породный массив – подземное сооружение”; апробация результатов научных исследований на объектах подземного строительства Санкт-Петербургского метрополитена.

**Публикации.** По теме диссертации опубликовано 27 научных работ, в том числе в изданиях, рекомендованных ВАК Минобрнауки России, – 16 статей.

**Использование результатов работы.** Результаты научных исследований использовались при проектировании новых станций Санкт-Петербургского метрополитена и включены в состав проектной документации. Проекты сооружений станций метрополитена “Театральная”, “Горный институт”, “Путиловская” получили положительное заключение главной государственной экспертизы и находятся на стадии практической реализации.

**Объем и структура работы.** Диссертационная работа изложена на 307 страницах машинописного текста. Состоит из введения, семи разделов, заключения, списка литературы из 284 наименований. Включает 150 рисунков и 59 таблиц.

## **Раздел 1. Состояние вопроса прогнозирования деформаций породного массива при строительстве подземных сооружений в условиях плотной городской застройки**

### **1.1 Общие положения**

Все подземные сооружения можно подразделить на те, строительство которых осуществляется открытым способом работ, то есть с удалением всей толщи пород от поверхности до подошвы сооружения, и те, строительство которых выполняется закрытым способом работ, то есть с выемкой породы только в пределах размеров подземных сооружений. Основное внимание уделено подземным сооружениям, строительство которых выполняется закрытым способом в условиях плотной городской застройки, в то время как полузаглубленные сооружения не рассматриваются в диссертационной работе. К данным объектам можно отнести транспортные тоннели, сооружаемые щитовым или горным способом, канализационные тоннели большого поперечного сечения, а также микротоннели, которые преимущественно сооружаются щитовым способом, перегонные тоннели и станционные комплексы метрополитена, которые включают в себя станции, подходные и околоствольные тоннели, вертикальные и наклонные стволы.

Применение закрытого способа строительства подземных сооружений в условиях плотной городской застройки выгодно отличает его от открытого способа возможностью ведения работ без значительного изменения внешнего облика города на период строительства. Однако любые горные работы в той или иной степени оказывают воздействие на здания или сооружения, которые расположены в зоне их влияния. Образование породного обнажения приводит к перераспределению напряжений в породном массиве и реализации деформаций в его окрестности. Наиболее активно деформации развиваются в окрестности породного обнажения, но часть деформаций реализуется в виде оседания земной поверхности. Если величины дополнительных деформаций грунтового массива значительны, то здания или сооружения, расположенные на земной поверхности, могут получить повреждения.

В условиях мегаполиса строительство подземных сооружений может привести к повреждению фасадов, а также несущих элементов зданий. Особенно чувствительны к дополнительным деформациям грунтового массива объекты исторического наследия, строительство которых выполнялось из каменных или армокаменных конструкций, а фундаменты не обладают достаточной жесткостью, чтобы противостоять смещениям земной поверхности, вызванным строительством подземных сооружений. Строительство подземных сооружений оказывает существенное влияние и на свайные фундаменты зданий, что связано с тем, что сваи могут быть расположены в непосредственной близости от подземных сооружений, на участке активного проявления деформаций. Трубопроводы, расположенные в верхних слоях грунтового массива, также могут получить повреждения при значительном их неравномерном деформировании.

Таким образом, строительство подземных сооружений всегда связано с деформированием породного массива. При строительстве подземных сооружений в условиях плотной городской застройки необходимо выбрать такую технологию ведения горных работ, которая будет оказывать наименьшее вредное воздействие на здания или сооружения, расположенные в зоне их влияния. Очевидно, что технология строительства подземных сооружений является одним из определяющих факторов развития деформаций в его окрестности и на земной поверхности.

## 1.2 Анализ причин развития деформаций грунтового массива при строительстве подземных сооружений

Строительство тоннелей, как было отмечено выше, независимо от применяемой технологии их проведения вызывают осадки земной поверхности. Точная форма мульды оседания земной поверхности, вызванная строительством тоннеля, зависит от многих факторов, но в общем виде она может быть представлена в виде следующей поверхности (рисунок 1.1).

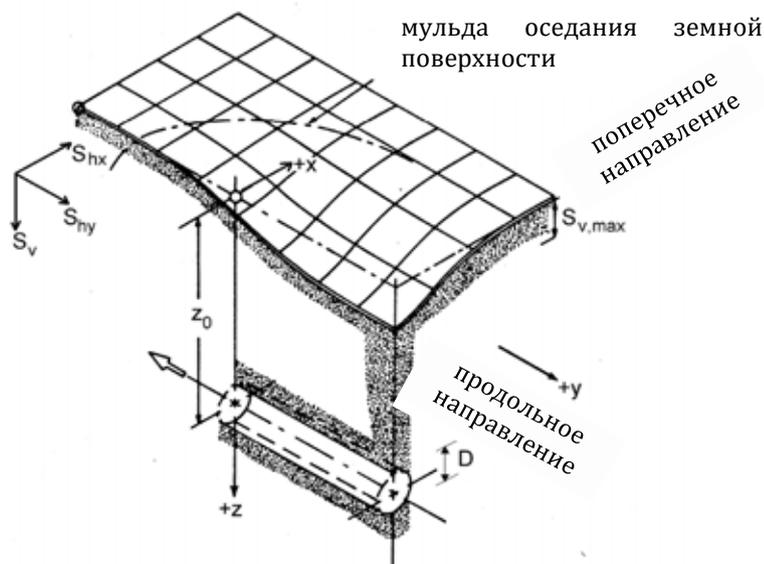


Рисунок 1.1 – Форма мульды оседания земной поверхности, вызванная строительством транспортного тоннеля [1]

Традиционно считается, что мульда оседания земной поверхности над строящимся подземным сооружением формируется следующим образом. Максимальное оседание обычно формируется непосредственно над осью подземного сооружения. Отклонение максимального значения оседания земной поверхности от оси подземного сооружения может быть вызвано сложным геологическим строением, наличием зданий или сооружений на земной поверхности и др. факторами, которые вносят некоторую несимметричность в формирование мульды оседания. Однако по мере увеличения глубины заложения подземного сооружения данное влияние внешних факторов на формирование мульды оседания земной поверхности снижается. Мульда оседания земной поверхности распространяется во все стороны от строящегося подземного сооружения, при этом начало развития оседания земной поверхности начинается далеко впереди лба забоя сооружения, а затухание процесса сдвижения происходит позади лба забоя. Мульда оседания земной поверхности тем шире, а значение оседания земной поверхности тем выше, чем больше протяженность рассматриваемого подземного сооружения.

Основные причины развития оседания земной поверхности при строительстве подземных сооружений можно разделить на три категории:

1. **Мгновенные осадки.** Эта категория осадок реализуется на этапе строительства подземного сооружения. Их величина зависит от устойчивости лба забоя подземного сооружения, скорости ведения проходческих работ, времени, необходимого для установки обделки и, в случае использования сборной обделки, времени, необходимого на тампонаж пространства между обделкой и породой. Мгновенные осадки вдоль продольной оси подземного сооружения начинаются на некотором расстоянии впереди лба забоя и прекращаются после твердения и набора прочности тампонажного раствора.

2. **Осадки, вызванные деформациями тоннельной обделки.** Формируются за счет преимущественно упругой работы материала обделки подземного сооружения и смыкания стыков сборной обделки. Однако при строительстве подземных сооружений в породах, не способных оказать существенный отпор деформирования обделки, она приобретает эллипсоидную форму, что влечет за собой увеличение оседания земной поверхности непосредственно над продольной осью подземного сооружения.
3. **Длительные осадки.** Осадки земной поверхности, которые вызваны развитием длительных геомеханических процессов в породном массиве и ползучести материала обделки. Однако осадки, вызванные этими процессами, весьма ограничены и при достаточной жесткости обделки не вносят существенного вклада в их развитие. Также дополнительные осадки земной поверхности могут быть связаны с изменением положения уровня подземных вод или рассеиванием избыточного порового давления, вызванного строительством подземного сооружения.

Как показывает практика, мгновенные осадки реализуются в течении первых нескольких дней в зависимости от типа породы. С практической точки зрения можно считать, что они реализуются мгновенно. Мгновенные осадки развиваются на стадии строительства подземного сооружения. Осадки в длительном периоде могут развиваться от нескольких недель и месяцев для песков и мягких глин, до нескольких лет для плотных глин. Отношение величины мгновенных осадков к величине осадков в длительном периоде зависит от многих факторов и с трудом поддается обобщению. Согласно натурным экспериментальным исследованиям, для типичного участка около 60-90% осадков реализуется мгновенно [2-4]. В процессе развития длительных осадков земной поверхности происходит расширение мульды оседания и ее выполаживание, что благоприятно сказывается на объектах, расположенных на земной поверхности. Оседание земной поверхности, вызванное консолидацией грунта в окрестности тоннеля, в первую очередь связано с проницаемостью обделки, получаемой при строительстве тоннеля традиционным способом. В некоторых случаях специально организуется дренажная система вокруг тоннеля, предназначенная для отвода воды и снижения нагрузки, действующей на обделку тоннеля. Данный процесс приводит к локальному снижению уровня грунтовых вод и уплотнению грунта. В породах с низкими значениями коэффициента фильтрации формируется избыточное поровое давление, которое рассеивается во времени. Но так как скорость ведения проходческих работ незначительна, консолидация грунта происходит на небольшом расстоянии от забоя тоннеля. В породном массиве, сложенном грунтами с высокими показателями коэффициента фильтрации, процессы рассеивания порового давления и консолидации происходят впереди забоя тоннеля достаточно быстро, что может привести к значительному оседанию земной поверхности.

Рассмотрим причины развития деформаций породного контура подземных сооружений на стадии их строительства. **При строительстве подземных сооружений горным способом** можно выделить следующие основные причины радиальных смещений контура подземного сооружения: смещения контура подземного сооружения в направлении незакрепленного участка его забоя; радиальные смещения контура подземного сооружения за счет деформаций временной крепи до момента ввода постоянной обделки в работу; радиальные смещения породного контура за счет деформации постоянной обделки.

Смещения незакрепленного участка контура тоннеля очевидны, деформации грунтового массива реализуются в сторону наименьшего отпора. Величины оседания земной поверхности могут быть снижены за счет уменьшения расстояния от лба забоя до участка установки временной крепи или постоянной обделки, а также за счет внедрения

опережающих видов крепления. При применении набрызгбетонной обделки необходимо обращать внимание на то, что набор прочности такой обделки растянут во времени, а жесткость обделки в период твердения недостаточна, чтобы сопротивляться смещениям породного контура.

**При щитовой проходке выделяют следующие основные источники развития радиальных смещений контура подземного сооружения,** приводящих к изменению размера его сечения и, как следствие, оседанию земной поверхности: изменение объема сечения подземного сооружения, вызванное деформациями породного массива впереди лба забоя. При строительстве подземного сооружения порода перемещается в сторону незакрепленного лба забоя. Этот процесс связан с изменением напряженного состояния породного массива. Дополнительные напряжения, возникающие в окрестности подземного сооружения, приводят к реализации радиальных к плоскости лба забоя смещений породы, то есть реализуется выдавливание породы в сторону наименьшего отпора; происходит изменение размера сечения подземного сооружения, связанное с конструкцией исполнительного органа щитового комплекса. Диаметр исполнительного органа щитового комплекса всегда больше внешнего диаметра оболочки проходческого щита, что приводит к перебору сечения подземного сооружения. Так как величина перебора сечения подземного сооружения обычно незначительная, пространство между оболочкой проходческого щита и контуром породного обнажения закрывается; происходит изменение размера сечения подземного сооружения, связанные с конструкцией проходческого щита. Для снижения трения между оболочкой щита и контуром породного обнажения проходческий щит может быть выполнен в виде усеченного конуса. Если не будут применяться какие-либо компенсационные меры, направленные на стабилизацию деформаций породного массива в направлении нормальном к оболочке щита, реализуются радиальные смещения контура породного обнажения на величину разницы между внешними диаметрами оболочки щита в носовой части и хвостовой части; происходит изменение размера сечения тоннеля на этапе монтажа постоянной обделки. Для повышения безопасности работ монтаж кольца сборной обделки выполняется под защитой хвостовой части проходческого щита. Таким образом увеличивается зазор между обделкой и породным контуром на величину зазора между обделкой и оболочкой щита и толщиной оболочки в хвостовой части щита. Для предотвращения дополнительных деформаций обычной практикой является выполнение тампонажных работ, направленных на заполнение пространства между обделкой и породным контуром или монтаж обделки по технологии, предполагающей обжатие обделки на породу; радиальные смещения породного контура подземного сооружения за счет деформаций смонтированного кольца обделки. Эти величины обычно незначительны и могут не учитываться при расчетах оседания земной поверхности.

Анализируя основные источники развития радиальных смещений контура подземного сооружения, можно отметить, что развитие деформаций породного контура в уровне лба забоя можно стабилизировать, и их влияние на общую картину деформирования окажется незначительным. Если размер исполнительного органа значительно больше диаметра оболочки проходческого щита, то это может вызвать значительные потери объема сечения тоннеля, которые могут быть устранены за счет изменения конструкции исполнительного органа. Деформации, вызванные конструкцией оболочки щитового комплекса, можно минимизировать за счет применения компенсационных мер. Деформации контура подземного сооружения на этапе выполнения тампонажных работ в значительной степени зависят от метода выполнения тампонажа (через хвостовую часть оболочки щита или через тампонажные отверстия в обделке) и качества выполняемых работ. Считается, что данный источник оказывает наибольшее воздействие на величину деформаций породного массива в окрестности подземного сооружения. После того как выполнен монтаж обделки, а тампонажный

раствор набрал проектную прочность и жесткость, радиальные смещения контура тоннеля практически не изменяются. Однако несмотря на то, что смещения контура подземного сооружения больше не изменяются, дополнительное оседание земной поверхности может произойти за счет уплотнения породы.

### 1.3 Анализ методов прогноза оседания земной поверхности при строительстве подземных сооружений

Практика строительства подземных сооружений в условиях плотной городской застройки подтвердила необходимость прогноза деформаций земной поверхности, вызванных их строительством. Результаты, полученные на основании выполненных прогнозов, позволяют оценить границы зон сдвижения земной поверхности, определить опасные участки зоны влияния строительства подземных сооружений, разработать мероприятия по снижению негативного воздействия нового строительства.

Методы прогноза оседания земной поверхности при строительстве подземных сооружений можно разделить на три категории: полуэмпирические методы прогноза; аналитические методы прогноза; численные методы прогноза. Независимо от принятого метода, прогноз оседания земной поверхности должен учитывать следующие основные факторы: последовательность строительства подземного сооружения в целом и технологию строительства отдельных его элементов; глубину заложения подземного сооружения и его параметры; начальное напряженное состояние породного массива; особенности деформирования породного массива при изменении напряженного состояния.

Ниже рассмотрены основные этапы развития методов прогноза оседания земной поверхности, представлены особенности их применения на практике, перечислены их достоинства и недостатки.

#### 1.3.1 Полуэмпирические методы прогноза оседания земной поверхности при строительстве подземных сооружений

Анализ методов прогноза оседания земной поверхности начнем с полуэмпирических методов [5]. Разработка этих методов выполнялась на основании обобщения результатов натуральных наблюдений за оседанием земной поверхности.

**Определение вертикальных осадок земной поверхности.** Наибольшее распространение получила полуэмпирическая методика прогноза оседания земной поверхности, основанная на применении функции нормального распределения (функция Гаусса). В. Schmidt и R.В. Peck [6, 7] одними из первых показали, что мульд оседания земной поверхности в поперечном направлении можно с достаточной степенью достоверности описать функцией нормального распределения

$$S_v(x) = S_{v,max} \cdot e^{-\frac{x^2}{2 \cdot i_x^2}}, \quad (1.1)$$

где  $S_{v,max}$  – величина максимальной осадки земной поверхности над продольной осью тоннеля;  $x$  – расстояние от центра тоннеля до рассматриваемой точки;  $i_x$  – расстояние от центра тоннеля до точки перегиба.

Схожие подходы были приняты и в работах Е.А. Демешко и В.А. Ходоша [8], которые разработали метод прогноза оседания земной поверхности при щитовой проходке тоннелей. Авторы для определения фактических изменений размеров поперечного сечения тоннеля закладывали размер строительного зазора между породным контуром и обделкой тоннеля. В качестве функции оседания земной поверхности также принята функция нормального распределения.

Объем грунта  $V_s$ , заключенный между начальным положением земной поверхности и кривой, описывающей характер ее оседания после проведения проходческих работ на единицу ее длины, можно найти, проинтегрировав выражение (1.1) по координате  $x$ :

$$V_s = \int_{-\infty}^{+\infty} S_v(x) dx = \sqrt{2 \cdot \pi} \cdot i_x \cdot S_{v,max}. \quad (1.2)$$

В дополнение к объему мульды оседания единичной длины  $V_s$  введем понятие потери объема сечения тоннеля  $V_t$ . Потерянный объем сечения тоннеля  $V_t$  можно определить как разницу между начальным объемом одного метра длины тоннеля и конечным объемом одного метра длины тоннеля после того, как все радиальные смещения контура тоннеля реализовались. Если строительство тоннеля выполняется в грунтах, деформация которых идет по недренированной схеме, то объем  $V_t$  приблизительно равен объему  $V_s$ . Однако если деформация грунта реализуется по дренированной схеме, то значение  $V_t$  обычно больше  $V_s$ . Это связано с дилатационными процессами и набуханием при разгрузке грунта, что в конечном счете может привести к увеличению его объема. С другой стороны, разница между этими объемами невелика, и с практической точки зрения рациональным является принять их равными друг другу.

Удобным является представить потерянный объем сечения тоннеля в зависимости от размера его поперечного сечения. Тогда значение коэффициента  $GLR$ , характеризующего относительное значение потерянного объема сечения тоннеля, выразим как

$$GLR = \frac{V_t}{A_t} \approx \frac{V_s}{A_t}, \quad (1.3)$$

где  $A_t$  – объем одного метра сечения тоннеля.

Из уравнений (1.2) и (1.3) следует, что

$$S_{v,max} = \frac{A_t}{i_x \sqrt{2 \cdot \pi}} GLR; \quad (1.4)$$

$$S_v(x) = \frac{A_t}{i_x \sqrt{2 \cdot \pi}} GLR e^{\left(-\frac{x^2}{2 \cdot i_x^2}\right)}. \quad (1.5)$$

При рассмотрении оседания земной поверхности необходимо вспомнить о другой функции распределения, получившей распространение в отечественной практике, – функции С.Г. Авершина [9, 10], которая широко использовалась при прогнозе деформаций земной поверхности в инженерно-геологических условиях г. Санкт-Петербурга:

$$S_v(x) = S_{v,max} \left(1 - \frac{x}{L}\right)^4 e^{\frac{4x}{L}}, \quad (1.6)$$

где  $L$  – длина полумульды.

Определение длины полумульды  $L$  выполнялось через углы сдвига, величина которых устанавливалась по данным геотехнического мониторинга.

Типовой характер мульды оседания земной поверхности в поперечном направлении приведен ниже (рисунок 1.2). Как видно из приведенного рисунка, максимальный наклон мульды оседания расположен в точке перегиба, которая располагается на расстоянии  $i_x$  от центральной продольной оси тоннеля. Как будет показано позже, данная точка ключевая для определения деформационного критерия здания. Точка перегиба отделяет зону выгиба от зоны прогиба.

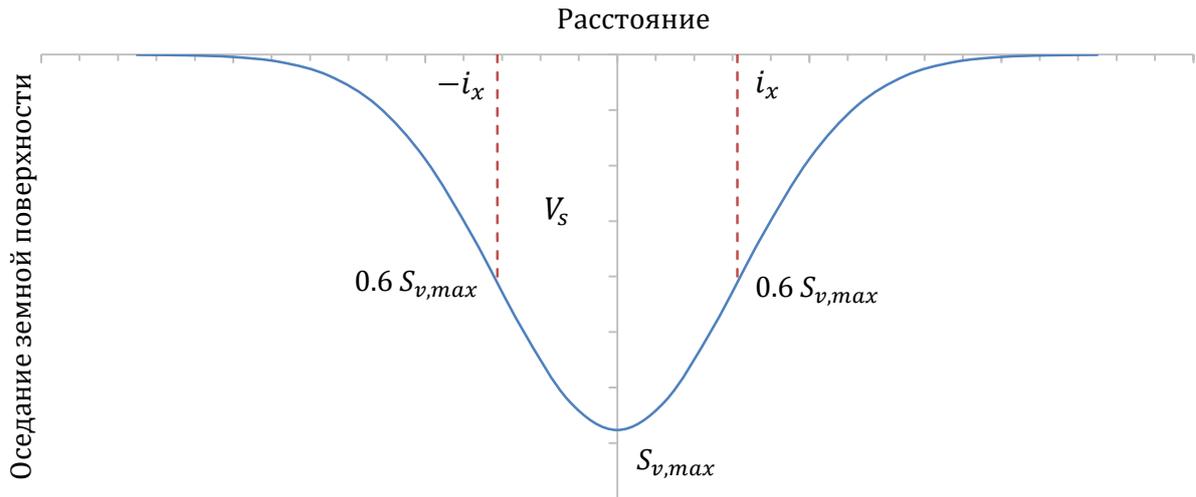


Рисунок 1.2 – Мульда оседания земной поверхности в поперечном направлении

Наибольшую сложность представляет определение максимальной величины оседания земной поверхности для конкретных рассматриваемых условий  $S_{v,max}$ . Несмотря на то, что исследования в данном направлении проводились весьма активно, полученные результаты носили частный характер. Ниже в табличном виде сведены некоторые выражения для определения максимальной величины оседания земной поверхности  $S_{v,max}$  (таблица 1.1).

Таблица 1.1 – Эмпирические выражения для определения максимальной величины оседания земной поверхности при строительстве тоннелей

Автор	Область применения	Выражение
M. Herzog [11]	Одиночный тоннель	$S_{v,max} = 0.785(\gamma Z + \sigma_s) \frac{D^2}{i_x E}$
B. Schmidt [6]	Одиночный тоннель	$S_{v,max} = 0.0125K \frac{R^2}{i_x}$ $K = 0.87e^{0.26N}$ $N = \frac{\sigma_s + \gamma Z - \sigma_T}{C_u}$
R.J. Mair [12]	Одиночный тоннель	$S_{v,max} = \frac{0.313GLR D^2}{i_x}$

Примечание:  $D$  – диаметр тоннеля в черне;  $R$  – радиус выработки в черне;  $Z$  – расстояние от поверхности земли до центра тоннеля;  $N$  – показатель устойчивости;  $\gamma$  – объемный вес грунта;  $E$  – усредненный модуль деформации грунтового массива от поверхности земли до центра тоннеля;  $C_u$  – недrenированная прочность грунта сдвигу;  $\sigma_s$  – давление вышележащих пород;  $\sigma_T$  – величина давления, действующего на лоб забоя.

**Горизонтальные абсолютные деформации земной поверхности.** При оценке необходимости применения мер защиты для зданий и сооружений, расположенных на поверхности земли, а также инженерных коммуникаций необходимо определить относительные показатели деформаций, в частности горизонтальных относительных деформаций. Их величина зависит от горизонтальных смещений земной поверхности  $S_h(x)$ . Если вектор горизонтальных смещений направить в сторону центра тоннеля, тогда, согласно [13],  $S_h(x)$  можно определить как

$$S_h(x) = \frac{x}{Z} \cdot S_v(x), \quad (1.7)$$

где  $Z$  – расстояние от поверхности земли до центра тоннеля.

Максимальные горизонтальные смещения (рисунок 1.3) соответствуют точке перегиба мульды оседания земной поверхности.

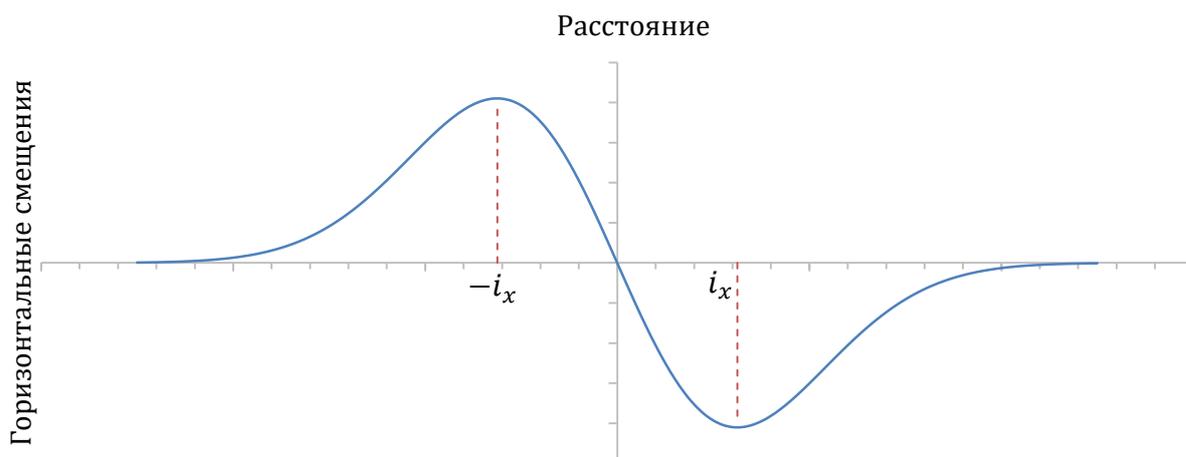


Рисунок 1.3 – Горизонтальные смещения земной поверхности в поперечном направлении

**Относительные горизонтальные деформации земной поверхности в поперечном направлении.** Величину горизонтальных деформаций земной поверхности найдем, продифференцировав  $S_h(x)$  по  $x$ :

$$\varepsilon_h = \frac{dS_h(x)}{dx} = \frac{S_v(x)}{Z} \cdot \left(1 - \frac{x^2}{i_x^2}\right). \quad (1.8)$$

Отрицательное значение в уравнении (1.8) говорит о том, что реализуются деформации сжатия, а положительное значит, что реализуются деформации растяжения.

Максимальные деформации сжатия соответствуют точке с координатами  $x = 0$ , деформации растяжения  $x = \sqrt{3}i_x$  (рисунок 1.4).

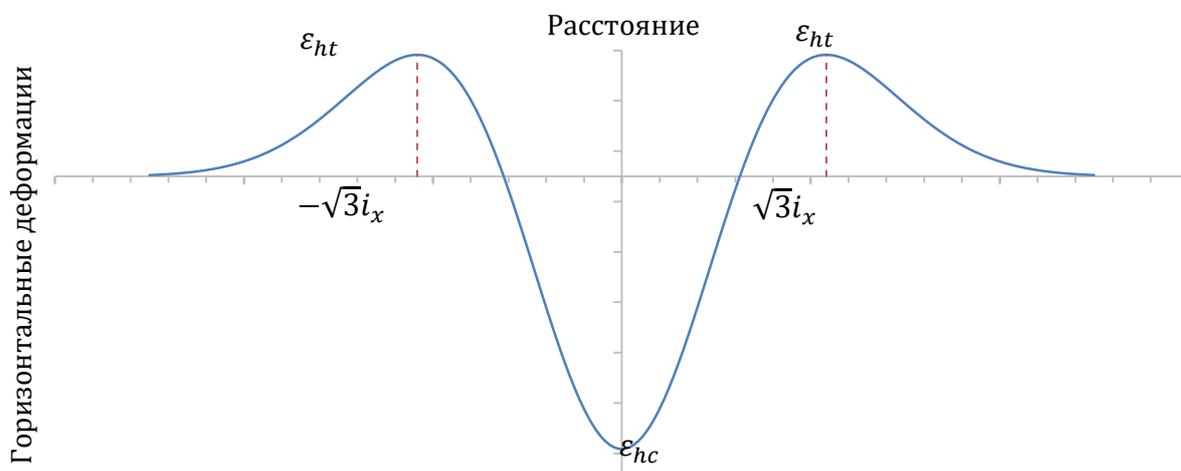


Рисунок 1.4 – Горизонтальные относительные деформации земной поверхности в поперечном направлении

**Определение ширины мульды оседания.** Определению расстояния от оси тоннеля до точки перегиба  $i_x$ , от которого зависит ширина мульды оседания земной поверхности, посвящено большое количество научных исследований. В работе [7] на основании натуральных наблюдений за оседанием земной поверхности предложена взаимосвязь между глубиной заложения центра тоннеля  $Z$  и параметра  $i_x$ , отнесенных к диаметру тоннеля (рисунок 1.5). Получены зависимости для различных инженерно-геологических условий строительства.

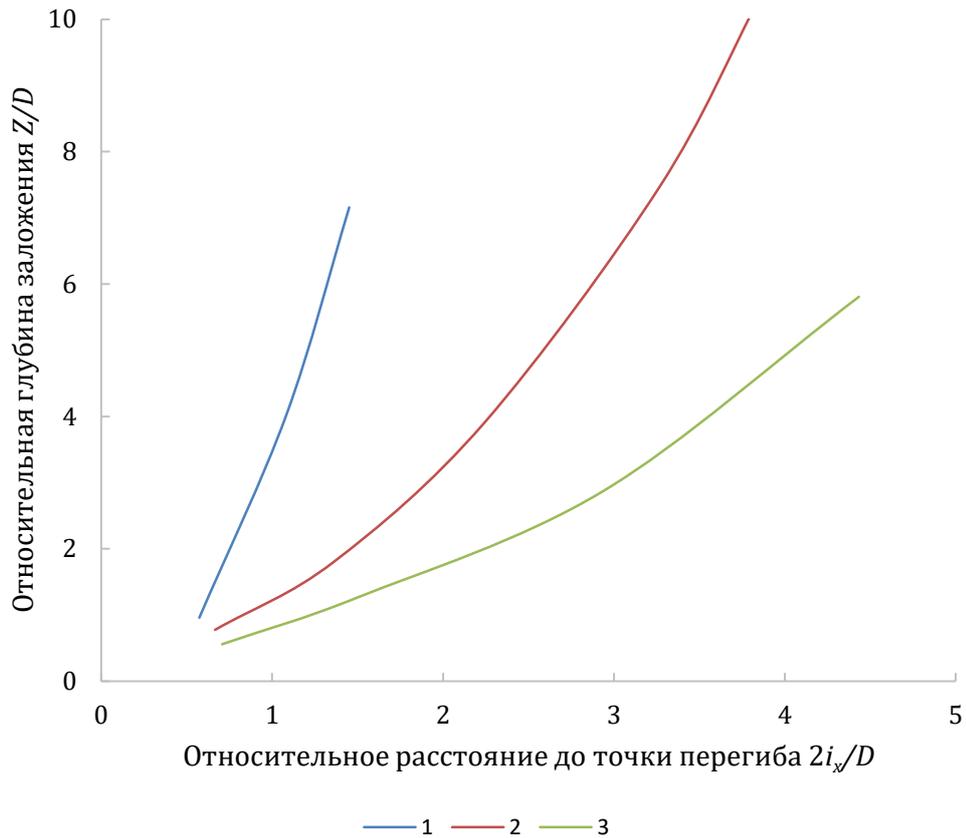


Рисунок 1.5 – Взаимосвязь между шириной мульды оседания и глубиной заложения тоннеля в различных инженерно-геологических условиях [7]: 1 – скальные и полускальные породы, твердые глины, песок (выше уровня грунтовых вод); 2 – от слабых до плотных глин; 3 – песок (ниже уровня грунтовых вод)

В работе [13] представлены результаты натуральных наблюдений за формированием мульды оседания земной поверхности при строительстве подземных сооружений, которые подтверждают значительное влияние на параметр  $i_x$  глубины заложения  $Z$ , в то время как размеры подземного сооружения  $D$  не оказывают практически никакого влияния на параметр  $i_x$  (за исключением тоннелей неглубокого заложения, глубина заложения которых сравнима или меньше их диаметра). Было отмечено, что для большинства практических расчетов величину параметра  $i_x$  можно определить по следующей формуле:

$$i_x = KZ, \quad (1.9)$$

где  $K$  – параметр, характеризующий ширину мульды оседания земной поверхности.

Обычно для глинистых грунтов параметр  $K$  принимается равным 0.5, для песчаных грунтов 0.25. Результаты, представленные W.J. Rankin в своей работе [14], хорошо совпадают со значениями параметра  $i_x$ , полученными по формуле (1.9).

В работе [15] приведены данные обработки результатов натуральных наблюдений за оседанием земной поверхности в глинистых, песчаных и гравелистых грунтах. Для глинистых грунтов ими было получено значение параметра  $K$  в диапазоне от 0.4 до 0.6, при среднем значении 0.5. Для песчаных грунтов значение параметра  $K$  изменялось от 0.25 до 0.45, при среднем значении 0.35.

Величину параметра  $i_x$  можно также определить по следующим выражениям (таблица 1.2) для различных условий строительства подземных сооружений.

Таблица 1.2 – Методы определения параметра  $i_x$ 

Автор	Область применения	Выражение
N.H. Glossop [16]	Связные грунты	$i_x = 0.5$
R.B. Peck [7]	-	$i_x = \frac{D}{2} \left( \frac{Z}{D} \right)^n$ $n = 0.8..1.0$
J.H. Atkinson, D.M. Potts [17]	Рыхлые пески	$i_x = 0.25 \left( Z + \frac{D}{2} \right)$
J.H. Atkinson, D.M. Potts [17]	Плотные пески и переуплотненные глины	$i_x = 0.25 \left( 1.5Z + \frac{D}{4} \right)$
M.P. O'Reilly, B.M. New [13]	Связные грунты, щитовая проходка	$i_x = 0.43Z + 1.1$
M.P. O'Reilly, B.M. New [13]	Сыпучие грунты, щитовая проходка	$i_x = 0.28Z - 0.1$
R.J. Mair [12]	-	$i_x = 0.5Z$
P.B. Attewell [18]	-	$i_x = 0.5Z$
W. Clough, B. Schmidt [18]	Глинистые грунты, щитовая проходка	$i_x = \frac{D}{2} \left( \frac{Z}{D} \right)^{0.8}$
M. Herzog [11]	Все типы грунтов	$i_x = 0.4Z + 1.92$
E. Arioglu [20]	Глинистые грунты, щитовая проходка	$i_x = 0.4Z + 1.6$
E. Arioglu [20]	Все типы грунтов	$i_x = 0.386Z + 2.84$
E. Arioglu [20]	Все типы грунтов, щитовая проходка	$i_x = 0.9 \frac{D}{2} \left( \frac{Z}{D} \right)^{0.88}$

При строительстве тоннелей в слоистых грунтах, включающих в себя глинистые и песчаные грунты, параметр  $i_x$  определяется следующим образом:

$$i_x = K_1 Z_1 + K_2 Z_2, \quad (1.10)$$

где  $K_1$  и  $K_2$  – параметры, характеризующие ширину мульды оседания соответствующего слоя;  $Z_1$  и  $Z_2$  – мощность соответствующего слоя.

**Сдвигание грунта ниже уровня поверхности земли.** При строительстве подземных сооружений в городских условиях в ряде случаев необходимо выполнить оценку влияния подземного сооружения на фундамент глубокого заложения. Для выполнения этой оценки необходимо определить деформации породного массива ниже уровня поверхности земли. В работе [12] анализ деформаций грунтового массива в окрестности тоннеля, расположенного в глинистых грунтах, выполнен на основании лабораторных испытаний, проведенных на центрифуге. Было показано, что деформации ниже уровня поверхности земли также достаточно хорошо описываются функцией нормального распределения. Значение  $i_x$  ниже уровня земной поверхности определяется как

$$i_x = K(Z - Z_0), \quad (1.11)$$

где  $Z_0$  – расстояние от поверхности земли до рассматриваемого участка.

При постоянном значении параметра  $K$  значение  $i_x$  оказывалось значительно большим величины, полученной по данным лабораторных испытаний. Для того чтобы получить хорошую сопоставимость между данными лабораторных испытаний и расчетных значений, параметр  $K$  необходимо определять по следующему выражению [19]:

$$K = \frac{0.175 + 0.325 \left( 1 - \frac{Z_0}{Z} \right)}{1 - \frac{Z_0}{Z}}. \quad (1.12)$$

Графическое изображение уравнения (1.11), выраженное в относительных показателях, представлено на рисунке ниже (рисунок 1.6).

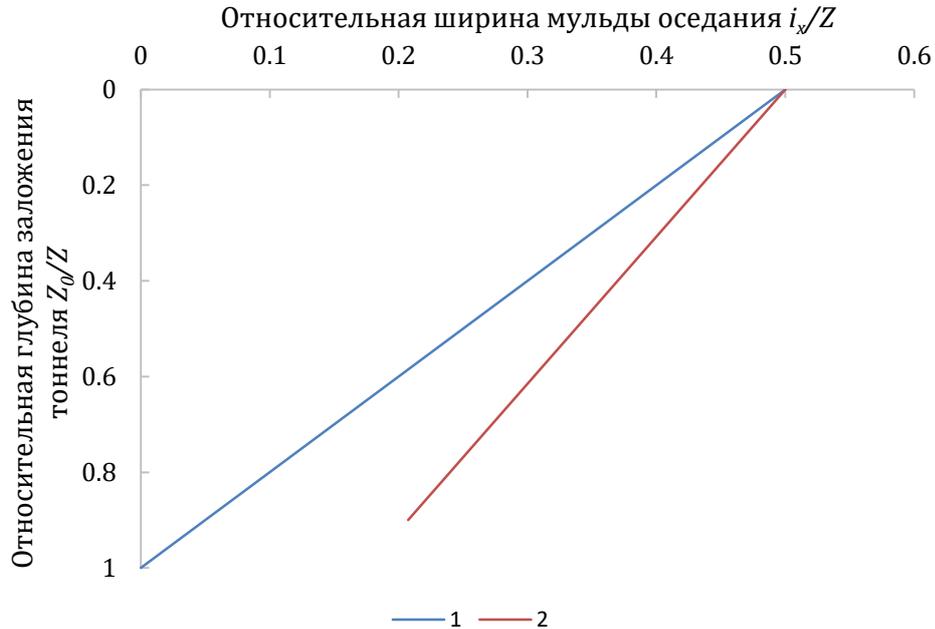


Рисунок 1.6 – Зависимость ширины мульды оседания от глубины расположения рассматриваемого профиля деформирования грунтового массива над тоннелем, проводимым в глинистых грунтах [12]: 1 – при постоянном значении  $K$ , равном 0.5; 2 – при переменном значении  $K$ , определяемом по формуле (1.12).

J.H. Atkinson и D.M. Potts [17] предложена следующая формула для оценки смещений породного массива  $S_{v,z}$  ниже уровня поверхности земли для подземных сооружений неглубокого заложения:

$$S_{v,z} = S_{v,max} - \alpha \left( \frac{Z - R}{2R} \right), \quad (1.13)$$

где  $\alpha$  – параметр учитывающий тип породного массива ( $\alpha = 0.57$  – для плотных песков;  $\alpha = 0.4$  – для рыхлых песков;  $\alpha = 0.13$  – для переуплотненных глин).

**Обобщенный метод построения мульды оседания земной поверхности** для случая строительства одиночного тоннеля в однородных породах был предложен Р.В. Attewell и J.P. Woodman [21]. Мульда оседания земной поверхности (рисунок 1.1), образующаяся в результате строительства тоннеля, может быть описана следующей зависимостью:

$$S_v(x, y) = \frac{V_s}{\sqrt{2 \cdot \pi \cdot i_x}} \cdot e^{-\frac{x^2}{2 \cdot i_x^2}} \cdot \left( G \cdot \left( \frac{y - y_i}{i_x} \right) - G \cdot \left( \frac{y - xy_f}{i_x} \right) \right), \quad (1.14)$$

где  $S_v(x, y)$  – величина осадки земной поверхности в точке с координатами  $(x, y)$ ;  $x$  – расстояние от рассматриваемой точки до продольной оси тоннеля;  $y$  – координата точки по продольной оси тоннеля;  $V_s$  – полезный объем мульды оседания земной поверхности;  $y_i$  – начальное положение тоннеля;  $y_f$  – расположение лба забоя;  $i_x$  – ширина мульды оседания;  $G$  – функция распределения.

$$G = \frac{1}{\sqrt{2 \cdot \pi}} \cdot \int_{-\infty}^{\alpha} e^{-\frac{\alpha^2}{2}} d\alpha; \quad (1.15)$$

$$\alpha = \frac{y - y_i}{i_x}. \quad (1.16)$$

Рассматривая характер мульды оседания земной поверхности (рисунок 1.1), можно выделить два основных направления развития осадок: поперечное направление и продольное направление.

**Оседание земной поверхности в продольном направлении.** Частным случаем обобщенного метода построения мульды оседания земной поверхности является кривая, характеризующая мульду оседания земной поверхности в продольном направлении. Характер распределения осадки земной поверхности в продольном направлении по оси тоннеля можно получить, приравняв  $x = 0$  в уравнении (1.14):

$$S_v(y) = \frac{V_s(y)}{\sqrt{2 \cdot \pi} \cdot i_x} \cdot \left( G \cdot \left( \frac{y - y_i}{i_y} \right) - G \cdot \left( \frac{y - y_f}{i_y} \right) \right). \quad (1.17)$$

Согласно уравнению (1.17) рост осадок наблюдается в положительном  $y$  направлении и достигает максимума  $S_{v,max}$ , когда  $y = \infty$ , в то время как при  $y = -\infty$ , величина вертикальных осадок  $S_{v,max} = 0$ . Величина осадок, когда  $y = 0$ , равна  $S_{v,max}/2$ . Однако было показано [21], что в плотных глинах 30-50% вертикальных осадок земной поверхности от  $S_{v,max}$  происходит впереди лба забоя тоннеля, и среднее значение составляет 40%.

Ширина профиля осадок земной поверхности в продольном направлении определяется параметром  $i_y$  (расстояние до точки перегиба в продольном направлении). Часто, для практических расчетов величины  $i_x$  и  $i_y$  принимают равными друг другу:  $i_x = i_y$ .

**Горизонтальные смещения поверхности земли в продольном направлении.** Допуская, что результирующий вектор смещений направлен в сторону центра рассматриваемого тоннеля, горизонтальные смещения породы в продольном направлении на поверхности земли можно определить по следующей формуле:

$$S_h(y) = \frac{V_s(y) \cdot d^2}{8 \cdot Z} \cdot e^{-\frac{y^2}{2 \cdot i_y^2}}. \quad (1.18)$$

**Горизонтальные относительные деформации поверхности земли в продольном направлении.** Продифференцировав  $S_h(y)$  по  $y$ , получим горизонтальные деформации в продольном направлении над центральной продольной осью тоннеля:

$$\varepsilon_h(y) = -y \cdot \frac{V_s(y) \cdot d^2}{8 \cdot i_y^2 \cdot Z} \cdot e^{-\frac{y^2}{i_y^2}}. \quad (1.19)$$

Растягивающие деформации (со знаком плюс) реализуются впереди лба забоя тоннеля, а сжимающие (со знаком минус) позади лба забоя.

Представленные полуэмпирические методики прогноза оседания земной поверхности являются удобным средством для предварительной оценки деформаций породного массива при строительстве подземных сооружений, однако обладают рядом серьезных недостатков: отсутствуют внятные рекомендации по учету способа и этапности строительства подземного сооружения; расчет горизонтальных смещений и относительных горизонтальных деформаций выполняется с учетом ряда допущений; коэффициенты, учитывающие влияние поведения породного массива, получены обратным расчетом на основании обработки результатов натуральных наблюдений за оседанием земной поверхности и не учитывают реального его поведения; отсутствует возможность учета сложного пространственного характера некоторых подземных

сооружений, то есть они пригодны только для определения деформаций земной поверхности, вызванных сооружением одиночного тоннеля.

Таким образом, можно заключить, что полуэмпирические методы хотя в целом и отражают качественный характер формирования мульды оседания земной поверхности, весьма ограничены в количественной оценке влияния строительства подземных сооружений на деформации породного массива и земной поверхности. Применение их для прогноза деформаций земной поверхности при строительстве подземных сооружений сложной пространственной конфигурации затруднено, так как параметры технологии их строительства постоянно меняются, а значения коэффициентов, позволяющих адаптировать существующие решения отсутствуют.

### **1.3.2 Аналитические методы прогноза оседания земной поверхности при строительстве подземных сооружений**

Рассмотрение аналитических методов прогноза деформаций земной поверхности при строительстве подземных сооружений начнем с работ Ю.А. Лиманова [22, 23], который внес значительный вклад в изучение вопросов сдвижения земной поверхности при строительстве подземных сооружений в протерозойских глинах г. Санкт-Петербурга. В его работах приведены как экспериментальные исследования, так и теоретические подходы, и решения, направленные на прогноз деформаций породного массива в окрестности подземного сооружения и на земной поверхности. В основу метода положены элементы теории упругости. С учетом особенностей инженерно-геологического строения породного массива г. Санкт-Петербурга, Ю.А. Лиманов всю толщу пород разделил на две части: четвертичные отложения и протерозойские глины. Прогноз деформаций породного контура выполняется в окрестности круглой выработки, расположенной в слое протерозойских глин. Предложенный им математический аппарат позволяет определить деформации на границе между четвертичными отложениями и протерозойскими глинами. Зная величины деформаций и границы мульды сдвижения на контакте двух сред и задавшись равенством объемов мульды оседания на контакте с четвертичными отложениями и протерозойскими глинами и поверхности земли, можно определить значение ширины мульды сдвижения и величины максимального оседания земной поверхности. В качестве функции сдвижения земной поверхности принята кривая, предложенная в работе А.Г. Авершина (1.6). Автором сделана попытка учесть некоторые особенности строительства подземных сооружений, а также возникновения зон пластических деформаций в окрестности подземного сооружения и развития реологических процессов. К достоинствам предложенного метода можно отнести применение аналитического решения для нахождения деформаций породного контура подземного сооружения и деформаций породного массива на контакте четвертичных отложений и протерозойских глин, что позволяет использовать данный метод для широкого набора параметров строительства одиночного тоннеля. К основному недостатку метода можно отнести то, что в качестве модели среды принята изотропная линейно-деформируемая среда, а пластические и реологические процессы учтены опосредовано. Другим недостатком является ограничение применения данного метода при рассмотрении сложного подземного сооружения, включающего два или более элементов (несколько тоннелей, тоннель и камера и т.д.).

Рассмотрим другие методы прогноза деформаций земной поверхности, получившие распространение в отечественной практике. Научные работы выполненные В.Ф. Подаковым [24-26] и являющиеся логическим продолжением работ Ю.А. Лиманова, легли в основу нормативного метода [27] прогноза деформаций земной поверхности для инженерно-геологических условий г. Санкт-Петербурга. В отличие от метода, предложенного Ю.А. Лимановым, который рассматривал породный массив как систему,

состоящую из двух слоев, В.Ф. Подаков включил третий расчетный слой – переходную зону на границе между протерозойскими и четвертичными отложениями. Однако в представленных им работах не выполнено математическое обоснование возможности ввода третьего слоя в существующие уравнения без необходимости их преобразования. В дальнейшем предложенная методика прогноза деформаций земной поверхности была расширена В.П. Хуцким [28], который учел длительное деформирование протерозойских глин через метод переменных модулей. В целом, можно отметить, что все недостатки, присущие методу Ю.А. Лиманова, сохраняются, а предложенная методика не включает каких-либо решений для выполнения прогноза земной поверхности в окрестности подземных сооружений сложной пространственной конфигурации.

Методика прогноза сдвижения земной поверхности, представленная в работе М.В. Долгих [29], основана на многолетних наблюдениях за формированием деформаций земной поверхности над стационарными комплексами метрополитена различной конфигурации. Несмотря на то, что рассматриваемая методика относится к полуэмпирическому классу, она представлена в данном разделе как элемент наиболее значимых методов прогноза, выполненных отечественными исследователями и учеными. Результаты исследований позволили установить ряд зависимостей между величиной оседания земной поверхности и различными технологическими факторами и особенностями деформирования породного массива. Необходимо отметить, что представленные автором зависимости, а также прогнозные значения, полученные на основании его методики, имеют хорошую сходимость на исследованных автором объектах, однако их сходимость по другим объектам весьма ограничена. Причиной этому могло послужить некоторое изменение технологий строительства стационарных комплексов, которые, несмотря на то, что в целом остались практически в неизменном виде, в отдельных компонентах претерпели изменения. Другой причиной является отличие в инженерно-геологических условиях строительства на различных участках строительства.

Наиболее полно вопросы прогноза деформаций земной поверхности при строительстве подземных сооружений изложены в работах Е.М. Волохова [30-34] и обобщены в диссертационной работе [35], в которой представлен метод прогноза мультисдвижения земной поверхности для инженерно-геологических условий г. Санкт-Петербурга, получивший развитие в последующих его работах [36, 37]. Автором разработана методика прогноза деформаций земной поверхности, в которой учитывается такая важная особенность механического поведения аргилитоподобных глинистых пород, как анизотропия механических свойств, основанная на решении, полученном С.Г. Лехницким [38-40] при рассмотрении формирования напряженно-деформированного состояния в окрестности круглого отверстия, расположенного в трансверсально-изотропной среде. Сама же методика прогноза деформаций земной поверхности является логичным развитием идей, заложенных Ю.А. Лимановым, и предполагает рассмотрение массива как двухслойной среды, смещения в которой определяются на границе между этими слоями и в дальнейшем распространяются до поверхности земли. Предложенная методика с некоторыми допущениями позволяет учесть крепление выработки, взаимовлияние между выработками, физическую нелинейность и др. аспекты. Однако необходимо заметить, что большинство из описываемых автором влияющих факторов учитываются скорее качественно и представляют интерес с точки зрения изучения влияния этих факторов на развитие деформаций земной поверхности, но не всегда позволяют получить количественный результат. К недостаткам методики расчета можно отнести и отсутствие учета пластических свойств среды, а также изменение деформационных показателей при изменении напряженно-деформированного состояния. Учет данных факторов в работе осуществляется за счет изменения значений механических показателей среды, что в целом может привести к получению корректных показателей смещений в своде подземного сооружения или на границе между четвертичными

породами и аргиллитоподобными глинистыми породами. Подземные сооружения, представленные в работе станционными комплексами, рассматриваются весьма условно, и не учитываются их пространственные конфигурации. Возможность учета влияния примыкающих тоннелей к основным станционным тоннелям на развитие деформаций земной поверхности весьма сомнительна. В целом, представленные выше замечания не относятся к рассматриваемой работе, а являются общим недостатком аналитических методов прогноза деформаций земной поверхности, которые в настоящее время не могут быть преодолены. Таким образом, дальнейшее развитие аналитических методов прогноза деформаций в окрестности подземных сооружений и деформаций земной поверхности представляет в основном академический интерес и может найти практическое применение для решения отдельных задач.

Для полноты картины отметим работы, в которых представлено развитие аналитических методов прогноза, выполненных зарубежными авторами [41-50]. В целом, работы зарубежных авторов повторяют работы, выполненные отечественными специалистами и учеными, и им присущи те же недостатки, поэтому повторно останавливаться на этих аспектах нет необходимости.

### **1.3.3 Методы прогноза оседания земной поверхности при строительстве подземных сооружений, основанные на численных решениях**

Применение численных методов анализа становится все более распространенным явлением в инженерной практике. Исследования в этом направлении начались достаточно давно. Первые значимые результаты в этом направлении представлены, например, в работах А.Б. Фадеева [51], О.С. Zienkiewicz [52], D.J. Dawe [53] и R.J. Astley [54]. Обзор применения численных методов анализа для решения задач строительства подземных сооружений представлен в работах D.M. Potts и L. Zdravkovic [55, 56] и A. Negro [57]. Последующие работы в направлении использования численных методов анализа [58-76, ссылки приведены только на диссертационные работы] направлены на повышение достоверности прогноза за счет учета различных аспектов, влияющих на развитие геомеханических процессов при строительстве подземных сооружений. Чтобы не останавливаться на каждой работе отдельно, их анализ позволил выявить, что основные усилия исследователей направлены на повышение достоверности прогноза геомеханических процессов, вызванных строительством подземных сооружений, и их можно свести к следующим. Значительная часть работ посвящена адаптации существующих моделей деформирования грунтов и пород или разработке новых моделей деформирования для конкретных инженерно-геологических условий строительства. Простые модели, базирующиеся на линейной связи между напряжениями и деформациями, в большинстве случаев не способны достоверно прогнозировать развитие геомеханических процессов в окрестности подземных сооружений, а значит прогноз деформаций земной поверхности также будет недостоверным. Один из способов повышения достоверности прогноза геомеханических процессов, который не основан на разработке новых моделей деформирования породного массива, заключается в искусственном разделении модели на отдельные участки, каждому из которых присваиваются определенные параметры моделей в зависимости от ожидаемого характера деформирования. Такой подход нельзя назвать приемлемым, так как разделение модели на участки весьма условно, и в случае рассмотрения подземных сооружений сложной пространственной конфигурации определить характер деформирования в каждой конкретной области становится затруднительным. Основное внимание в этих трудах уделено вопросам моделирования деформирования слабых грунтов. Ряд работ направлен на вопросы, посвященные разработке новых способов моделирования различных процессов, связанных со строительством подземных

сооружений. В последних работах достаточно детально рассмотрены вопросы моделирования строительства одиночных подземных сооружений (горизонтальные и наклонные тоннели), сооружаемых как горным способом, так и с помощью щитовой проходки. Часть работ посвящена аспектам моделирования взаимодействия подземных сооружений и зданий, расположенных на поверхности земли. Основное внимание уделяется вопросам корректного моделирования такого взаимодействия, а также вопросам достоверного описания процессов деформирования и разрушения элементов конструкций зданий и сооружений, расположенных на поверхности земли. Несмотря на то, что данными вопросами занимаются исследователи со всего мира, рассмотрению подземных сооружений сложной пространственной конфигурации посвящены лишь отдельные работы. В целом, как показывает анализ, в направлении численного моделирования прогноза геомеханических процессов решены еще далеко не все вопросы, особенно когда необходимо рассмотреть работу подземных сооружений сложной пространственной конфигурации, расположенных в аргилитоподобных глинистых породах.

#### **1.4 Анализ методов прогноза деформаций в окрестности породного обнажения при строительстве подземных сооружений**

Деформации породного массива в окрестности подземного сооружения являются основной причиной развития деформаций породного массива в уровне земной поверхности. Можно выделить следующие основные факторы, которые оказывают существенное влияние на развитие деформаций в окрестности породного обнажения: начальное поле напряженного состояния и изменение напряженного состояния породного массива в результате строительства подземного сооружения; особенности механического поведения породного массива в заданном диапазоне изменения напряжений и деформаций; форма и размеры породного сооружения; момент ввода временной крепи и постоянной обделки в работу и ее способность сопротивляться деформациям.

Развитие так называемых мгновенных деформаций породного контура подземного сооружения следует за подвиганием его забоя (рисунок 1.7а) и реализуется только в зоне активного изменения напряженного состояния породного массива. За пределами этой зоны рост деформаций породного массива отсутствует. Размер зоны влияния строительства подземного сооружения на развитие деформаций впереди лба забоя составляет 3-5 его условных радиусов (рисунок 1.7б). Позади лба забоя размер зоны интенсивного развития деформаций зависит от характера наблюдаемых в породном массиве геомеханических процессов и может изменяться в широком диапазоне. Максимальная скорость деформаций породного контура приурочена к уровню лба забоя подземного сооружения, и в дальнейшем скорость смещений породного контура уменьшается, а величина деформаций стремится к постоянному значению. Процессы, связанные с развитием длительных деформаций породного массива после ввода постоянной обделки подземного сооружения в работу, не рассматриваются, так как они носят ограниченный характер и обычно выражаются в увеличении нагрузки на обделку. При строительстве подземных сооружений в условиях плотной городской застройки одним из важнейших условий обеспечения малоосадочности строительства является как можно более быстрый ввод обделки в работу, что обычно выполняется непосредственно за подвиганием забоя подземного сооружения. Обрушение породного контура подземного сооружения возможно только в случае принятия неправильного проектного решения или нарушения принятого технологического регламента строительства, поэтому эти вопросы, хотя и безусловно интересные с научной точки зрения, не являются актуальными для рассматриваемой работы и вынесены за ее рамки.

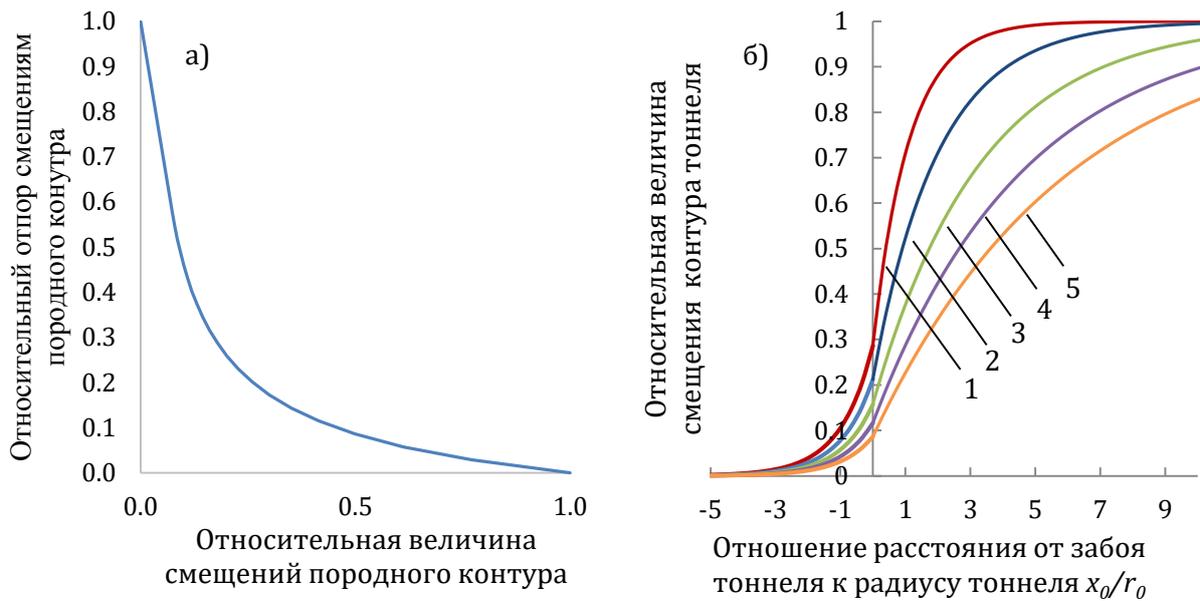


Рисунок 1.7 – Типовые диаграммы развития смещений породного контура подземного сооружения на стадии его строительства: 1-5 – развитие радиальных смещений породного контура в зависимости от интенсивности проявления геомеханических процессов

Диаграмма развития радиальных деформаций породного контура подземного сооружения может быть построена по одной из эмпирических зависимостей, которые достаточно широко представлены в научных публикациях и литературе. В качестве примера приведем зависимость, полученную N. Vlachopoulos и M.S. Diederichs [77, 78] на основании численного моделирования прогноза развития деформаций в окрестности подземного сооружения кругового очертания, выполненного в осесимметричной постановке (см. рисунок 1.7б):

$$\begin{aligned}
 u_{0.з} &= \left(\frac{u_0}{3}\right) e^{-0.15r_{зп}}, \\
 u_{0.вп} &= \frac{u_{0.з}}{u_{u_0}} e^{\frac{x}{r_0}}, \\
 u_{0.пз} &= 1 - \left(1 - \frac{u_{0.з}}{u_{u_0}}\right) e^{\frac{\left(\frac{-3x}{r_0}\right)}{2r_{зп}}},
 \end{aligned} \tag{1.20}$$

где  $u_{0.з}$  – радиальные смещения породного контура в уровне лба забоя подземного сооружения;  $u_{0.вп}$  – относительная величина радиальных смещений впереди лба забоя подземного сооружения;  $u_{0.пз}$  – относительная величина радиальных смещений позади лба забоя подземного сооружения;  $r_{зп}$  – относительный радиус зоны предельного состояния.

Независимо от рассматриваемой эмпирической зависимости, основным неизвестным фактором является величина радиальных смещений породного контура на момент ввода постоянной обделки в работу. Для сборных обделок эта величина может быть задана исходя из зазора между породным контуром и внешним контуром обделки. Однако такой подход является консервативным и не учитывает благоприятное влияние тампонажа заобделочного пространства или обжатие обделки на породный массив. При рассмотрении монолитных обделок величина смещения породного контура не может быть определена как для сборных обделок и должна быть рассчитана.

Решение Ламе о формировании напряженно-деформированного состояния в окрестности породного обнажения дает возможность определить смещение породного контура при заданной величине отпора:

$$u_0 = \frac{r_0(1 + \nu)}{E} [p_0 - p_i], \tag{1.21}$$

где  $r_0$  – радиус породного обнажения;  $E$  – модуль деформации;  $\nu$  – коэффициент поперечной деформации;  $p_0 = \gamma H$  – показатель напряженного состояния нетронутого массива;  $p_i$  – отпор.

Представленная зависимость наглядно демонстрирует влияние отпора  $p_i$  на ожидаемую величину смещений породного контура  $u_0$ . Величина отпора зависит от момента ввода постоянной обделки в работу. Однако, как видно из представленного выражения, два основных элемента выполнения достоверного прогноза геомеханических процессов в окрестности подземного сооружения нарушены. Механическая модель поведения породного массива представлена линейно-деформируемой средой, а начальное напряженное состояние породного массива всегда рассматривается как гидростатическое.

Один из недостатков решения Ламе устранен в решении Кирха, который рассматривал формирование напряженно-деформированного состояния в окрестности породного обнажения, где величина вертикальных и горизонтальных напряжений может быть различной:

$$\begin{aligned} u_r &= \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{4 \cdot G} \cdot \frac{a^2}{r} + \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{4 \cdot G} \cdot \frac{a^2}{r} \left[ 4 \cdot (1 - \nu) - \frac{a^2}{r^2} \right] \cdot \cos 2\theta; \\ u_\theta &= \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{4 \cdot G} \cdot \frac{a^2}{r} \left[ 2 \cdot (1 - 2 \cdot \nu) + \frac{a^2}{r^2} \right] \cdot \sin 2\theta, \end{aligned} \quad (1.22)$$

где  $\sigma_1$  – главные максимальные напряжения;  $\sigma_3$  – главные минимальные напряжения;  $a$  – радиус выработки, м;  $r$  – расстояние от центра выработки до рассматриваемой точки массива;  $\theta$  – угол до рассматриваемой точки массива относительно оси  $X$  против часовой стрелки;  $G$  – модуль сдвига породного массива.

Однако, как и решение Ламе, решение Кирха не позволяет учитывать такие важные и присущие породному массиву особенности, как анизотропия деформационных свойств и влияние прочностных показателей породы на развитие деформаций породного контура подземного сооружения.

Развитие метода прогноза напряженного состояния в окрестности породных обнажений представлено в работах С.Г. Лехницкого, а также в работе В. Amadei [79], где рассмотрено формирование напряженно-деформированного состояния в окрестности породного обнажения, расположенного в бесконечной трансверсально-изотропной среде.

Результаты анализа напряженного состояния наглядно демонстрируют отличие в формировании напряжений на контуре породного обнажения при строительстве подземного сооружения в изотропном и трансверсально-изотропном породном массиве (рисунок 1.8). Очевидно, распределение радиальных смещений породного контура также будет иметь существенное отличие. Однако в представленном решении пластических свойств породного массива так и не учтено, что в определенных условиях (соотношение прочностных свойств породного массива и начальных напряжений) может оказать существенное влияние на развитие деформаций контура подземного сооружения. В связи с усложнением модели поведения среды, решение получено без учета отпора, таким образом ее применение для практических задач еще в большей мере ограничивается.

Из решений, которые учитывают пластические свойства породного массива, можно выделить решение А. Лабасса – К.В. Руппенейта, где учтено влияние размера зоны предельного состояния, выраженного через относительный радиус зоны предельного состояния  $r_p$  (рисунок 1.9а)

$$r_p = \left[ \frac{p_0 + c \cdot \operatorname{ctg} \varphi}{p_i + c \cdot \operatorname{ctg} \varphi} (1 - \sin \varphi) \right]^{\frac{1}{\alpha}}. \quad (1.23)$$

на величину радиальных деформаций породного обнажения  $u_0$

$$u_0 = \frac{r_0(1 + \nu)}{E} \cdot (2(1 - \nu)(p_0 - p_{cr})r_p^2 - (1 - \nu)(p_0 - p_i)), \quad (1.24)$$

где  $c$  – сцепление;  $\varphi$  – угол внутреннего трения;  $\alpha$  – коэффициент.

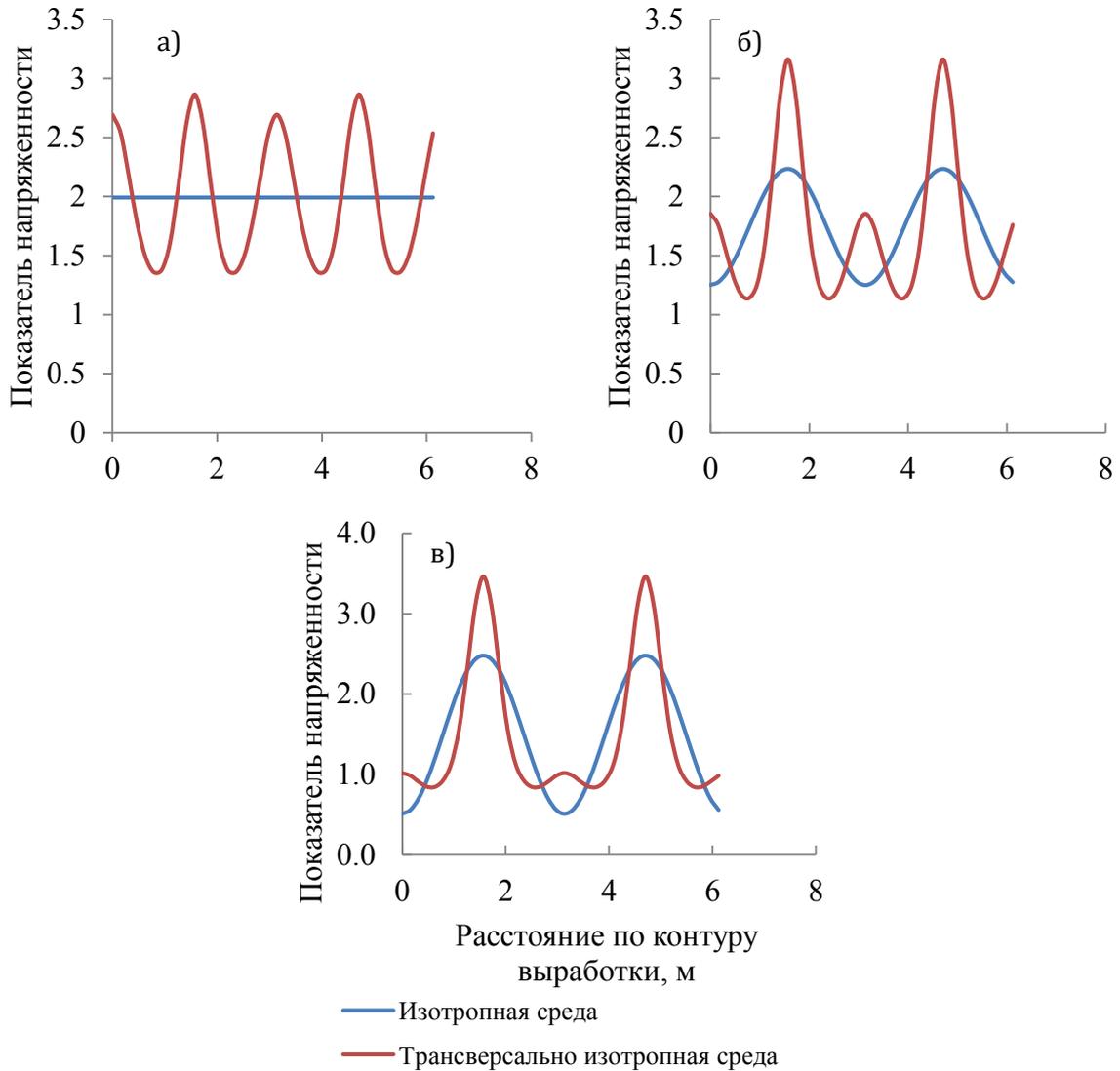


Рисунок 1.8 – Напряженное состояние на контуре выработки:

а – коэффициент бокового распора  $\lambda = 1$ ; б – коэффициент бокового распора  $\lambda = 0.75$ ; в – коэффициент бокового распора  $\lambda = 0.5$

Задавшись соотношением прочности породы на сжатие  $\sigma_{cm}$  к величине начального поля напряженного состояния  $p_0$ , построим зависимости влияния данного фактора на смещения породного контура при разных значениях (рисунок 1.9б). Видно, что величина отпора оказывает несущественное влияние на развитие смещений породного контура подземного сооружения в условиях, когда развитие пластических деформаций в его окрестности ограничено. По мере роста размера зоны предельного состояния интенсивность проявления геомеханических процессов возрастает, а влияние отпора оказывает уже существенную роль на прогнозируемую величину радиальных смещений породного обнажения. Представленные результаты еще раз подтверждают слова, сказанные выше, о необходимости контроля за состоянием породного массива и недопущения развития значительной зоны пластических деформаций в окрестности породного обнажения. Это является принципиально важным при строительстве подземных сооружений в условиях городской застройки.

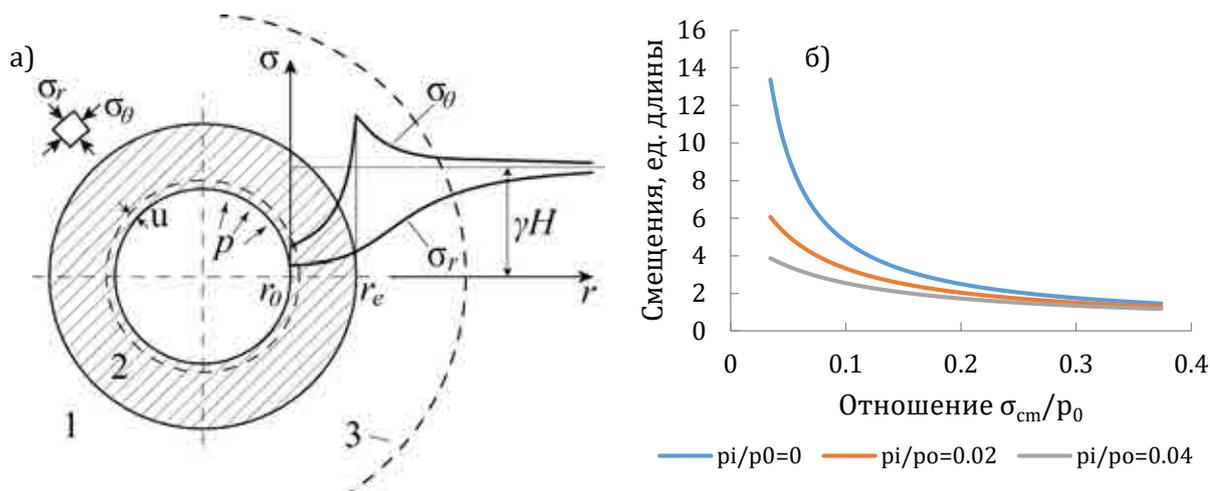


Рисунок 1.9 – Схема упругопластической модели и распределения напряжений в массиве вокруг выработки (а) и развитие радиальных смещений породного контура подземного сооружения в различных инженерно-геологических условиях (б): 1 – зона упругих деформаций; 2 – зона пластических деформаций; 3 – граница зоны влияния выработки

Развитием представленного метода прогноза деформаций породного контура подземного сооружения, расположенного в упругопластической среде занимались многие ученые [80-83]. Так, в работе С. Carranza-Torres в качестве критерия прочности породного массива рассматривался критерий Хока и Брауна вместо критерия прочности Кулона – Мора. В работе S. Pietruszczak был учтен эффект разупрочнения породного массива, рассматривалась идеально хрупкая среда. А. Vrakas и G. Anagnostou выполнено решение в постановке больших деформаций, что позволило уточнить прогноз деформаций контура породного обнажения в породах, склонных к значительным деформациям. В работах [84, 85] представлено решение, которое позволяет выполнить прогноз напряженно-деформированного состояния для породных обнажений произвольной формы, когда модель деформирования среды основана на условии пластичности Кулона-Мора или Ставрогина.

В работе А.Г. Протосени [86] представлено решение о формировании зоны предельного состояния в анизотропном породном массиве

$$r_s = r_{p0} \cdot (1 + \delta \cdot r_s^1 \cdot \cos 2\theta), \quad (1.25)$$

где  $\delta$  – показатель анизотропии;  $\theta$  – угловая координата;  $r_s^1$  – коэффициент, введенный для сокращения основного выражения.

$$r_{p0} = \left[ \frac{\lambda_1 \cdot \gamma \cdot H + c \cdot \operatorname{ctg} \varphi}{p + c \cdot \operatorname{ctg} \varphi} (1 - \sin \varphi) \right]^{\frac{1}{\alpha}}. \quad (1.26)$$

Сцепление  $c$  для анизотропных пород необходимо определять с учетом величины сцепления в двух взаимно противоположных направлениях (вдоль слоистости  $c_{\parallel}$  и перпендикулярно слоистости  $c_{\perp}$ ).

$$\begin{aligned} \delta &= \frac{c_{\perp} - c_{\parallel}}{c_{\perp} + c_{\parallel}}; \\ \lambda_1 &= \frac{1 + \lambda}{2}; \\ c &= \frac{c_{\parallel} + c_{\perp}}{2}. \end{aligned} \quad (1.27)$$

Полученное решение позволяет прогнозировать размеры зоны предельного состояния в слоистых средах. Однако в предложенном методе процесс достижения предельного состояния связан только со сдвиговым характером и не учитывает такие аспекты, как расслоение породы, раскалывание или растяжение.

### **1.5 Постановка задачи и разработка программы исследований**

Строительство подземных сооружений сопряжено с риском возникновения аварийных ситуаций. Вероятность возникновения аварийных ситуаций, как было показано в данной главе, зависит от многих факторов, не последнюю роль в которых играют вопросы, связанные с прогнозом геомеханических процессов в окрестности подземного сооружения. Достоверность прогноза развития геомеханических процессов в окрестности подземных сооружений, если не затрагивать вопросы квалификации исполнителей, зависит от инструментария, который используется для выполнения такого прогноза. Под инструментарием обычно понимается численная модель, которая должна отражать основные особенности взаимодействия подземного сооружения с окружающим его породным массивом и модели деформирования среды, способной корректно прогнозировать геомеханические процессы.

Выполненный анализ научно-исследовательских работ по заявленной тематике исследований позволил сформулировать основные научные положения работы, которые будут рассматриваться в последующих главах.

**Цель работы** заключается в разработке и обосновании теоретических положений прогноза геомеханических процессов в породном массиве в окрестности подземных сооружений сложной пространственной конфигурации, расположенных в твердых аргиллитоподобных глинистых породах, обеспечивающих сохранность зданий и сооружений при их подработке горно-строительными работами.

**Идея работы.** Прогноз геомеханических процессов должен основываться на моделях среды, учитывающих анизотропию и нелинейность породного массива, создании пространственных численных моделей подземных комплексов с учетом стадийности их строительства и реализации численных экспериментов на основе взаимоувязанных глобальных и локальных вычислительных алгоритмов.

#### **Основные задачи исследований:**

- обзор предыдущих исследований по заявленной тематике, а также результатов мониторинга деформаций породного массива в окрестности подземных сооружений и оседания земной поверхности;
- изучение влияния анизотропии на закономерности деформирования твердых аргиллитоподобных глинистых пород в диапазоне от очень малых до больших деформаций;
- анализ наиболее распространенных концепций разработки геомеханических моделей трансверсально-изотропных сред;
- разработка численных моделей деформирования и разрушения твердых аргиллитоподобных глинистых пород в рамках метода конечно-дискретных элементов;
- разработка геомеханической модели слоистой среды, учитывающей естественную и сформировавшуюся в результате деформирования анизотропию прочностных и деформационных свойств, а также изменение механических свойств от достигнутых напряжений и деформаций;

- разработка концепции проведения геомеханического анализа для прогноза деформаций породного массива при строительстве подземных сооружений сложной пространственной конфигурации;
- разработка методологии прогноза геомеханических процессов в породном массиве и деформаций земной поверхности при строительстве подземных сооружений сложной пространственной конфигурации с применением численных методов анализа;
- апробация предложенного метода прогноза оседания земной поверхности на объектах подземного пространства крупных мегаполисов.

#### **Практическая значимость работы:**

- разработан новый подход и метод расчета деформаций породного массива при строительстве подземных сооружений, что позволит повысить достоверность прогноза и последующую оценку негативного влияния деформаций на здания, сооружения и объекты городской инфраструктуры;
- разработаны численные модели прогноза деформирования и разрушения твердых аргиллитоподобных глинистых пород, позволяющие изучать процессы развития геомеханических процессов в окрестности породного обнажения, проявляющиеся в виде деформаций, формирования и развития микротрещин, а также обрушения пород;
- разработана геомеханическая модель твердых аргиллитоподобных глинистых пород и предложен алгоритм ее численной реализации в существующих программных комплексах для выполнения численного анализа в рамках механики сплошной среды, что позволит повысить точность прогноза деформаций породного массива в окрестности подземного сооружения и оседания земной поверхности при строительстве подземных сооружений в слоистых средах;
- разработаны методы расчета зоны влияния строительства сложных пространственных подземных сооружений, метрополитенов и прогноза деформаций земной поверхности с целью установления необходимости применения мер защиты к зданиям и объектам инфраструктуры городской застройки;
- сформулирована концепция научно-технического обоснования геомеханически безопасного освоения подземного пространства городов при строительстве подземных сооружений.

#### **Научная новизна** диссертационного исследования заключается в следующем:

- установлена взаимосвязь между деформационными характеристиками твердых аргиллитоподобных глинистых пород и достигнутыми напряжениями и деформациями, которая заключается в увеличении жесткости среды с ростом средних напряжений и ее снижением с увеличением уровня достигнутых деформаций;
- разработаны численные модели слоистой среды, которые в явном виде позволяют прогнозировать зарождение и рост микро- и макротрещин по заранее не определенным, а формируемым в процессе деформирования плоскостям ослабления, анизотропия свойств которой задается с помощью функции распределения;
- разработана геомеханическая модель твердых аргиллитоподобных глинистых пород, учитывающая зависимость деформационных характеристик среды от достигнутого уровня напряжений и деформаций, а также влияние напряжений на анизотропию механических свойств;
- выполнена численная реализация геомеханической модели твердых аргиллитоподобных глинистых пород, в рамках концепции многослойной среды (multilaminate model), на основании теории пластического течения, позволяющая учесть естественную анизотропию прочностных и деформационных свойств пород и деформационную анизотропию механических свойств, а также наличие в породном массиве поверхностей ослабления и неоднородностей;

- предложена и реализована концепция численного моделирования прогноз напряженно-деформированного состояния при строительстве подземных сооружений сложной пространственной конфигурации, где глобальная модель разделяется на подмодели, в рамках которых выполняется детальный геомеханический анализ, а общую картину деформирования породного массива и деформаций земной поверхности получают суммированием локальных деформаций по определенному правилу.

**Основные защищаемые положения:**

1. Исследование процессов деформирования и разрушения слоистых породных массивов необходимо выполнять на основании представления их в виде конечно-дискретных элементов с ориентированным распределением механических показателей элементов, что позволяет моделировать зарождение и распространение трещин, а также определять зоны дополнительной нарушенности породного массива, вызванные строительством подземных сооружений.

2. Прогноз деформаций в окрестности подземного сооружения, вызванных его строительством в слоистых породных массивах, и оседания земной поверхности должен выполняться на основании геомеханической модели среды, учитывающей анизотропию механических свойств, а также влияние достигнутого уровня напряжений и деформаций на ее механические характеристики.

3. Прогноз осадок земной поверхности при строительстве сложных пространственных сооружений должен выполняться с учетом стадийности строительства, при этом высокая информационная детализация технологии строительства обеспечивается за счет применения локальных и глобальной моделей, взаимосвязь между которыми осуществляется через передачу расчетных данных о напряжениях и деформациях участков породного массива на всех рассматриваемых стадиях строительства.

## **Раздел 2. Методологические основы прогноза развития геомеханических процессов при строительстве подземных сооружений глубокого заложения в слоистых средах**

### **2.1 Общие положения**

Изучение развития геомеханических процессов при строительстве подземных сооружений может выполняться на основании различных подходов, позволяющих получить эмпирические и теоретические знания. Эмпирические знания позволяют получить представление об изучаемом процессе, однако редко могут объяснить причину развития того или иного процесса и должны обязательно использоваться совместно с теоретическими знаниями для получения возможности обобщения результатов экспериментальных исследований в виде закономерностей и моделей.

Само по себе строительство подземных сооружений всегда связано с извлечением породных масс, что приводит породный массив, изначально находившийся в равновесии, в состояние, когда внутренние и внешние силы в нем больше не уравновешены, что в итоге реализуется в виде изменений его напряженно-деформированного состояния. Изменение напряженного состояния может сопровождаться как линейными деформациями, так и более сложными процессами, которые проявляются в виде уплотнения пористой структуры пород, мобилизации напряжений на контакте между частицами пород, формировании новых микротрещин и развитии существующих микротрещин, вплоть до разрушения материала или формирования площадок скольжения, на которых происходит локализация деформаций. Очевидно, что на интенсивность развития этих процессов оказывают влияние особенности структурного строения породы, которую количественно можно представить через показатели ее механических свойств. С другой стороны, параметры подземного сооружения также оказывают серьезное влияние как на характер, так и на количественную оценку развития геомеханических процессов в его окрестности. Увеличение размеров или изменение формы подземного сооружения может оказать значимое влияние на развитие геомеханических процессов в его окрестности. В подавляющем большинстве случаев при строительстве подземных сооружений их параметры не могут быть изменены в процессе строительства, а размеры породного обнажения привязаны к внутренним размерам проектируемого подземного сооружения, так что также остаются в неизменном виде. Существенное влияние на развитие геомеханических процессов может оказать принятая технология ведения работ, которая включает в себя последовательность разработки породы, момент ввода временной крепи и постоянной обделки в работу. Опирируя элементами технологии строительства подземного сооружения и параметрами временной крепи и обделки, можно принципиально изменить характер развития геомеханических процессов в его окрестности. Значимым фактором, который необходимо учитывать при прогнозе геомеханических процессов в окрестности подземных сооружений, является начальное напряженное состояние, которое определяет интенсивность проявления геомеханических процессов и характер их развития. Представленные выше факторы являются существенными и определяют развитие деформаций породного контура подземных сооружений. Прогноз развития деформаций к окрестности подземного сооружения должен базироваться на теоретических моделях, которые могут быть использованы для широкого диапазона условий строительства, при этом эти модели должны учитывать особенности геологического строения породного массива, существенные аспекты технологии его строительства, его размеры и форму, а для подземных сооружений сложной пространственной конфигурации и взаимовлияние отдельных элементов подземного сооружения друг на друга. Прогноз механических процессов в каждом элементарном объеме моделируемого породного массива должен основываться на

соответствующей модели деформирования среды, учитывающей основные присущие породе аспекты ее механического поведения.

Прежде чем перейти к вопросам методологии прогноза геомеханических процессов при строительстве подземных сооружений, необходимо определиться с тем, что же понимается в работе под геомеханическими процессами. Согласно разработанной классификации развития аварийных ситуаций при строительстве подземных сооружений, предложенной автором работы, можно выделить следующие категории аварийных ситуаций (таблица 2.1): катастрофическая, тяжелая, средней тяжести и легкая. Как видно из представленной классификации, категории с I по III представляют собой ситуацию, когда нормальное функционирование подземного сооружения нарушено в результате ошибки на одной из стадий жизненного цикла этого сооружения. Развитие геомеханических процессов в результате аварийной ситуации носит случайный характер, а их прогноз весьма затруднен или невозможен. Исследования, представленные в работе, в основном направлены на прогноз геомеханических процессов, которые можно отнести к IV категории аварийной ситуации, или в ситуациях, когда строительство и эксплуатация подземного сооружения происходит в безаварийном режиме. В работе рассматриваются такие процессы деформирования породного массива, которые в основном носят затухающий характер, но могут быть и прогрессирующими, однако они являются ожидаемыми в процессе строительства подземного сооружения, и их прогноз может быть выполнен в рамках механики сплошной или дискретной сред.

## **2.2 Выбор метода прогноза геомеханических процессов при строительстве подземных сооружений**

К фундаментальным требованиям к методам расчета подземных сооружений относится соблюдение условий совместности, условий равновесия, поведения материала и граничных условий как смещений, так и сил. Из представленных методов анализа можно выделить следующие категории: строгие аналитические решения, методы, включающие решение задачи по первому предельному состоянию и численные методы анализа, включающие уравнения механики сплошной среды или механики дискретных сред. Характеристики каждого из расчетных методов, исходя из условий удовлетворения теоретическим требованиям, сведены в таблицы (таблица 2.2, таблица 2.3).

Подземное пространство мегаполиса насыщено различными сооружениями, включая транспортные, сервисные и канализационные тоннели, трубопроводы, подземные переходы, подземные паркинги и др., которые взаимодействуют со зданиями и сооружениями, расположенными на поверхности земли. Классические методы геомеханического анализа, основанные на аналитических и полуэмпирических методах, весьма ограничено позволяют учесть особенности развития геомеханических процессов в окрестности подземных сооружений. Строящихся в условиях мегаполиса, и в таком случае обоснование должно выполняться на основании численных моделей. Однако применение численных методов для анализа подземных сооружений в условиях плотной городской застройки является не до конца завершенным вопросом, где процесс накопления опыта все еще продолжается.

На современном этапе развития адаптация технологии строительства подземного сооружения, выбор его объемно-планировочного и конструктивного решений является элементом контроля за развитием геомеханических процессов, и эти параметры могут существенно меняться в зависимости от требований, предъявляемых к строительству объекта. Такого рода адаптация проектных решений не может быть выполнена на основании классических методов, где достоверный прогноз геомеханических процессов не выполняется, а осуществляется определение одного из возможных негативных сценариев

Таблица 2.1 – Классификация аварийных ситуаций при строительстве подземных сооружений в условиях плотной городской застройки

Категория аварийной ситуации	Объект воздействия			
	Сооружаемый объект	Окружающая застройка	Инженерные коммуникации	Грунтовый массив
I катастрофическая	Разрушение обделки на локальном участке с последующим распространением зоны прогрессирующего разрушения на смежные участки обделки. Вывал породы из свода и боков тоннеля с перемещением породной массы в его рабочую область. Зона вывала распространяется вплоть до поверхности земли.	Полное или частичное разрушение части здания и сооружения, попадающего в участок выхода вывала породы на поверхность земли. Значительные повреждения несущих элементов зданий и сооружений, попадающих в зону активного смещения породной массы.	Разрушение всех коммуникаций, попадающих в участок выхода вывала пород на поверхность. Серьезные повреждения коммуникаций, попадающих в зону активного смещений породной массы.	Вывал породной массы в рабочую область тоннеля. Размер вывала распространяется до поверхности земли. На поверхности земли формируется зона обрушения породы, зона формирования трещин отрыва, зона пластического деформирования породной массы и зона, характеризующая плавное оседание земной поверхности.
II тяжелая	Потеря устойчивости лба забоя тоннеля с формированием участка вывала пород впереди лба забоя тоннеля. Область вывала распространяется вплоть до поверхности земли.	Локальное разрушение элементов зданий, попадающих в участок выхода вывала пород на поверхность земли. Значительные повреждения несущих элементов зданий и сооружений в зоне активного смещения породной массы.	Разрушение значительной части коммуникаций, попадающих в участок выхода вывала пород на поверхность. Серьезные повреждения коммуникаций, попадающих в зону активного смещений породной массы.	Вывал породной массы в рабочую область тоннеля. Размер вывала распространяется до поверхности земли. На поверхности земли формируется зона обрушения породы, зона формирования трещин отрыва, зона пластического деформирования породной массы.
III средней тяжести	Частичное разрушение элементов обделки тоннеля с ограниченным вывалом (выдавливанием) породы в рабочую область тоннеля или потеря устойчивости лба забоя тоннеля в локальной области. Зона вывала породы не распространяется или ограничено распространяется до поверхности земли.	Разрушение или серьезное повреждение отдельных несущих элементов зданий и сооружений. Сверхнормативные деформации элементов зданий, попадающих в зону влияния строительства тоннеля.	Серьезное повреждение инженерных коммуникаций, связанное с локальным их разрушением и выводом их из эксплуатации.	Локальный вывал или выдавливание породной массы на участке повреждения тоннельной обделки. Плавное оседание вышерасположенной породы до земной поверхности. Формирование мульды оседания земной поверхности с плавным (неступенчатым) распределением вертикальных деформаций.
IV легкая	Чрезмерные деформации породного контура тоннеля.	Развитие дополнительных деформаций в основании зданий и сооружений. Значимое повреждение эстетических элементов зданий и сооружений. Незначительные повреждения несущих элементов зданий и сооружений.	Инженерные коммуникации испытывают дополнительное внешнее воздействие. Возможно превышение значений их предельно допустимых дополнительных деформаций, которые могут повлечь локальное разрушения инженерных коммуникаций.	Значительные деформации породного массива в окрестности тоннеля. Деформации на поверхности земли превышают предельно допустимые значения. Зона влияния строительства тоннеля значительно расширяется.

Таблица 2.2 – Соответствие расчетного метода теоретическим требованиям

Метод анализа	Требования к решению				
	Условие равновесия	Условие совместности	Геомеханическая модель материала	Граничные условия	
				Силы	Перемещения
Строгое аналитическое решение	Удовлетворяется	Удовлетворяется	Простые модели, обычно приводимые к линейно-деформируемой среде	Удовлетворяется	Удовлетворяется
Метод предельного равновесия	Удовлетворяется	Не удовлетворяется	Жесткая модель с критерием разрушения	Удовлетворяется	Удовлетворяется
Предельное состояние: нижняя граница	Удовлетворяется	Не удовлетворяется	Идеально-пластическая с ассоциированным законом пластического течения	Удовлетворяется	Не удовлетворяется
Предельное состояние: верхняя граница	Не удовлетворяется	Удовлетворяется	Идеально-пластическая с ассоциированным законом пластического течения	Не удовлетворяется	Удовлетворяется
Метод Метрогипротранса или его аналог	Удовлетворяется	Удовлетворяется	Грунт моделируется набором пружинок с определенной жесткостью	Удовлетворяется	Удовлетворяется
Численные методы анализа (МКЭ, МКР, МДЭ и др. сеточные или бессеточные методы)	Удовлетворяется	Удовлетворяется	Любая	Удовлетворяется	Удовлетворяется

Таблица 2.3 – Соответствие расчетного метода требованиям проектирования

Метод анализа	Требования к расчету конструкций			
	Оценка устойчивости	Расчет деформаций	Учет взаимодействия с другими сооружениями	Учет пространственной конструкции подземных сооружений
Строгое аналитическое решение (линейно-деформируемая модель)	Нет	Да, только в рамках рассматриваемой модели	Да	Нет, за исключением очень простой формы
Строгое аналитическое решение (упругопластическая модель)	Да	Да, только в рамках рассматриваемой модели	Да, но с некоторыми допущениями	Нет
Метод предельного равновесия	Да	Нет	Нет	Да
Метод предельного состояния: нижняя граница	Да	Нет	Нет	Нет, за исключением очень простой формы
Метод предельного состояния: верхняя граница	Да	Грубая оценка	Нет	Нет, за исключением очень простой формы
Метод Метрогипротранса или его аналог	Да	Да	Нет	С точки зрения теории да, однако на практике возникает масса ограничений
Численный метод анализа (МКЭ, МКР, МДЭ и др. сеточные или бессеточные методы)	Да	Да	Да	Да

развития. Таким образом, необходимо, чтобы принятый метод расчета позволял оценивать развитие геомеханических процессов при заданных условиях, то есть с учетом пространственной изменчивости как самого сооружения, так и его элементов. Численные методы анализа, в отличие от классических методов, хорошо приспособлены к решению задач в пространственной постановке. В настоящее время вычислительная способность современных высокопроизводительных систем позволяет выполнять расчет ожидаемых геомеханических процессов в окрестности подземных сооружений сложной пространственной конфигурации, без значительных упрощений, с учетом этапности их строительства и сложного механического поведения породного массива.

Особое внимание при решении задач геомеханики численными методами должно быть уделено идеализации пространственных конструкций подземных сооружений. Наиболее простая форма идеализации рассматриваемой системы “подземное сооружение – породный массив” при выполнении численного моделирования строительства подземных сооружений в условиях мегаполиса – это решение задачи в *плоско-деформационной постановке*. Такой вариант постановки задачи предполагает, что продольные деформации  $\varepsilon_y$  вдоль протяженной части системы равны 0, при любом виде напряженного состояния и характера нагружения системы. При этом главные напряжения  $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$  и компоненты напряжений могут быть отличны от нуля. Такая постановка задачи при выполнении численного моделирования позволяет значительно уменьшить размерность модели, сохраняя требуемую точность. К области применения численного моделирования в плоско-деформационной постановке можно отнести: протяженные транспортные и напорные тоннели, откосы, склоны, глубокие котлованы на протяженном участке и др. объекты, длина которых значительно превосходит их поперечные размеры.

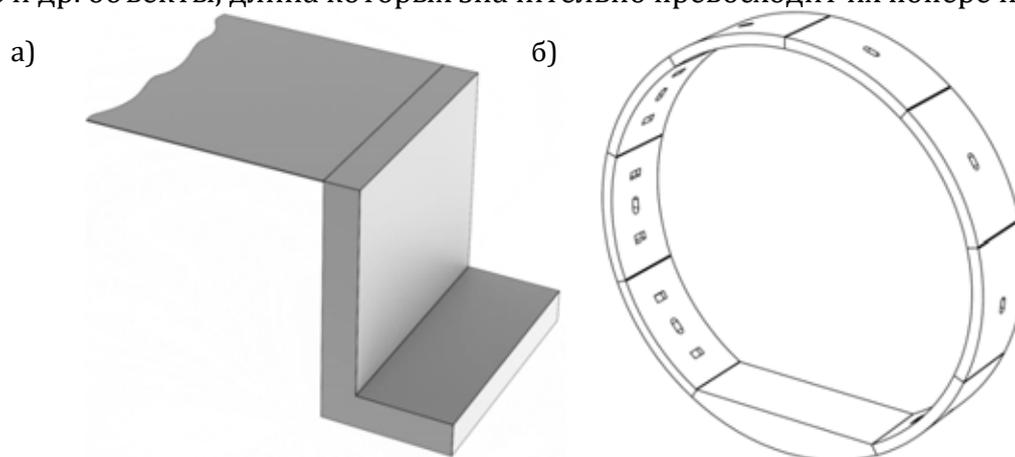


Рисунок 2.1 – Примеры плоско-деформационного состояния системы “породный массив – подземное сооружение”: а – подпорная стенка; б – блочная обделка транспортного тоннеля

Связь между напряжениями и деформациями при рассмотрении элементарного участка породного массива для случая плоской деформации в общем виде можно представить, как

$$\begin{pmatrix} \sigma_{11} \\ \sigma_{22} \\ \sigma_{33} \\ \sigma_{12} \\ \sigma_{13} \\ \sigma_{23} \end{pmatrix} = [\mathbf{D}] \begin{pmatrix} \varepsilon_{11} \\ \varepsilon_{22} \\ 0 \\ \varepsilon_{12} \\ 0 \\ 0 \end{pmatrix}, \quad (2.1)$$

или

$$\begin{pmatrix} \sigma_{11} \\ \sigma_{22} \\ \sigma_{12} \end{pmatrix} = [\mathbf{D}] \begin{pmatrix} \varepsilon_{11} \\ \varepsilon_{22} \\ \varepsilon_{12} \end{pmatrix}. \quad (2.2)$$

где  $[D]$  – матрица, связывающая напряжения и деформации и содержащая постоянные (для линейно-деформируемой среды) или переменные (для нелинейной упругопластической или вязкопластической среды) значения коэффициентов.

Другим видом идеализации системы “породный массив – подземное сооружение” является осесимметричная постановка. Данный вид постановки задачи удобно применять при численном моделировании таких подземных сооружений, как вертикальный ствол, опускной колодец и др.

Традиционный подход, который заключался в рассмотрении задач в двухмерной постановке (плоско-деформационная постановка) и псевдотрехмерной постановке (осесимметричная постановка) на настоящем этапе развития методов прогноза постепенно замещается рассмотрением задач в пространственной постановке, детализация объектов в котором с каждым годом повышается. Однако серьезным ограничением к повсеместному распространению пространственных расчетов является отсутствие структурированных рекомендаций по разработке класса численных моделей, применимых для решения задач геомеханики подземного строительства. Примером таких рекомендаций, разработанных для решения различных классов геомеханических задач, являются исследования Potts и Zdravcovic [55, 56], изложенные в двух томах и представляющие собой обзорный материал по теоретическим и практическим аспектам решения задач геомеханики, а также работа коллектива авторов [87], результатом которой стала публикация рекомендаций по применению численных методов анализа для решения задач геомеханики. Внимание данным вопросам уделено также и в работах В.М. Улицкого, А.Г. Шашкина, К.Г. Шашкина [88, 89]. Несмотря на то, что в данных работах затронуты многие вопросы численного моделирования, подходам к решению задач геомеханики в пространственной постановке уделено небольшое внимание.

Пространственная постановка (рисунок 2.2) при решении задач геомеханики применяется в тех случаях, когда плоско-деформационная или осесимметричная постановки не могут с должной степенью достоверности отобразить все геометрические особенности рассматриваемой системы “породный массив – подземное сооружение”, а также когда последовательность выполнения процессов может быть реализована только в трех измерениях или наблюдается изменение инженерно-геологических условий по трассе подземного сооружения. В качестве примеров таких объектов можно привести станции метрополитенов (рисунок 2.2а), транспортные тоннели (рисунок 2.2б), обделка которых имеет сложную геометрическую конфигурацию, сопряжения двух и более тоннелей, участки сопряжения стен глубоких котлованов и др.

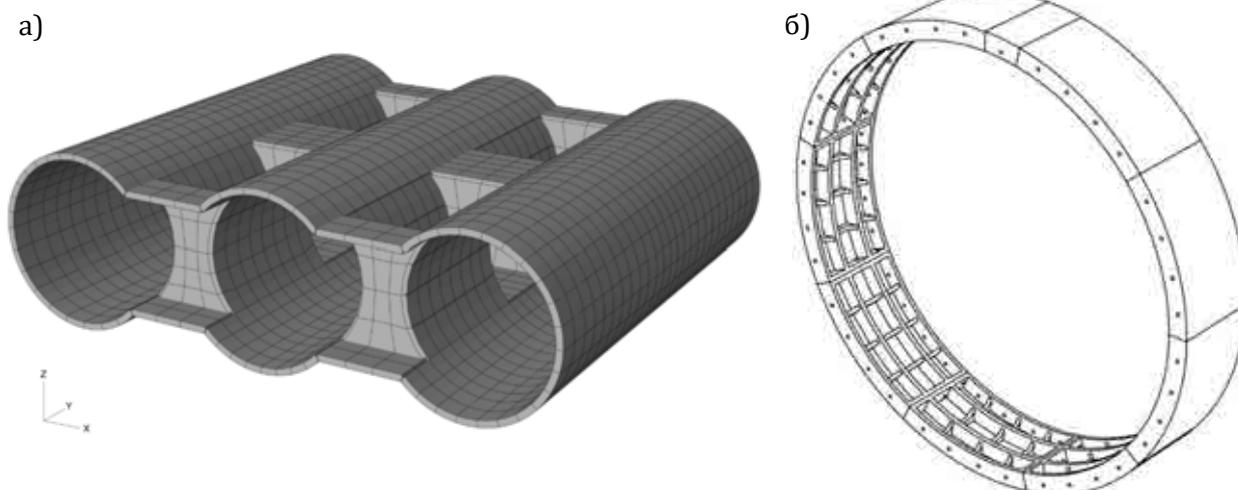


Рисунок 2.2 – Примеры решения задач в объемной постановке: а – станция метрополитена пилонного типа; б – чугунная тубинговая обделка тоннеля

Взаимосвязь между напряжениями и деформациями для случая пространственной постановки в общем устанавливается по следующей зависимости:

$$\begin{pmatrix} \sigma_{11} \\ \sigma_{22} \\ \sigma_{33} \\ \sigma_{12} \\ \sigma_{13} \\ \sigma_{23} \end{pmatrix} = [\mathbf{D}] \begin{pmatrix} \varepsilon_{11} \\ \varepsilon_{22} \\ \varepsilon_{33} \\ \varepsilon_{12} \\ \varepsilon_{13} \\ \varepsilon_{23} \end{pmatrix}. \quad (2.3)$$

Другим важным аспектом численного моделирования, которому все еще необходимо уделять должное внимание, является развитие процедур моделирования последовательности строительства подземного сооружения, которые бы отражали действительный характер его сооружения. Если для протяженных объектов, таких, например, как транспортные одиночные тоннели, процедуры учета последовательности строительства в целом можно считать разработанными, то для объектов пространственной конфигурации, развитие процессов в которых может идти в нескольких направлениях, этот вопрос все еще остается открытым.

Третий аспект, без которого достоверный прогноз деформаций земной поверхности невозможен – это использование при выполнении численного моделирования моделей деформирования среды, функционал которых позволяет выполнить прогноз геомеханических процессов породного массива в окрестности подземного сооружения с необходимой степенью детализации.

Таким образом, можно отметить, что, несмотря на широкие возможности численного моделирования для решения задач механики сплошной среды, при рассмотрении проблем геомеханически безопасного освоения подземного пространства мегаполиса возникают трудности методологического характера. Из сказанного выше вытекают следующие исследовательские задачи, которые необходимо решить для повышения эффективности применения численных методов анализа при решении задач геомеханики и расчете конструкций подземных сооружений:

- разработка концепции взаимосвязи между отдельными элементами системы “породный массив – подземное сооружение” и развитием геомеханических процессов при освоении подземного пространства мегаполиса;
- обобщение предыдущих исследований с целью разработки требований к моделям деформирования породного массива, необходимых и достаточных для моделирования развития геомеханических процессов при освоении подземного пространства мегаполисов;
- качественный анализ развития геомеханических процессов при строительстве подземных сооружений и формирования деформаций на поверхности земли;
- разработка общих принципов построения численных моделей с целью прогноза развития геомеханических процессов при освоении подземного пространства мегаполисов.

Полученные результаты позволят перейти к решению поставленной в диссертационной работе научной проблемы прогноза геомеханических процессов при строительстве подземных сооружений сложной пространственной конфигурации в слоистых средах.

### **2.3 Концепция взаимодействия между различными элементами системы при прогнозе геомеханических процессов, вызванных строительством подземных сооружений**

Можно выделить три основных элемента прогноза геомеханических процессов [90-94] при строительстве подземных сооружений (рисунок 2.3). **Первый элемент** отвечает

за достоверность представления породного массива с точки зрения его структурных особенностей и механического поведения. Он включает в себя следующие субэлементы: инженерно-геологические особенности рассматриваемого участка породного массива, модель структурной нарушенности и количественные показатели структурной нарушенности, модель механического поведения породного массива и гидрогеологическую модель породного массива. Набор из четырех представленных элементов можно объединить в геомеханическую модель поведения среды. Влияние каждого из субэлементов различно в зависимости от рассматриваемых условий. Так, инженерно-геологические особенности рассматриваемого участка породного массива, которые характеризуют наличие инженерно-геологических элементов, их форму и расположение относительно друг друга, оказывают существенное влияние на строительство подземных сооружений, которые в рамках своего объема (поперечного сечения) пересекает два или более инженерно-геологических элемента. Если подземное сооружение преимущественно или полностью располагается в одном геологическом элементе, а другие инженерно-геологические элементы располагаются за пределами его зоны влияния, то значимость этого фактора на развитие геомеханических процессов снижается, и в общем случае они могут быть представлены весьма условно без снижения достоверности прогноза. При строительстве подземных сооружений в условиях плотной городской застройки деформации, формируемые в его окрестности, распространяются к земной поверхности, то есть охватывают все инженерно-геологические элементы, расположенные над ним. В этом случае снижение детализации представления инженерно-геологических элементов, расположенных над подземным сооружением, негативно скажется на результатах расчетов и в целом не рекомендуется.

Модель структурной нарушенности позволяет учесть влияние макротрещин и повторяющихся крупных поверхностей ослабления на механическое поведение и прочностные и деформационные показатели породного массива. Наличие ослаблений снижает механические показатели породного массива и в отдельных случаях меняет механизм проявления геомеханических процессов как на контуре породного обнажения подземного сооружения, так и в породном массиве в его окрестности. При рассмотрении породного массива, представленного пластичными породами влияние данного фактора весьма ограничено или отсутствует. Грунты представляют собой несвязную среду, прочность которой в основном зависит от трения на контакте между отдельными частицами, а деформационные свойства от плотности их упаковки. Наибольшее влияние структурная нарушенность оказывает на прочные скальные и полускальные породы, где наличие макротрещин или поверхностей ослабления в значительной степени снижает механические свойства этих пород по сравнению с величинами, полученными на монолитных образцах. На настоящий момент существуют несколько подходов к оценке влияния структурной нарушенности на механические свойства. Первый подход заключается в использовании эмпирических методик, которые на основании существенных факторов нарушенности породного массива позволяют перейти от механических показателей, полученных на образцах горной породы, к механическим показателям породного массива. Второй подход, который набирает популярность в научном сообществе в последние годы, представляет собой синтезированные (численные) модели представительного участка породного массива, на основании которых проводятся виртуальные лабораторные исследования с целью изучения его механического поведения и последующего определения прочностных и деформационных свойств. Формирование исходной численной модели участка породного массива осуществляется на основании результатов геомеханических или геофизических исследований. Взаимосвязь между поверхностями ослабления формируется в явном виде, через контактное взаимодействие, в то время как микро- и макротрещины учитываются через эквивалентные механические показатели. Таким образом, смещения по поверхностям ослабления моделируются, а не

рассматриваются через усредненные показатели. В главе 4 настоящей работы представлен эффективный метод решения задач данного класса, при этом он позволяет не только рассматривать контактное взаимодействие между существующими поверхностями ослабления, но и изучать процессы зарождения и распространения новых поверхностей ослаблений внутри изначально монолитной или нарушенной среды. Несмотря на множество методов и подходов к учету структурной нарушенности породного массива, малоизученными остаются породы, расположенные в промежутке между слабыми грунтами и полускальными породами. К таким породам, например, относятся аргиллитоподобные глины средней и особенно высокой степени литификации.

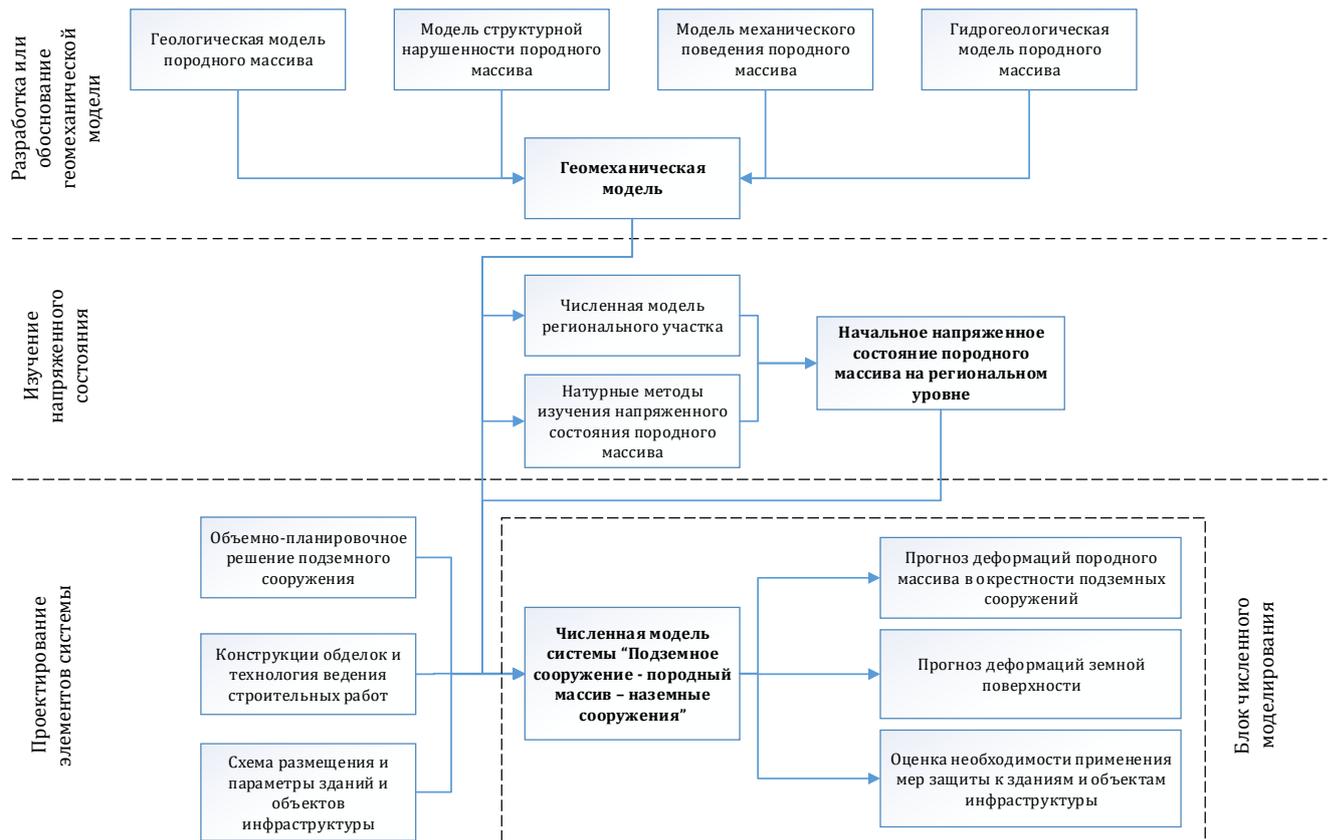


Рисунок 2.3 – Принципиальная схема проведения геомеханического анализа с целью прогноза геомеханических процессов при строительстве подземных сооружений в условиях плотной городской застройки

Модель механического поведения породного массива необходима для достоверного прогноза геомеханических процессов в окрестности породного обнажения. Обычно модели механического поведения породного массива являются отражением результатов лабораторных испытаний, то есть носят феноменологический характер и лишь в редких случаях выводятся из фундаментальных уравнений взаимодействия между частицами пород. С учетом того, что различные породы под воздействием нагрузки ведут себя по-разному, сложно выделить какую-либо одну модель деформирования, пригодную для всех типов пород. Модели разрабатываются для конкретных пород, а иногда и под конкретную задачу. Это позволяет сосредоточить внимание на основных аспектах, присущих поведению рассматриваемой породы в исследуемых условиях. Такие модели обычно формулируются в рамках уравнений механики сплошной среды и включают как упругую часть деформаций, которая описывается через уравнения линейной или нелинейной теории упругости, так и необратимую часть деформаций, определение которой выполняется на основании уравнений теории пластического течения. Модели деформирования слабых пород обычно включают законы упрочнения, которые позволяют

учитывать развитие поверхности пластического течения при девиаторном нагружении, объемном нагружении или их комбинациях. Глава 6 данной работы посвящена вопросам разработки набора моделей деформирования слоистой среды в рамках теории пластического течения, включающей такие важные аспекты ее поведения, как анизотропия прочностных и деформационных свойств. Для каждой из разработанных моделей представлены рекомендации по их эффективной области применения.

Вопросы, связанные с гидрогеологическими моделями породного массива, требуют отдельного рассмотрения и в работе не приводятся.

**Вторым элементом**, необходимым для корректного прогноза геомеханических процессов при выполнении численного моделирования, является информация о начальном поле напряженного состояния, которая для простых условий определяется на основании аналитических зависимостей, а для сложных может быть получена за счет применения натуральных методов исследований начального напряженного состояния и создания численных моделей прогноза напряженного состояния на региональном уровне.

Одним из основных отличий расчета подземных сооружений от расчета наземных является тот факт, что строительство подземных сооружений ведется в породном массиве, напряженное состояние в котором уже сформировано. При рассмотрении наземных сооружений предполагается, что их конструкции в начальный момент времени не испытывают напряжений, а напряжения, которые сформируются в конструкциях по окончании строительства, будут вызваны их собственным весом и другими внешними воздействиями. Напротив, при рассмотрении подземных сооружений исходят из того, что напряжения в породном массиве сформировались, а от их величины и характера распределения зависит поведение как самого грунтового массива, так и подземного сооружения в целом.

Начальное напряженное состояние породного массива обычно доподлинно неизвестно, а на его величину и характер распределения влияет множество факторов. Смещение тектонических плит, начальная неоднородность грунтового массива, негоризонтальное залегание грунтов, наличие трещин и разломов, реологические свойства грунта, выветривание, термические эффекты – вот лишь некоторые факторы, оказывающие влияние на начальное поле напряжений. Очевидно, что учесть все факторы невозможно, поэтому для оценки начального поля напряженного состояния породного массива необходимо задаться разумными допущениями и упрощениями.

В случае если грунт однородный, а поверхность земли не имеет наклона, вертикальные эффективные напряжения  $\sigma'_v$  в грунтовом массиве можно определить по следующей простой зависимости:

$$\sigma'_v = \sigma_v - u = \gamma H - u, \quad (2.4)$$

горизонтальные эффективные напряжения  $\sigma'_h$  как

$$\sigma'_h = K_0 \sigma'_v, \quad (2.5)$$

где  $\sigma_v$  – полные эффективные напряжения;  $u$  – величина порового давления;  $\gamma$  – объемный вес грунта;  $H$  – расстояние от поверхности земли до рассматриваемой точки;  $K_0$  – коэффициент бокового давления в покое.

Если подземное сооружение располагается ниже уровня подземных вод, то из полных напряжений необходимо вычесть величину порового давления  $u = \gamma_w H_w$  ( $\gamma_w$  – удельный вес воды;  $H_w$  – расстояние от уровня подземных вод до рассматриваемой точки). Для случая, когда подземное сооружение располагается выше уровня подземных вод, величина порового давления равна нулю, а величины эффективных и полных напряжений равны.

В практике строительства подземных сооружений редко встречаются условия, когда грунтовой массив однородный. При наличии нескольких слоев грунта вертикальные

эффективные напряжения по глубине можно определить согласно следующему уравнению:

$$\sigma'_{v,i} = \sigma_{v,i} - u_i = \sum_{i=1}^n \gamma_i H_i - u_i. \quad (2.6)$$

Если поверхность земли имеет неровный рельеф, начальное напряженное состояние грунтового массива не может быть определено по вышеприведенной методике. Направления главных напряжений не совпадают с направлением вертикальной и горизонтальной осей. При сложной топографии местности или сложном инженерно-геологическом строении грунтового массива начальное напряженное состояние определяется согласно численному решению (рисунок 2.4). Гравитационная нагрузка прикладывается в каждом узле конечно-элементной сетки рассматриваемой модели, при этом начальное поле напряженного состояния принимается равным 0. Результатом расчета является начальное поле напряженного состояния. Обычно такая процедура является первым шагом численного анализа, по завершении которого смещения в каждом узле модели обнуляются. Существуют и другие подходы, основанные на итерационном подходе к определению начального поля напряжений. В этом случае задаются предполагаемые значения начального напряженного состояния грунтового массива и гравитационные силы. В последующем численная процедура за несколько попыток изменяет начальное поле напряженного состояния таким образом, чтобы внутренние силы были уравновешены внешними силами. После выполнения такой процедуры смещения не обнуляются. Такой подход предпочтителен, когда необходимо задать распределение горизонтальных напряжений отличное от классического представления.

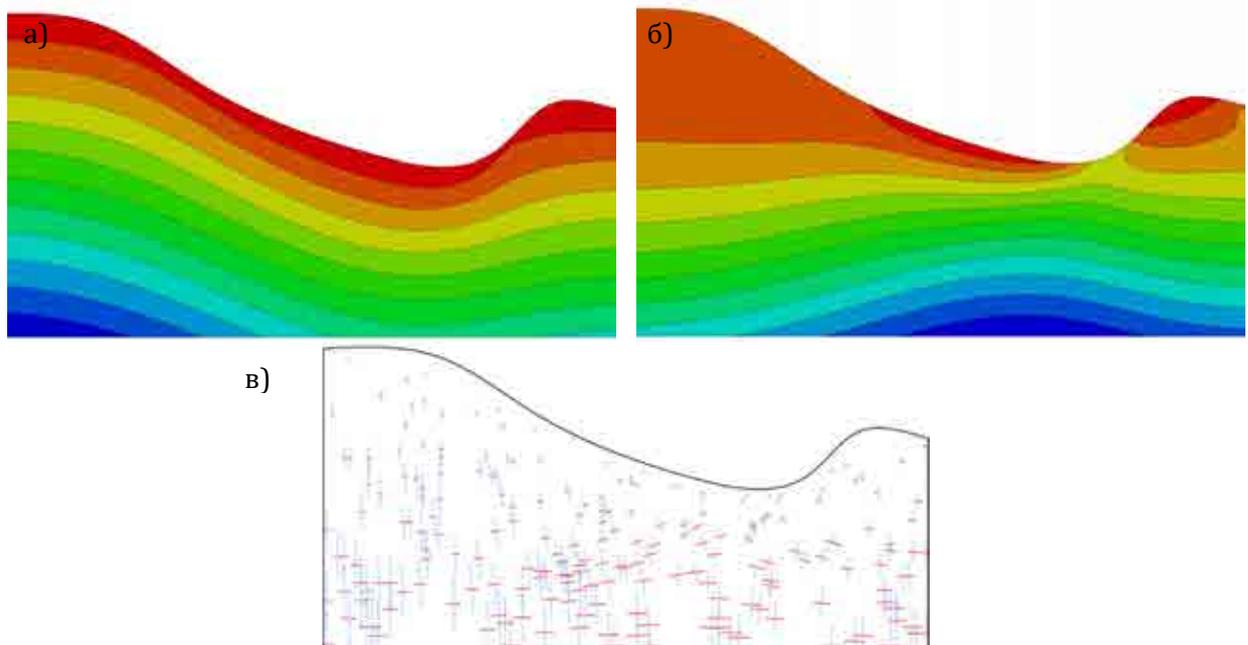


Рисунок 2.4 – Начальное поле напряжений грунтового массива при сложном рельефе местности:  
 а – вертикальные напряжения; б – горизонтальные напряжения; в – направления действия главных напряжений

Коэффициент бокового давления в покое  $K_0$  при выполнении численного моделирования задается в зависимости от типа породы. Для однородного породного массива, который можно рассматривать как сплошное тело, подчиняющееся законам теории упругости, значение коэффициента бокового давления  $K_0$  определяется по следующей зависимости:

$$K_0 = \frac{\nu}{1 - \nu}, \quad (2.7)$$

где  $\nu$  – коэффициент поперечной деформации.

Значение коэффициента бокового давления в покое  $K_0$ , полученное по формуле (2.7), не соответствует реальному его значению для многих типов пород. В этом случае рациональным является определить коэффициент бокового давления по одной из эмпирических зависимостей, а затем вводить его в расчет как один из исходных параметров.

Значение  $K_0$  в основном зависит от типа породы и предыдущей истории его нагружения. Для нормально уплотненных грунтов обычно используется следующая эмпирическая зависимость [95]:

$$K_0^{NC} = 1 - \sin \varphi', \quad (2.8)$$

где  $\varphi'$  – эффективный угол внутреннего трения породного массива.

В переуплотненных породах, то есть в породах, которые хотя бы один раз за историю их нагружения были подвергнуты напряженному состоянию выше того, которые действуют в них в настоящее время (другими словами, произошла разгрузка таких пород), коэффициент бокового давления в покое обычно выше, чем у нормально уплотненных грунтов. Существует различные эмпирические и аналитические формулы для их определения. Так, в работе В.Ф. Schmidt [96] величина коэффициента бокового давления в покое для переуплотненных сред привязана к коэффициенту переуплотнения  $OCR$ , коэффициенту бокового давления при нормальном уплотнении  $K_0^{NC}$  и эффективному углу внутреннего трения

$$K_0^{OC} = K_0^{NC} OCR^{\sin \varphi'}, \quad (2.9)$$

где  $OCR$  – коэффициент переуплотнения грунта, который может быть определен по следующей формуле:

$$OCR = \frac{\sigma'_{v,max}}{\sigma'_{v,0}}, \quad (2.10)$$

в которой  $\sigma'_{v,max}$  – вертикальные эффективные напряжения предуплотнения;  $\sigma'_{v,0}$  – начальное значение вертикальных эффективных напряжений.

Схожие зависимости были предложены Р.В. Mayne и Ф.Н. Kulhawy [97]:

$$K_0^{OC} = K_0^{NC} \cdot OCR^{1-K_0^{NC}}, \quad (2.11)$$

а также G. Mesri and Т.М. Nayat [98]:

$$K_0^{OC} = \frac{1}{2} \cdot K_0^{NC} \cdot (OCR + 1). \quad (2.12)$$

Другой подход к определению параметра  $K_0^{OC}$  основан на аналитическом решении [95]. Здесь начальное напряженное состояние породы получено на основе рассмотрения траектории нагружения породы. Предположим, что нагружение породы вплоть до величины  $\sigma'_{v,max}$  было выполнено в рамках одномерной компрессией, где  $\sigma'_h = K_0^{NC} \sigma'_v$ . От точки  $A$  отношение горизонтальных и вертикальных напряжений вплоть до точки  $B$  определяется согласно уравнению (2.5). От точки  $B$  до точки  $C$  грунт разгружается от значения эффективных вертикальных напряжений  $\sigma'_{v,max}$  до  $\sigma'_{v,0}$ . В процессе разгрузки предположено, что грунт работает упруго, а величина  $K_0$  изменяется согласно уравнению (2.7), где значение коэффициента Пуассона при нагрузке  $\nu$  заменяется значением коэффициентом Пуассона при разгрузке  $\nu_{ur}$ . Результирующий наклон от точки  $A$  до точки  $C$  тогда может быть выражен коэффициентом

$$K_0^{OC} = (1 - \sin \varphi') OCR - (OCR - 1) \frac{v_{ur}}{1 - v_{ur}}. \quad (2.13)$$

Сравнение зависимостей, полученных согласно уравнениям (2.9), (2.11), (2.12) и (2.13), показало (рисунок 2.5), что результаты, полученные по зависимостям (2.9) и (2.11) совпадают при любых значениях параметров  $OCR$  и  $\varphi'$ . Наименьшее значение величины  $K_0^{OC}$  получено по формуле (2.11), в то время как максимальные значения коэффициента бокового давления в покое получаются по формуле (2.13). При значении эффективного угла внутреннего трения  $\varphi' 30^\circ$ , результаты по методике R.V.J. Brinkgreve и G. Mesri совпадают.

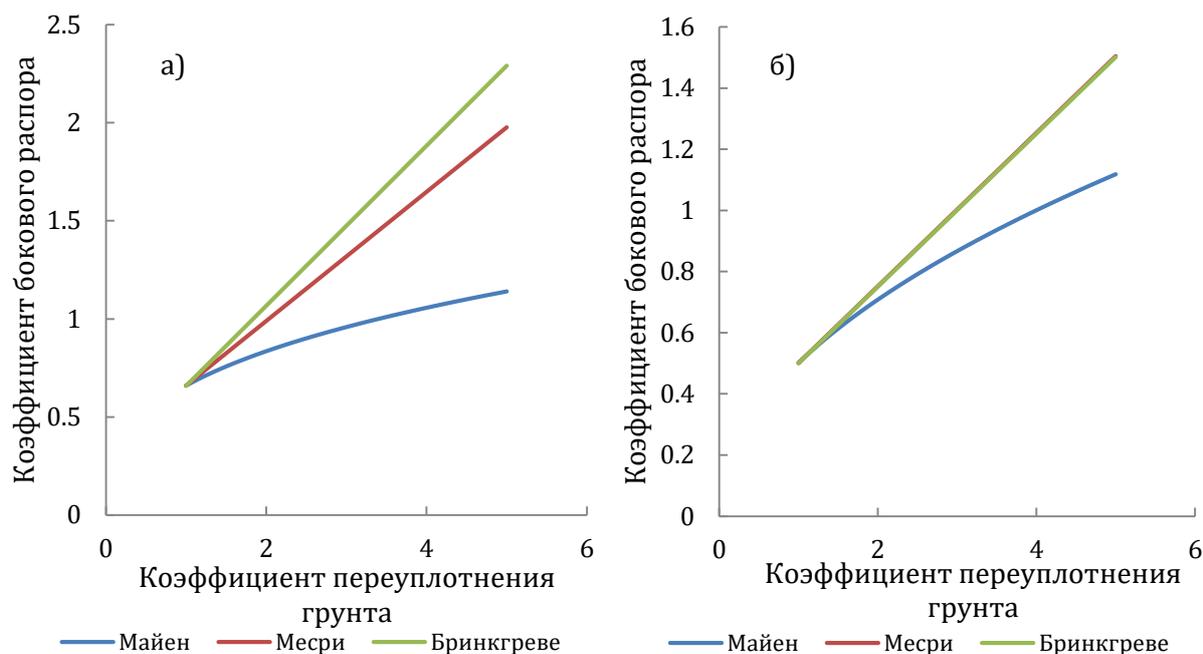


Рисунок 2.5 – Зависимость коэффициента бокового распора от степени переуплотнения породы:  
а – угол внутреннего трения  $20^\circ$ ; б – угол внутреннего трения  $30^\circ$

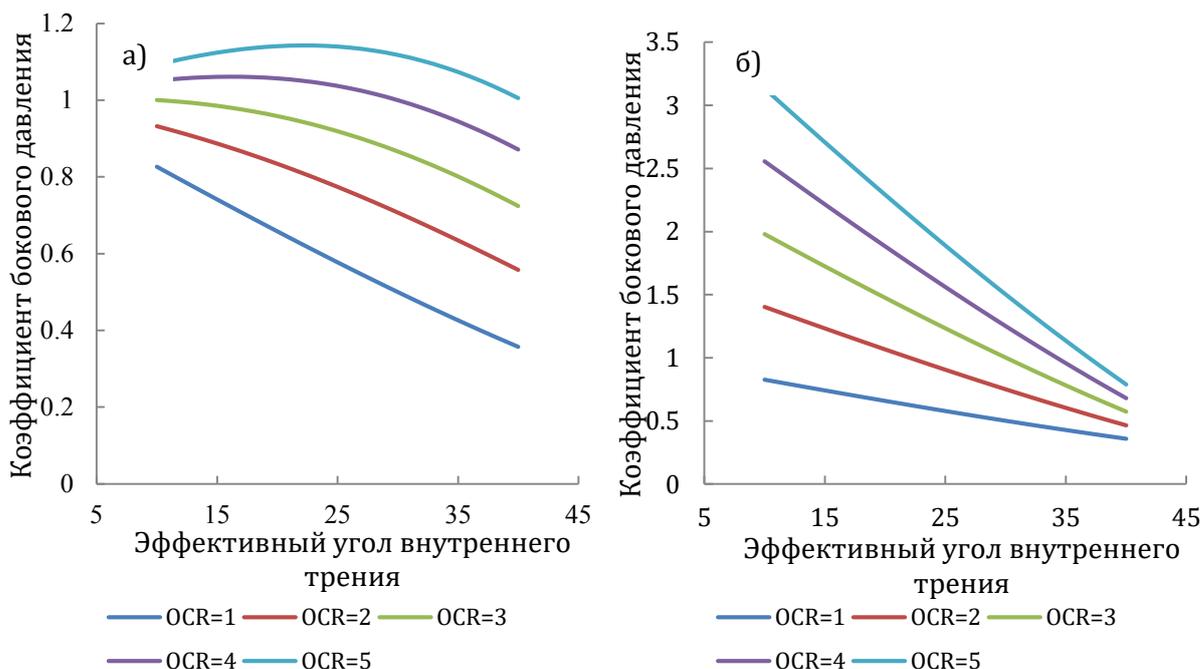


Рисунок 2.6 – Влияние угла внутреннего трения на коэффициент бокового давления при разных значениях  $OCR$ : а – по методике G. Mesri; б – по методике R.V.J. Brinkgreve

Результаты, приведенные выше, не позволяют сказать однозначно, какое значение коэффициент бокового давления примет при конкретных условиях. Определение самих свойств породы  $OCR$  и  $\varphi'$  также носит неоднозначный характер. С учетом этого необходимо говорить не о конкретном значении коэффициента бокового давления, а о диапазоне наиболее вероятных значений, которые может принять коэффициент  $K_0^{OC}$  при данных условиях.

Изменение коэффициента бокового давления в покое в значительной степени сказывается на деформациях в окрестности тоннеля и осадках земной поверхности (рисунок 2.7); диаграммы получены на основании изотропной упругопластической модели с двойным упрочнением. Как видно из представленных зависимостей, уменьшение коэффициента бокового давления в покое в целом приводит к росту оседания земной поверхности. Очевидно, что и для других пород начальное напряженное состояние породного массива также будет оказывать определенное влияние.

**Третьим элементом** повышения достоверности прогноза геомеханических процессов является сама численная модель, которая должна отражать должным образом принятую технологию строительства подземного сооружения, объемно-планировочное и конструктивное решение подземного сооружения и учитывать расположение зданий, сооружений и объектов городской инфраструктуры. Это позволит получить комплексное представление о деформациях породного массива в окрестности рассматриваемого подземного сооружения, оценить характер и величину деформаций земной поверхности с учетом принятых технологических и конструктивных решений и выполнить оценку необходимости применения мер защиты к зданиям и объектам инфраструктуры.

Одним из важнейших элементов безопасного освоения подземного пространства крупных городов является снижение уровня влияния строительства подземных сооружений на объекты существующей застройки, расположенные на поверхности земли или имеющие незначительное заглубление относительно нее. Строительство любого подземного сооружения приводит к изменению напряженного состояния породного массива, а следовательно, к развитию деформаций в окрестности подземного сооружения и их

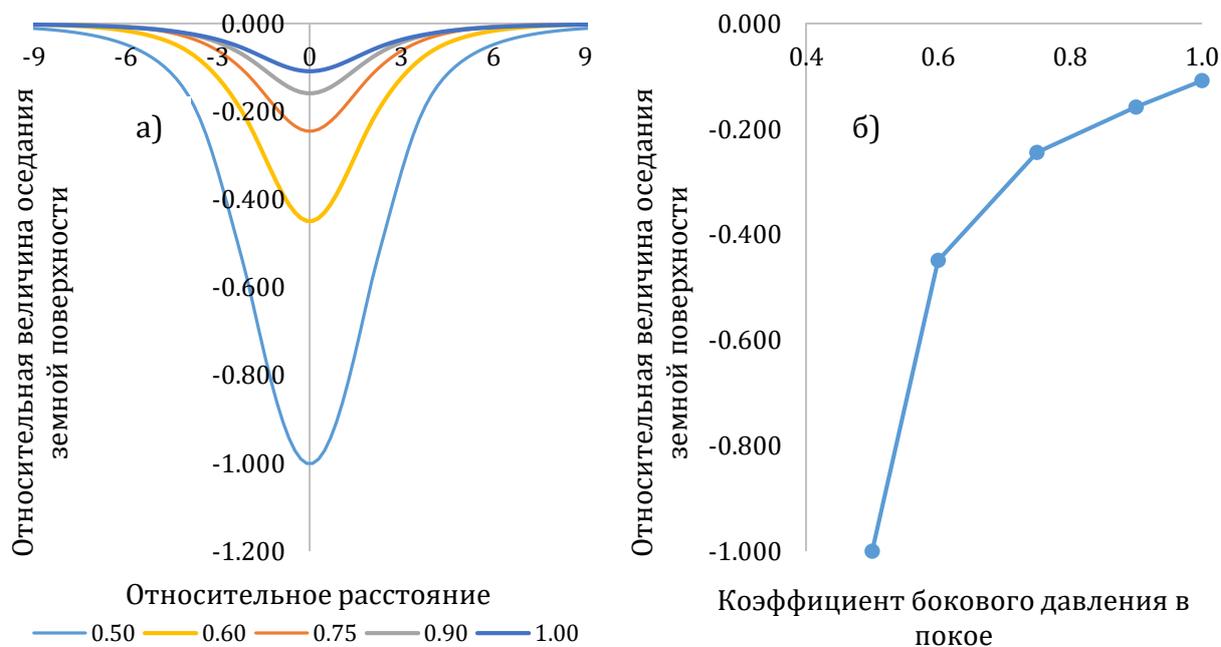


Рисунок 2.7 – Мульды оседания (а) и максимальная величина вертикальных деформаций земной (б) в зависимости от соотношения между начальными горизонтальными и вертикальными напряжениями: 0.5–1.0 – значение коэффициента бокового давления в покое

распространению до поверхности земли. Необходимость применения различных видов мероприятий по защите зданий и сооружений от негативного влияния будет зависеть от многих факторов.

Выбор участка расположения подземных сооружений или трассы подземных сооружений зависит от функциональных, технических, социальных, инфраструктурных и других факторов. Основной фактор или группа факторов определяется индивидуально для каждого проектируемого подземного сооружения. В данном разделе работы будут рассмотрены только наборы факторов, которые определяют выбор площадки строительства и расположения подземных сооружений, позволяющие снизить негативное влияние строительства на объекты городской инфраструктуры и уменьшить расходы на организацию и осуществление мероприятий по защите зданий и сооружений, попадающих в зону влияния строительства.

Особое внимание необходимо уделить непосредственно выбору площадки строительства подземного сооружения, что позволит еще на предварительном этапе исключить значимую часть объектов городской инфраструктуры, а также зданий и сооружений из зоны влияния будущего строительства. Так, необходимо вывести за пределы строительства объекты повышенной ответственности, например газопроводы, высотные здания и сооружения, промышленные объекты особо чувствительные к деформациям земной поверхности. Рациональным является и вывод объектов исторической и культурной ценности за пределы зоны влияния подземного строительства, так как обычно они весьма чувствительны к неравномерным деформациям земной поверхности, а величины предельно допустимых деформаций для таких объектов на порядок и более меньше, чем для прочих объектов городской застройки. Усиление объектов исторической застройки весьма трудоемко, что связано с их в целом неудовлетворительным состоянием, а также отсутствием полного представления о их конструктивном исполнении; особенно это касается их подземной части. Определение зоны влияния строительства подземного сооружения на предварительном этапе возможно с применением различных эмпирических и полумпирических методов, которые были получены для рассматриваемых инженерно-геологических условий. Обычно в качестве исходных данных в таких методах используются показатель прочности пород  $\varphi$  (угол внутреннего трения), размеры сооружения в плане  $A \times B$  и глубина его заложения  $H$ . Размеры, получаемые по представленным методикам, могут несколько отличаться от реальных границ зоны влияния строительства, что позволяет обозначить контур на поверхности земли, за пределом которого деформации земной поверхности практически со 100%-ной вероятностью будут ниже предельно допустимых для любых из рассматриваемых зданий, сооружений или объектов инфраструктуры.

Для всех зданий и сооружений, расположенных внутри предварительно полученной зоны влияния строительства подземного сооружения, должна быть установлена категория технического состояния, а для инженерных коммуникаций должен быть определен коэффициент их износа. Оценка технического состояния выполняется на основании требований нормативных документов и может учитывать методики специализированных организаций при обосновании их состояния. Отчет о техническом состоянии должен включать в себя информацию о конструктивной схеме здания, типе фундамента и его конструктивном исполнении, глубине заложения фундамента, а также состоянии всех несущих конструкций зданий. В зависимости от категории технического состояния устанавливаются предельно-допустимые величины деформаций породы в основании фундамента рассматриваемого здания или сооружения в соответствии с действующими нормами и правилами. Необходимо отметить, что такая оценка технического состояния носит сугубо инженерный характер и не позволяет выявить области усиления строительных конструкций зданий и сооружений в случае

возникновения такой необходимости. Но на стадии проведения инженерных изысканий, представленный подход является достаточным.

Количественный прогноз деформаций земной поверхности при строительстве подземных сооружений может выполняться как с применением метода аналогий для получения общей картины ожидаемого деформирования породного массива, так и с использованием различных эмпирических, полуэмпирических и аналитических зависимостей и решений. Все эти методы обладают одним существенным недостатком – отсутствием возможности учесть весь комплекс исходных данных (инженерно-геологические условия, пространственную конструкцию подземных сооружений, последовательность и этапность их сооружения, жесткость несущих конструкций подземных сооружений и т.д.), а значит особенностей формирования геомеханических процессов в породном массиве в окрестности сооружаемого подземного сооружения. Однако эти методы могут успешно применяться для предварительной оценки влияния строительства подземных сооружений и, в отдельных случаях, заключительной оценки, если заранее задаться таким набором исходных данных, которые изначально рассматривают наиболее негативный вариант развития событий; их выбор должен выполняться на основании экспертной оценки. Тогда, если представленные результаты предварительного прогноза деформаций земной поверхности, выполненные на основании консервативного решения, окажутся в области допустимых деформаций, проведения дальнейших сложных и трудоемких расчетов можно избежать. Если же возникает обратная ситуация, достоверность соответствия расчета условиям строительства подземных сооружений должна быть повышена, а расчет выполнен заново. Такая концепция была впервые представлена в работе J.V. Burland и др. [99]. На настоящий момент прогноз деформаций земной поверхности и в дальнейшем, в случае необходимости, обоснование решений с целью снижения негативного влияния строительства выполняются с применением методов моделирования, физического или математического. В основу математического моделирования положено применение численных методов анализа, в основном реализующих принципы метода конечных элементов. Расчет, выполненный на основании численного моделирования, можно отнести к детальной оценке; степень его детализации определяется исходными данными, а также состоянием развития данного направления расчетов и результатами предыдущих исследований в рассматриваемой области знаний.

Особое внимание при выполнении численных расчетов должно быть уделено изучению геомеханических процессов, которые всегда сопровождают строительства подземных сооружений и проявляются в зависимости от условий проведения в виде смещений породного контура, формирования поверхностей скольжения, микро- и макротрещин. Как уже отмечалось многократно в научных работах, достоверный прогноз деформаций породного массива и деформаций земной поверхности напрямую связан с особенностями деформирования среды, в которой выполняется строительство подземного сооружения, и требует детального ее описания на уровне уравнений состояния среды. Это и нелинейная взаимосвязь при девиаторном нагружении, уплотнение при объемном сжатии, разуплотнение при достижении предельного состояния, выход на деформирование без изменения объема при достижении критического состояния, высокая по сравнению с базовыми деформационными показателями жесткость при малых деформациях, а также другие особенности, такие как анизотропия механических свойств, их неоднородность и т.д. Другим важным аспектом численного моделирования является необходимость приблизить геометрические параметры подземного сооружения и некоторые особенности его технологии строительства к принятым в проекте. Это позволяет повысить достоверность прогноза измененно-деформированного состояния, а следовательно, и повысить качество прогноза деформаций земной поверхности, что и является конечной целью расчетов. Численные модели, разработанные

в рамках метода конечных элементов, во всяком случае с теоретической точки зрения вполне удовлетворяют требованиям, предъявляемым к расчету геотехнических сооружений и в частности подземных сооружений. Однако исследовательские работы в данном направлении все еще далеки от завершения.

Конечно-элементная модели всегда являются некоторой идеализацией реального рассматриваемого объекта (системы взаимодействия “подземное сооружение – породный массив”). Можно выделить следующие основные идеализации:

- Геометрическая идеализация. В мире все объекты являются трехмерными, но большинство геотехнических моделей представляют из себя двухмерные модели, рассматриваемые в плоско-деформационной или осесимметричной постановках. К другим геометрическими идеализациям можно отнести упрощения при задании поверхности земли, геологического строения породного массива, конструкций как подземных, так и наземных сооружений, а также участков приложения нагрузок и других воздействий.
- Идеализация механического поведения среды. Среди всех материалов в мире грунты и породы являются наиболее сложными с точки зрения их механического поведения. Для моделирования этих процессов разрабатываются модели поведения среды различной степени сложности. Чем сложнее модель, тем больше параметров необходимо для ее использования; они могут быть определены по результатам лабораторных или натурных исследования с привлечением различных оптимизационных алгоритмов подбора параметров рассматриваемой модели. При выборе модели необходимо быть уверенным, что она способна к прогнозу как минимум наиболее важных процессов, требуемых для решения задачи. Важно помнить, что модель не позволит выполнить прогноз более сложных процессов, чем заложены в ее описании. Модель лишь феноменологическим образом связывает напряжения и деформации на элементарном участке.
- Идеализация процесса строительства подземного сооружения. Расчет подземных сооружений часто разделяется на несколько этапов, что позволяет более достоверно описать реальный процесс строительства и устройства конструкций подземных сооружений. При выполнении численного моделирования такое разделение возможно, и оно позволяет учесть изменение граничных условий, активации и деактивации элементов численной модели, изменение положения уровня подземных вод, а также учесть траекторию нагружения породного массива. Детализация процесса строительства подземного сооружения при выполнении численного моделирования позволяет не только повысить достоверность прогноза изменения напряженно-деформированного состояния на всех стадиях сооружения, но и определить момент строительства, когда его воздействие на объекты, попадающие в зону его влияния, наибольшее. Однако процесс строительства при выполнении численного моделирования рассматривается весьма упрощенно, что для ряда задач весьма значительно отдаляет модель от реальности.

Помимо идеализации численной модели рассматриваемого объекта, которые могут привести к недостоверным результатам, можно выделить в отдельные группы ошибки, допущенные при составлении численной модели. Влияние некоторых из них на результаты численного моделирования достаточно легко уменьшить, от ряда других можно полностью избавиться. Процесс оценки результатов моделирования позволит идентифицировать эти ошибки и снизить их влияние:

- Входные параметры модели. Для создания конечно-элементной модели требуется значительное количество исходных параметров. Шанс, что какой-либо параметр конечно-элементной модели будет введен некорректно, весьма значителен. Снижение вероятности ввода некорректных данных достигается за счет повышения ясности интерфейса ввода параметров модели, наглядности выполняемых

операций и автоматизации рутинных процессов. Большую роль играет и автоматизированная система контроля за введенными данными. Дополнительный контроль должен выполняться оценкой результатов моделирования на адекватность их представления ожидаемым физическим процессам. Это позволит выявить ошибки, которые не приводят к формированию некорректной численной модели, но не соответствуют моделируемым условиям.

- Ошибка при дискретизации численной модели. Традиционно численное моделирование задач геомеханики и геотехники включает дискретизацию рассматриваемой области на конечные области, которые описывают поведение системы в характерной области. Плотность дискретизации определяет точность получаемого решения. С теоретической точки зрения, увеличение плотности дискретизации рассматриваемой области должно привести к так называемому теоретическому решению. Однако величина плотности дискретизации заранее не известна и зависит как непосредственно от решаемой задачи, так и от формулировки самих конечных элементов. При этом обычно недостаточная степень дискретизации приводит к тому, что прогнозные величины смещений меньше фактических при требуемой степени плотности дискретизации, а несущая способность или устойчивость выше. То есть получаемое решение не является безопасным. Плотность дискретизации, как было описано выше, зависит от многих факторов и определяется итерационным способом, за счет постепенного ее повышения в интересующих областях. Другой формой дискретизации численной модели является приращение показателей граничных условий за расчетный шаг. Это величина обычно полностью контролируется алгоритмами программного комплекса и редко нуждается в корректировке.
- Ошибки, вызванные ограничением самого метода. Различные численные методы имеют свои области применения и ограничения. Использование метода за пределом его возможностей приводит к ошибкам, которые могут быть и не заметны специалисту, выполняющему расчет. Это может быть как неправильное использование отдельных типов элементов для решения конкретной задачи, так и в целом неприменимость метода к описанию подобного физического процесса.

Снижение негативного воздействия строительства подземного сооружения на объекты городской инфраструктуры, а также здания и сооружения, расположенные на поверхности, может быть достигнуто за счет применения так называемых малоосадочных технологий строительства подземных сооружений, применения компенсационных методов или усиления существующих конструкций зданий и сооружений либо их комбинации. Независимо от принятого метода снижения негативного воздействия, положительный эффект должен подтверждаться расчетом. Наиболее перспективными являются меры по снижению деформаций в окрестности строящегося подземного сооружения, что может быть достигнуто за счет внедрения щадящих методов строительства. Устройство усиления зданий и сооружений в основном дает положительный эффект при строительстве подземных сооружений на небольшой глубине, размер поперечного сечения которых ограничен; примером такого сооружения может являться одиночный тоннель неглубокого заложения. При рассмотрении большого в плане подземного сооружения, например станции метрополитена, пересадочного узла и т.д., расположенных на значительной глубине, зона распространения деформаций как в плане, так и по глубине значительна, и она будет вовлекать в процесс деформирования и само здание, и элементы усиления этого здания. Процесс выбора мер защиты зданий может занимать значительное время и носит итерационный характер.

Заключительным этапом разработки мер по повышению безопасности освоения подземного пространства является организация геотехнического мониторинга. Мониторинг должен разрабатываться на основании расчетного прогноза деформации

земной поверхности с учетом ответственности здания и его технического состояния. Ответственность и назначение здания или сооружения определяют методы наблюдения за их состоянием и объем средств инструментального наблюдения. Организация непрерывного инструментального наблюдения в ключевых точках, где ожидается наиболее неблагоприятная ситуация развития деформаций породного массива, позволит оперативно применять меры по предотвращению аварийных ситуаций.

Строительство подземных сооружений и их последующая эксплуатация всегда оказывают некоторое негативное воздействие на подземную среду и на объекты городской застройки (рисунок 2.8). Это влияние нельзя исключить, но его можно в значительной степени нивелировать за счет разработки ряда мероприятий или внесения изменений в технологию строительства подземного сооружения. Для того чтобы понять необходимость разработки мероприятий по защите зданий и сооружений от негативного влияния строительства подземных сооружений, необходимо получить представления о тех процессах, которые приводят к развитию негативных событий и задаться критериями взаимодействия сооружения с подземной средой.

Любые повреждения, которые испытывают здания или сооружения можно условно разделить на три категории:

1. Эстетические повреждения, которые оказывают влияние на внешний вид здания и его внутренних помещений. Они связаны с незначительным трещинообразованием в конструкциях, в основном проявляются на внутренних стенах и их отделке. Эстетические повреждения легко поддаются ремонту, и в большинстве случаев незначительных усилий достаточно, чтобы скрыть мелкие трещины.
2. Функциональные повреждения, которые оказывают влияние на работоспособность здания и могут привести его к ограниченной работоспособности. Они связаны с нарушением служебных объектов внутри части здания (окна, двери, трубопроводы и т.д.) или с элементами, расположенными внутри здания, чувствительными к значительным неравномерным деформациям. Несущие конструкции здания не затрагиваются данным видом повреждений, но снижение его функциональных качеств может привести к значительным коммерческим и экономическим потерям.

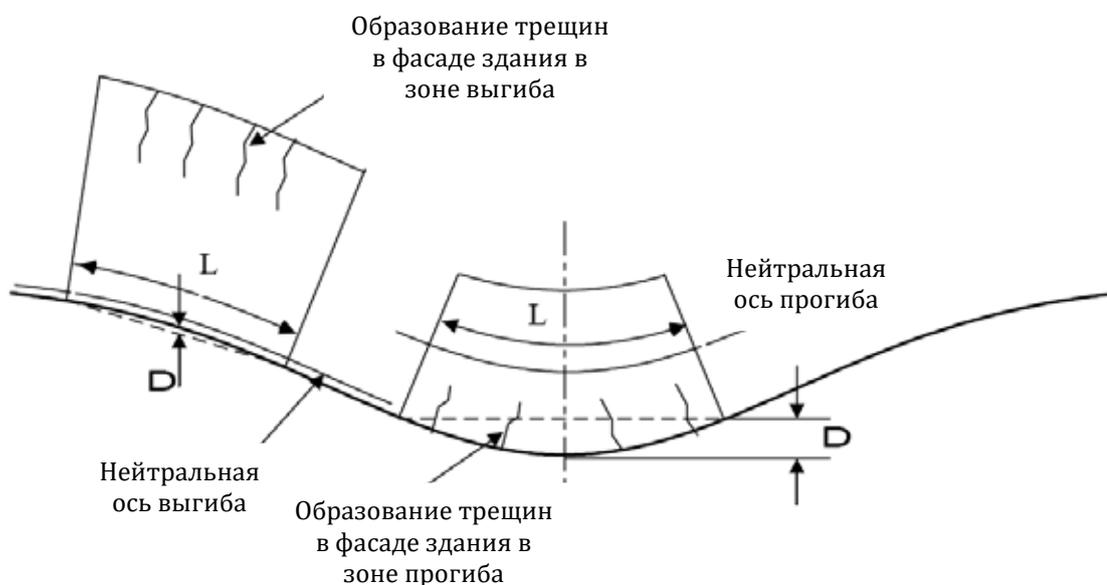


Рисунок 2.8 – Условная модель повреждения здания, вызванного строительством подземного сооружения [99]

3. Структурные повреждения, которые сказываются на работе несущих элементов здания и его устойчивости. Эти повреждения связаны со значительным образованием трещин в несущих конструкциях, а также их деформаций и могут

привести к частичному или полному разрушению здания. Повреждение несущих конструкций может быть частично скрыто за отделкой.

С учетом предложенного разделения повреждений на категории, удобно разработать классификацию повреждений по степени серьезности повреждений зданий и сооружений (таблица 2.4). Очевидно, что каждая из категорий повреждений должна быть связана с критерием, определяющим границу между представленными категориями, в качестве которого могут быть использованы как прочностные, так и деформационные критерии.

Одним из критериев оценки взаимодействия сооружений с окружающим породным массивом может быть ограничение по развитию величины радиальных смещений породного контура подземного сооружения

$$S_{v,max} \leq S_{v,lim}, \quad (2.14)$$

где  $S_{v,max}$  – величина фактических радиальных смещений;  $S_{v,lim}$  – величина предельно допустимых радиальных смещений.

Однако такой подход имеет ряд недостатков, не позволяющих адекватно оценить негативное воздействие строительства подземного сооружения на объекты, попадающие в зону его влияния, так как величина радиальных смещений лишь один из факторов, определяющих развитие деформаций на земной поверхности, и он является корректным, если величина  $u_{r,lim}$  получена для конкретных инженерно-геологических условий и технических условий строительства (форма и размер подземного сооружения, глубина его заложения).

В другую группу деформационных критериев входят критерии, основанные на относительных величинах деформаций. Такие критерии являются более общими и могут включать различные деформационные показатели:

$$\begin{aligned} \Delta_{v,max} &\leq \Delta_{v,lim}; \\ R_{max} &\leq R_{lim}; \\ \varepsilon_{h,max} &\leq \varepsilon_{h,lim}, \end{aligned} \quad (2.15)$$

где  $\Delta_{v,max}$ ,  $R_{max}$ ,  $\varepsilon_{h,max}$  – соответственно значения максимальных вертикальных абсолютных деформаций, максимального наклона земной поверхности, максимальной кривизны мульды оседания или максимального значения относительных горизонтальных деформаций в основании рассматриваемого здания, сооружения или по длине объекта городской инфраструктуры;  $\Delta_{v,lim}$ ,  $R_{lim}$ ,  $\varepsilon_{h,lim}$  – соответственно значения предельно допустимых вертикальных абсолютных деформаций, максимального наклона земной поверхности, максимальной кривизны мульды оседания или максимального значения относительных горизонтальных деформаций в основании рассматриваемого здания, сооружения или по длине объекта городской инфраструктуры

Таблица 2.4 – Классификация видимых повреждений зданий и сооружений [99]

Тип повреждения	Категория повреждения	Степень серьезности повреждений
Эстетическое	0	Незначительная
	1	Очень легкая
	2	Легкая
Функциональное	3	Средней степени
	4	Серьезная
Структурное	5	Очень серьезная

Критерий допустимости развития деформаций через величину абсолютных вертикальных деформаций принят в нормативном документе СП 22.13330.2011 взаимодействия “Основания зданий и сооружений” (приложение Л) (таблица 2.5). Однако

вертикальные деформации в основании сооружения не могут являться объективным критерием оценки его взаимодействия с подземным сооружением, так как показывают лишь значение в конкретной точке, не говоря о распределении под основанием сооружения в целом. Равномерное оседание породного массива в основании сооружения обычно не вызывает каких-либо негативных процессов в его элементах. И такой подход может быть использован только для проведения первичной оценки воздействия строительства подземных сооружений на городские объекты. Более перспективным представляется использование относительных показателей деформирования породного массива в основании зданий, сооружений и по длине объектов городской инфраструктуры.

Таблица 2.5 – Предельные допустимые деформации в основании зданий и сооружений [100]

Сооружения	Категория технического состояния	Предельные дополнительные деформации основания фундаментов	
		Относительная разность осадок $\Delta_{v,lim} = \Delta S_v / L$	Максимальная осадка $S_{v,lim}$ , см
1. Гражданские и производственные одноэтажные и многоэтажные здания с полным железобетонным каркасом	I	0.0020	5.0
	II	0.0010	3.0
	III	0.0007	2.0
2. Многоэтажные бескаркасные здания с несущими стенами из крупных панелей	I	0.0016	4.0
	II	0.0008	3.0
	III	0.0005	2.0
3. Многоэтажные бескаркасные здания с несущими стенами из крупных блоков или кирпичной кладки без армирования	I	0.0020	4.0
	II	0.0010	3.0
	III	0.0007	2.0
4. Многоэтажные бескаркасные здания с несущими стенами из кирпича или бетонных блоков с арматурными или железобетонными поясами	I	0.0024	5.0
	II	0.0015	3.0
	III	0.0010	2.0
5. Многоэтажные или одноэтажные здания исторической застройки или памятники истории, архитектуры и культуры с несущими стенами из кирпичной кладки без армирования	I	-	-
	II	0.0006	1.0
	III	0.0004	0.5
6. Высокие жесткие сооружения и трубы	I	0.0040	5.0
	II	0.0020	3.0
	III	0.0010	2.0

Примечание:  $\Delta S_v$  – разница между вертикальными абсолютными деформациями по длине рассматриваемого участка  $L$ .

Критерии, разработанные на основании относительных показателей деформирования земной поверхности, отражены в многочисленных расчетных методиках и нормативных документах [101-103]. Как отмечается в данных работах, более полно процесс деформирования в основании зданий и сооружений можно оценить через показатель относительной величины деформаций, где чаще всего используется такой показатель, как относительная горизонтальная деформация в основании здания или сооружения. Горизонтальные деформации приводят к растяжению или сжатию конструкций зданий или сооружений, что может выразиться в формировании трещин разрыва или диагональных трещин. Другим относительным показателем деформаций является кривизна мульды оседания, которая выражается через условный радиус кривизны. Развитие кривизны в основании здания или сооружения приводит к возникновению в них изгиба и появлению дополнительных растягивающих или сжимающих деформаций.

В работе J.B. Barland [104] представлена реализации концепции предельных растягивающих деформаций здания на примере простой балки прямоугольной формы,

подвергаемой деформациям (прогибу и выгибу). Такой упрощенный подход позволил изучить влияние деформаций на образование трещин в элементах зданий и сооружений. Также было показано, что предложенный подход позволяет достаточно хорошо выполнить прогноз повреждений зданий и сооружений, вызванных строительством подземных сооружений. Таким образом, представление фасадной части здания в виде простой прямоугольной балки является оправданным и позволяет получить корректный результат. Здание можно рассматривать как прямоугольную балку длиной  $L$  и высотой  $H$ . В зависимости от формы деформирования здания в разных частях балки будут формироваться растягивающие деформации. Можно выделить две экстремальных формы деформирования – изгиб относительно центральной продольной оси балки и сдвиг. Если балка испытывает только чистый изгиб, максимальные растягивающие деформации формируются по нижним волокнам балки, где и будут зарождаться трещины. При чистом сдвиге максимальные растягивающие деформации наклонены под углом  $45^\circ$ , что вызывает развитие диагональных трещин. В общем случае на величину растягивающих деформаций оказывает влияние как изгиб, так и сдвиг.

С.П. Тимошенко вывел выражение для определения прогиба центрально нагруженной сосредоточенной силой балки, которое учитывает, как изгибную, так и сдвиговую жесткость:

$$\Delta = \frac{PL^3}{48EI} \left( 1 + \frac{18EI}{L^2HG} \right), \quad (2.16)$$

где  $E$  – модуль упругости;  $G$  – модуль сдвига;  $I$  – момент инерции;  $P$  – сосредоточенная нагрузка.

Уравнение (2.16) можно переписать через коэффициент относительного прогиба  $\Delta/L$  и максимальные деформации растяжения, вызванные изгибом  $\varepsilon_{bmax}$ :

$$\frac{\Delta}{L} = \left( \frac{L}{12t} + \frac{3I}{2tLH} \frac{E}{G} \right) \varepsilon_{bmax}, \quad (2.17)$$

где  $t$  – расстояние от нейтральной оси до края балки ( $t = H/2$  на участке изгиба,  $t = H$  на участке провисания).

Схожим образом уравнение (2.16) можно переписать через коэффициент относительного прогиба  $\Delta/L$  и максимальные деформации растяжения, вызванные сдвигом  $\varepsilon_{dmax}$ :

$$\frac{\Delta}{L} = \left( 1 + \frac{HL^2}{18I} \frac{G}{E} \right) \varepsilon_{dmax}. \quad (2.18)$$

Приравняв  $\varepsilon_{max} = \varepsilon_{lim}$ , получим величины  $\Delta/L$ , которые согласно уравнениям (2.17) и (2.18) являются предельными.

Допуская, что коэффициент Пуассона  $\nu$  равен 0.3, получим  $E/G = 2.6$ . Такое значение обычно принимается при рассмотрении зданий, выполненных из кирпичной или каменной кладки. Для зданий каркасного типа отношение  $E/G = 12.6$ .

Задавшись предельной величиной растягивающих деформаций  $\varepsilon_{lim}$ , видим, что значение коэффициента относительного прогиба зависит от  $\Delta/L$ ,  $L/H$ ,  $E/G$  и позиции нейтральной оси.

Если нейтральная ось проходит через центр балки, то уравнения (2.17) и (2.18) можно упростить:

$$\frac{\Delta}{L} = \left( 0.167 \frac{L}{H} + 0.65 \frac{H}{L} \right) \varepsilon_{bmax}; \quad (2.19)$$

$$\frac{\Delta}{L} = \left( 0.25 \frac{L^2}{H^2} + 1 \right) \varepsilon_{dmax}. \quad (2.20)$$

Анализируя зависимости полученные по формулам (2.19) и (2.20), видим, что если отношение  $L/H < 0.5$ , то диагональные растягивающие деформации, вызванные сдвигом, определяют степень повреждения здания. С увеличением  $L/H$  все большую роль начинают играть растягивающие деформации, вызванные изгибом здания.

При рассмотрении реального здания более адекватные результаты можно получить, если предположить, что нейтральная ось совпадает с нижними волокнами балки. Тогда уравнения (2.17) и (2.18) можно представить в следующем виде:

$$\frac{\Delta}{L} = \left( 0.083 \frac{L}{H} + 1.3 \frac{H}{L} \right) \varepsilon_{bmax}; \quad (2.21)$$

$$\frac{\Delta}{L} = \left( 0.064 \frac{L^2}{H^2} + 1 \right) \varepsilon_{dmax}. \quad (2.22)$$

Результаты, полученные по формулам (2.21) и (2.22), применимы только на участке выгиба. В случае если здание или часть здания располагается на участке прогиба, деформации растяжения равны 0.

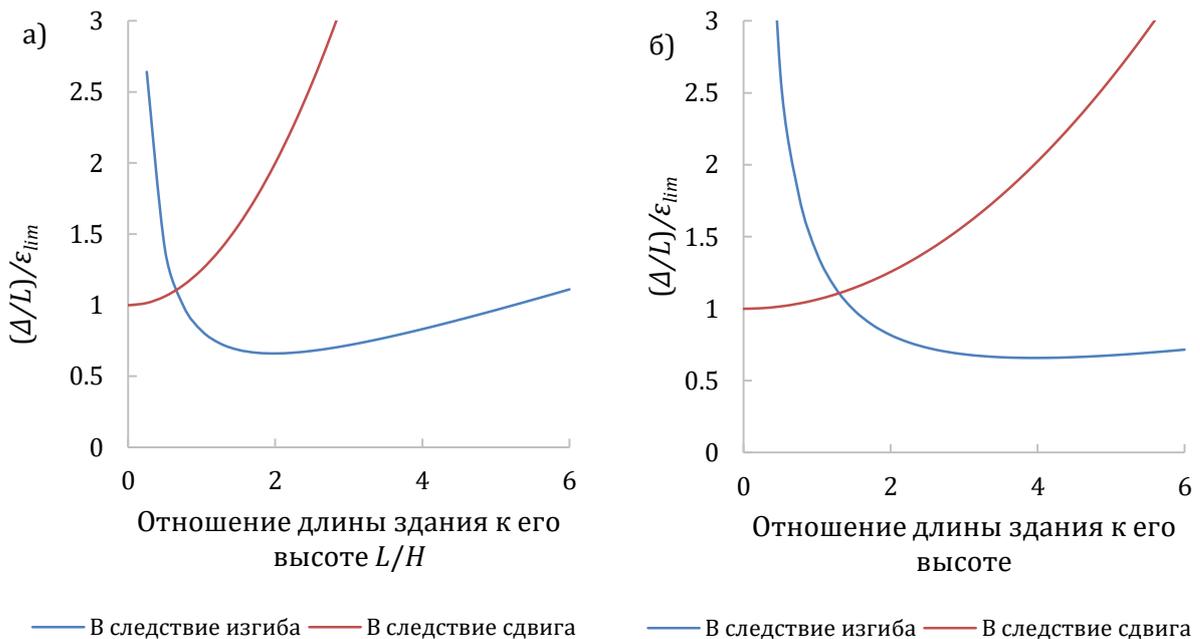


Рисунок 2.9 – Взаимосвязь между параметрами  $(\Delta/L)/\varepsilon_{lim}$  и  $L/H$  (а – прямоугольная балка, нейтральная ось расположена по центру балки; б – прямоугольная балка, нейтральная ось совпадает с нижними волокнами балки)

В качестве примера реализации такого подхода может быть представлена классификация повреждений зданий и сооружений по величине относительных горизонтальных деформаций (таблица 2.6), полученная на основании обработки данных, представленных в работе M.D. Boscardin и E.J. Cording [105], где были рассмотрены 17 участков строительства подземных сооружений под зданиями, расположенными на поверхности. Необходимо отметить, что полученные значения характерны для зданий и сооружений, вертикальные несущие элементы которых выполнены из каменных и армокаменных конструкций, и отличаются для зданий, имеющих другую конструкцию.

С учетом того, что здание или сооружение, а также инженерные коммуникации могут испытывать как деформации, вызванные прямым растяжением, так и деформации

вызванные растяжением при изгибе, критерий допустимых относительных горизонтальных деформаций  $\varepsilon_{h,lim}$  может быть выражен следующим образом:

$$\varepsilon_{br} = \varepsilon_{b,max} + k_{\mu}\varepsilon_h \leq k_{\theta}\varepsilon_{h,lim}, \quad (2.23)$$

где  $\varepsilon_{br}$  – суммарные относительные горизонтальные деформации;  $\varepsilon_{b,max}$  – максимальные относительные горизонтальные деформации, вызванные изгибом здания или сооружения;  $\varepsilon_h$  – относительные горизонтальные деформации в основании здания или сооружения;  $k_{\mu}$  – коэффициент, учитывающий проскальзывание породы относительно конструкций зданий и сооружений;  $\varepsilon_{h,lim}$  – предельное значение относительных горизонтальных деформаций, устанавливаемых для каждого здания или сооружения;  $k_{\theta}$  – коэффициент, учитывающий ориентацию здания относительно строящегося подземного сооружения.

Таблица 2.6 – Взаимосвязь между категориями повреждения здания и предельными значениями относительных деформаций растяжения  $\varepsilon_{lim}$  [105]

Тип повреждения	Категория повреждения	Степень серьезности повреждений	Предельное значение деформаций растяжения $\varepsilon_{h,lim}$ , %
Эстетическое	0	Незначительное	0–0.05
	1	Очень легкое	0.05–0.075
	2	Легкое	0.075–0.15
Функциональное	3	Средней степени	0.1–0.3
	4	Серьезное	> 0.3
Структурное	5	Очень серьезное	> 0.3

При оценке повреждений сооружений в дополнении к критерию (2.23) необходимо учесть возможность развития диагональных трещин отрыва, которые формируются за счет совместного действия касательных и нормальных растягивающих деформаций. Такой критерий в общем виде может быть представлен как

$$\varepsilon_{dr} = k_{\mu}\varepsilon_h \left( \frac{1-v}{2} \right) + \sqrt{k_{\mu}^2 \varepsilon_h^2 \left( \frac{1+v}{2} \right)^2 + \varepsilon_{d,max}^2} \leq k_{\theta}\varepsilon_{h,lim}, \quad (2.24)$$

где  $\varepsilon_{dr}$  – результирующие диагональные растягивающие деформации;  $v$  – коэффициент Пуассона материала здания.

Представленные выше критерии дополнены коэффициентами, позволяющими учесть ориентацию рассматриваемого объекта относительно подземного сооружения, а также трение на контакте этих объектов с основанием. Полученные уравнения удобно представить в виде диаграммы (рисунок 2.10), где категория повреждений зданий и сооружений привязана к двум факторам – уровню достигнутых относительных горизонтальных деформаций и относительных вертикальных деформаций.

Максимальной величиной растягивающих деформаций  $\varepsilon_{max}$  будет большее по величине значения  $\varepsilon_{br}$  или  $\varepsilon_{dr}$ . Тогда для балки длиной  $L$ , высотой  $H$  достаточно легко определить величину  $\varepsilon_{max}$ , для рассчитанных значений  $\Delta/L$  и  $\varepsilon_h$ . Значение  $\varepsilon_{max}$  сравнивается с предельно допустимым значением растягивающих деформаций  $\varepsilon_{lim}$  и определяется, какой потенциальный урон может получить здание или сооружение.

Данный подход является консервативным, а потенциально возможные повреждения здания могут быть переоценены. Консерватизм подхода заключается в том, что не учитывается возможность проскальзывания породы относительно фундамента. В своей работе J.D. Geddes [106] отмечал, что методика оценки деформаций растяжения в здании или сооружении, предложенная M.D. Boscardin и E.J. Cording, в общем случае завышает реальные величины деформаций.

С учетом пространственного характера формирования мульды оседания породного массива в основании зданий и сооружений, а также сложной и пространственной их

конфигурации, оценка степени повреждения отдельных их декоративных, конструктивных или несущих элементов затруднена и может рассматриваться только в

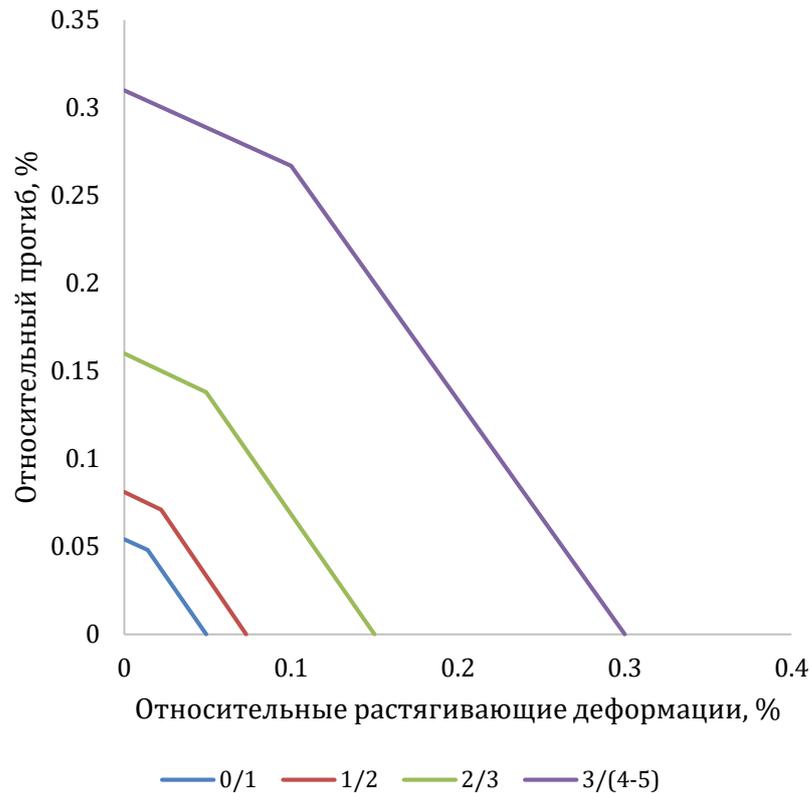


Рисунок 2.10 – Пример построения диаграммы определения категории повреждения здания или сооружения (отношение длины здания  $L$  к высоте здания  $H$ ,  $L/H = 1$ ): 0/1, 1/2, 2/3, 3/(4-5) – граница между соответствующими категориями повреждения

качестве упрощенного подхода. С учетом вхождения в практику проектирования подземных сооружений численных методов анализа, наибольший интерес представляются критерии, которые оценивают не все здание в целом, а привязаны к отдельным его элементам. Такие критерии формулируются исходя из механической работы материала отдельных элементов, например достижение предельных напряжений или относительных деформаций, а также исходя из функциональной работы таких элементов, например максимальный допустимый прогиб, максимальная величина раскрытия трещин и т.д. Критерии допустимости развития напряжений или относительных деформаций для различных строительных материалов широко освещены как в научной, так и в нормативной литературе и не требуют значительной доработки, за исключением того, что необходимо выполнить их внедрение в виде моделей поведения сред в расчетные комплексы для проведения прочностного анализа численными методами. Численные модели представляют собой систему взаимодействия “подземное сооружений – породный массив – здание, сооружение, другой объект городской инфраструктуры”, которые могут включать в себя особенности их конструктивного исполнения, геометрическую ориентацию в пространстве, их техническое состояние и т.д. В процессе выполнения расчетов появляется возможность отслеживать взаимосвязь между существующими повреждениями элементов рассматриваемых объектов, вновь сформированными повреждениями в результате строительства подземного сооружения и повреждениями, формируемыми в результате развития деформаций на стадии длительной эксплуатации как подземного, так и наземного сооружений. По результатам моделирования можно выявить именно те элементы сооружений, которые непосредственно получают повреждения, что в последующем позволит разработать меры

по недопущению развития данных негативных процессов или снизить их воздействие. Основное усилие по реализации такого подхода должно быть направлено на реализацию критериев повреждения в программные комплексы для выполнения численного моделирования, а также разработку методической и нормативной литературы для повсеместного внедрения данных подходов в практику проектирования подземных сооружений.

Как видно, различные критерии оценки взаимодействия сооружений с подземной средой позволяют решать определенный класс задач и в значительной степени отличаются по трудоемкости. В связи с этим для практического внедрения представленных критериев целесообразно их разделить на три категории, где первая категория характеризуется весьма условной оценкой повреждения зданий и сооружений и может быть использована для разделения объектов, попадающих в зону влияния нового строительства, на те, дополнительное повреждение которых невозможно, и на те, повреждение которых возможно и может быть выявлено только при более детальном анализе. Во вторую и третью категории попадают критерии, которые созданы непосредственно для оценки степени повреждаемости зданий и сооружений, но отличаются по степени детализации рассматриваемых процессов.

Таким образом, алгоритм принятия решения при оценке повреждения здания, сооружений и объектов инфраструктуры, который впервые был еще предложен в работе J.V. Burland [104], можно представить следующим образом (рисунок 2.11). На **первой стадии** здание или сооружение, расположенное на земной поверхности, в явном виде не рассматривается. Выполняется прогноз оседания земной поверхности как для участка, расположенного вне зоны городской застройки, то есть консервативный прогноз развития деформаций земной поверхности. Выполняется проверка повреждений здания по величине максимальных вертикальных смещений земной поверхности  $S_{v,max}$  и величине относительной осадки  $\Delta_{v,max}$ . Если значения  $S_{v,max}$  и  $\Delta_{v,max}$  попадают в 1 категорию (таблица 2.4), согласно разработанной классификации повреждений зданий (например, основанной на классификации по СП 22.13330.2011), здания или сооружения испытывают незначительные повреждения. Разработка мер по предотвращению деформаций здания не требуется. Если значения  $S_{v,max}$  и  $\Delta_{v,max}$  будут выше, чем допустимые значения согласно первой категории, то необходимо провести более детальную оценку развития деформаций в основании здания или сооружения, расположенного в зоне влияния строительства подземного сооружений. На **второй стадии** здание или сооружение представляется упрощенно в виде упругой балки, осадка его фундамента повторяет профиль мульды оседания земной поверхности. Рассчитывается величина относительного прогиба  $DR$  (для участка прогиба и выгиба) и величина максимальных горизонтальных деформаций  $\varepsilon_h$  (на участках сжатия и растяжения). На основе этих данных рассчитываются условные деформации, действующие в здании, и определяется категория повреждения здания. Жесткость здания или сооружения не оказывает влияния на оседание земной поверхности. Для зданий или сооружений, категория повреждения которых превышает 2 (таблица 2.4), необходимо провести детальную оценку. На **третьей стадии** взаимодействие между зданием, расположенном на земной поверхности, и подземным сооружением должно рассматриваться в явном виде. Взаимодействие между зданием и сооружением должно быть рассмотрено в пространственной постановке, при этом необходимо учитывать: размер и ориентацию здания, его конструкцию, расположение здания относительно подземного сооружения, тип фундамента, последовательность и технологию строительства подземного сооружения, а также существующие деформации здания, реализовавшиеся на этапе его строительства и эксплуатации. Жесткость здания в явном виде учитывается на третьей стадии оценки повреждения здания и оказывает влияние на характер и величину оседания земной поверхности. По результатам расчетов, выполненных на третьей стадии, устанавливаются элементы, подвергшиеся

повреждениям, и степень их повреждения. На основании полученной картины разрабатываются мероприятия по защите зданий и сооружений от негативного воздействия строительства подземного сооружения.

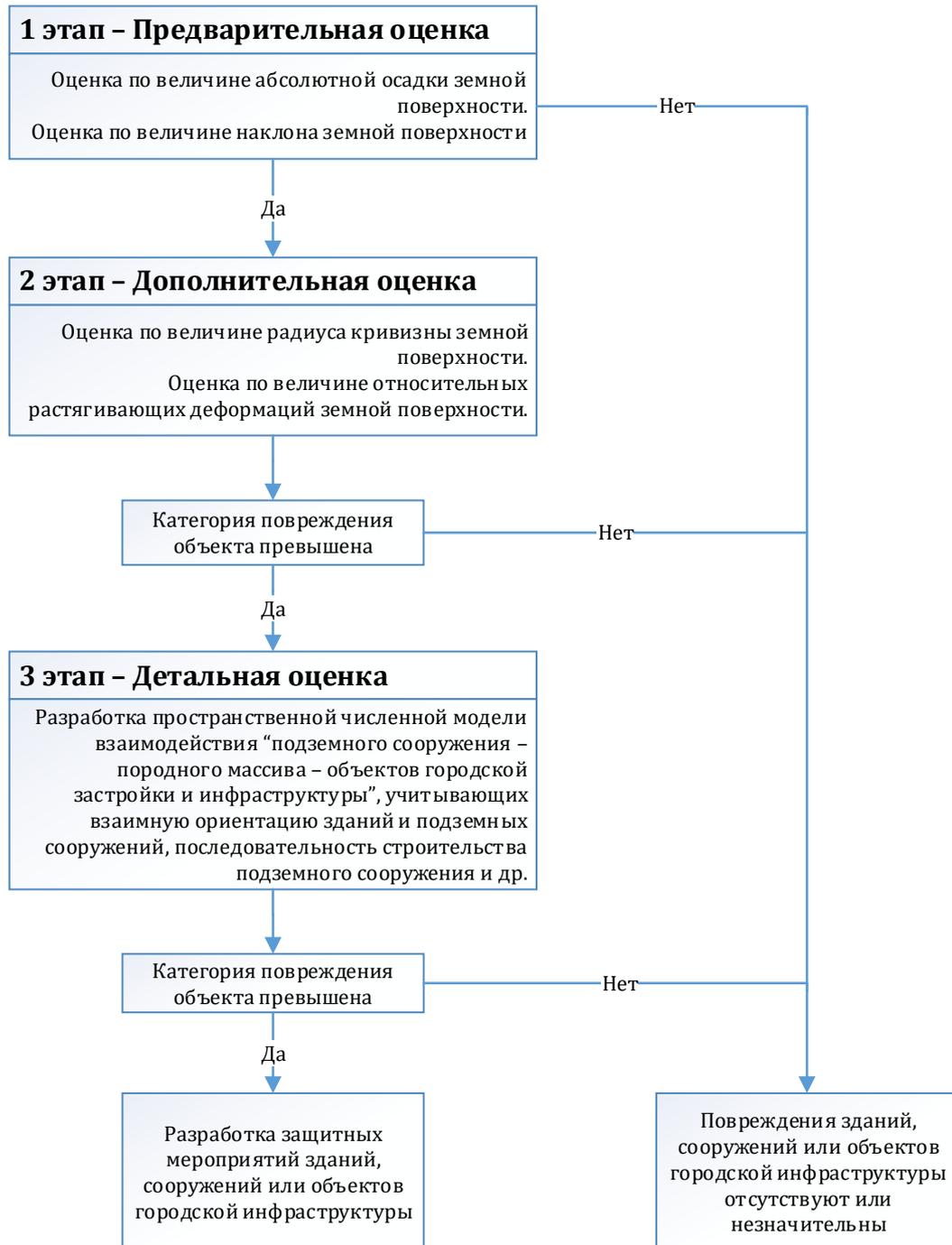


Рисунок 2.11 – Схематическая диаграмма трехстадийной оценки повреждения зданий и сооружений [104]

При строительстве подземных сооружений, в зависимости от ответственности здания или сооружения, сравнительной стоимости ремонтных работ, их влияния на социальную устойчивость города или городского района, а также их архитектурно-исторической ценности, может быть принята та или иная категория повреждения, которую можно допустить в процессе ведения строительных работ. Такой подход позволит более взвешено подходить к выбору проектных решений, технологии строительства

подземного сооружения и выработке мер защиты зданий и сооружений, что на практике может привести к значительному снижению капитальных затрат.

Рассматриваемая работа не посвящена оценке влияния строительства подземных сооружений на здания и сооружения, расположенные на земной поверхности, но представленный выше материал в целом позволяет обзорно оценить проблему, связанную со строительством подземных сооружений в условиях плотной городской застройки, и в дальнейшем к ней возвращаться не будем.

## **2.4 Развитие моделей деформирования пород для прогноза геомеханических процессов в окрестности подземных сооружений**

### **2.4.1 Важнейшие особенности геомеханических моделей деформирования пород**

Анализ научных публикаций, представленный в главе 1, позволяет с уверенностью заключить, что одним из наиболее важных аспектов, оказывающих влияние на достоверность прогноза напряженно-деформированного состояния в окрестности породного обнажения и распространения деформаций от строящегося подземного сооружения до земной поверхности, является геомеханическая модель деформирования среды. Модели деформирования пород могут быть представлены в рамках теории упругости, пластического течения и вязкопластического течения.

Прогноз геомеханических процессов в окрестности подземного сооружения при применении математических методов моделирования (аналитического или численного) базируется на рассмотрении среды как сплошного тела с усредненными механическими характеристиками. Величины деформаций породного контура подземного сооружения зависят от интенсивности развития так называемых упругих или псевдоупругих деформаций, которые часто называют термином “линейные деформации”, и от величины пластических деформаций, которая зависит от размера формируемой в окрестности подземного сооружения зоны предельного состояния и процессов, происходящих в этой зоне.

Геомеханическая модель поведения породного массива должна учитывать особенности его деформирования во всем диапазоне изменения напряжений и деформаций, от весьма малых, которые характеризуются только упругими деформациями, до больших, которые в основном носят пластический характер. Изменение деформационных свойств в этом диапазоне весьма нелинейно и может быть задано в виде функции изменения касательного модуля сдвига от достигнутой величины деформаций формоизменения, если задача рассматривается в стационарной постановке, или через параметр вязкости среды, если задача рассматривается во временном диапазоне. Это позволит исключить введение искусственного размера сжимаемой толщи породы в численную модель и в значительной степени снизить влияние геометрических параметров модели на результаты численного моделирования. Дополнительно может быть учтено влияние средних напряжений на величины деформационных показателей модели, начального градиента фильтрации на возможность уплотнения пористой структуры породы. Особое внимание должно быть уделено влиянию достигнутых деформаций на естественную и деформационную анизотропию породы. В настоящее время геомеханические модели формулируются в рамках теории пластического течения [55, 87, 89, 94, 107–109] или гипопластического течения [110–114], учитывая временной фактор (например, вязко-упруго-пластические модели) и рассматривая среду как статически деформируемую, что в целом позволяет учесть все особенности деформирования среды через набор уравнений.

В работе [115] приведены пять основных аспектов поведения породы, на которые нужно обращать внимание при выборе геомеханической модели. Кратко приведем эти

пять аспектов ниже: первый аспект – влияние порового давления на поведение породы, разделение полных напряжений на эффективные напряжения и поровое давление; второй аспект – влияние на деформационные свойства породы таких факторов, как напряженное состояние, история нагружения (нагружение, разгрузка или др.), уровень достигнутых деформаций, плотность породы, проницаемость породы, степень уплотнения породы и анизотропия деформационных свойств породы; третий аспект – необратимость деформаций в результате изменения напряженного состояния породы; четвертый аспект – влияние на прочность породы таких факторов, как скорость нагружения, особенности дренажа жидкости из пористого пространства породы (дренированное или недренированное состояние), степень уплотнения породы, прочностная анизотропия; пятый аспект – уплотнение и разупрочнение породы, дилатансия.

Существует множество геомеханических моделей поведения породы [108 - 117], разработанных различными исследователями за последние годы, которые в той или иной степени отвечают требованиям, предъявляемым к математическому описанию изменения напряженно-деформированного состояния пород. Все эти модели обладают рядом достоинств и недостатков, а возможность их применения в значительной степени зависит от поставленной задачи исследования. Очевидно и то, что нет необходимости учитывать все представленные выше факторы в рамках единой геомеханической модели поведения породы.

В работе W. Chen [118] представлены три базовых теоретических критерия, позволяющие выполнить разработку геомеханической модели. Первый критерий заключается в удовлетворении рассматриваемой геомеханической модели трем принципам механики сплошной среды – непрерывности, устойчивости и единства решения. Второй критерий заключается в соответствии получаемых результатов математического моделирования поведения породы результатам поведения породы при различных видах напряженного состояния. Параметры геомеханической модели должны получаться на основании результатов стандартных лабораторных испытаний. Третий критерий заключается в оценке возможности внедрения разработанной геомеханической модели в один из численных методов анализа.

Модель породы должна быть сформулирована в общем виде и не должна зависеть от конкретной рассматриваемой проблемы, так как напряженно-деформированное состояние и характер его изменения не могут быть заранее спрогнозированы. Напряженное состояние, пористость, проницаемость, прочность и другие показатели породы могут значительно изменяться в процессе расчета. Обычно, за исключением простейших случаев, взаимосвязь между напряжениями и деформациями при решении задач геомеханики формулируется в инкрементальной форме.

Выбор модели деформирования среды зависит от типа решаемой задачи и инженерно-геологических условий (таблица 2.7). Так, идеально-пластические модели поведения пригодны только для оценки устойчивости породного массива или прогноза несущей способности породы на определенное действие нагрузок. Прогноз деформаций на основании таких моделей чаще всего некорректен, особенно для пород, которые проявляют нелинейный характер деформирования. Модели, включающие одну либо две поверхности пластического течения и соответствующее им количество законов упрочнения, позволяют в значительной степени повысить достоверность прогноза деформаций в окрестности сооружения и в то же время могут быть использованы для оценки несущей способности пород. Учет влияния достигнутых напряжений и деформаций в области малых деформаций позволяет повысить, например, достоверность прогноза оседания земной поверхности на некотором отдалении от участка интенсивных смещений породных масс.

Для глинистых пород принято несколько концепций их механического и математического представления, которые будут кратко рассмотрены далее. Анализ этих

концепций позволит выявить ту, которая сможет описать работу слоистых аргиллитоподобных глинистых пород, в то же время будет понятной и позволит реализовать геомеханическую модель слоистой среды в рамках численных методов анализа.

Таблица 2.7 – Рекомендации по выбору рациональной области применения геомеханических моделей материалов для описания изотропных пород [87]

Модель материала	Тип анализа	Песок	Супесь и суглинок (silt)		Глина		
			Малосжимаемый, склонный к дилатансии	Сжимаемый, не склонный к дилатансии	Высоко-литофицированная	Полутвердой консистенции	Пластичная
Кулон – Мор, Друкер – Прагер	Допредельное состояние						
	Предельное состояние						
Упруго-пластические, шатровые модели	Допредельное состояние						
	Предельное состояние						
Модели семейства Cam-Clay	Допредельное состояние						
	Предельное состояние						
Модели с учетом малых деформаций	Допредельное состояние						
	Предельное состояние						

	– не применима;
	– может быть использована, но не рекомендуется, достоверность результатов не гарантирована;
	– может быть использована, для решения большинства практических задач;
	– рекомендуется к использованию.

#### 2.4.2 Упругие модели поведения глинистых пород

На практике получили распространение две нелинейно-упругие модели поведения среды, которые позволяют описать поведение породы в диапазоне от весьма малых до малых деформаций. Это модель В.О. Hardin и V.P. Drnevich [119] и модель R.J. Jardine [120], которая получила распространение для описания недренированного поведения глинистых пород и в основном нашла применение в Великобритании. Другие модели фактически не получили широкого распространения и далее рассматриваться не будут.

Первые модели, которые описывали нелинейное изменение жесткости в области от весьма малых до малых деформаций получены на основании изучения динамики пород. Наиболее известная модель, описывающая взаимосвязь между касательными напряжениями  $\tau$  и деформациями формоизменения  $\gamma$ , – модель В.О. Hardin и V.P. Drnevich

$$\tau = \frac{G_0 \gamma}{1 + \left| \frac{\gamma}{\gamma_r} \right|}, \quad (2.25)$$

где  $G_0$  – начальный модуль сдвига породы.

Переписав уравнение (2.25) через отношение секущего модуля сдвига  $G_s$  к величине начального модуля сдвига  $G_0$ , получим

$$\frac{G_s}{G_0} = \frac{1}{1 + \left| \frac{\gamma}{\gamma_r} \right|}. \quad (2.26)$$

Отсюда секущий модуль сдвига как функцию от деформаций формоизменения можно в общем виде записать как

$$G_s = \frac{G_0}{1 + a \frac{\gamma_{hist}}{\gamma_{0.7}}}, \quad (2.27)$$

где  $a$  – параметр уравнения, который обычно принимается равным 0.385;  $\gamma_{0.7}$  – граничное значение деформаций формоизменения, соответствующее деформациям, при которых величина касательного модуля сдвига уменьшается до  $0.7G_0$ ;  $\gamma_{hist}$  – величина деформаций формоизменения.

Деформации  $\gamma_{hist}$  можно определить как

$$\gamma_{hist} = \frac{3}{2} \varepsilon_q = \sqrt{\frac{1}{2} ((\varepsilon_1 - \varepsilon_2)^2 + (\varepsilon_2 - \varepsilon_3)^2 + (\varepsilon_1 - \varepsilon_3)^2)}, \quad (2.28)$$

где  $\varepsilon_q$  – второй инвариант девиатора деформаций.

Касательная величина модуля сдвига  $G_t$  определяется по следующей зависимости:

$$G_t = G_0 \left( \frac{\gamma_{0.7}}{\gamma_{0.7} + a\gamma_{hist}} \right)^2. \quad (2.29)$$

Как показывают эксперименты, величина начального модуля сдвига  $G_0$  зависит от средних напряжений, взаимосвязь между которыми может быть установлена по следующей зависимости:

$$G_0 = G_0^{ref} \left( \frac{p}{p^{ref}} \right)^{m_G}, \quad (2.30)$$

где  $G_0^{ref}$  – величина начального модуля сдвига, соответствующего средним эффективным напряжениям  $p^{ref}$ ;  $m_G$  – параметр, учитывающий влияние средних напряжений  $p$  на величину начального модуля сдвига  $G_0$ .

Схожую зависимость можно обнаружить между показателем  $\gamma_{0.7}$  и величиной средних напряжений  $p$ :

$$\gamma_{0.7} = \gamma_{0.7}^{ref} \left( \frac{p}{p^{ref}} \right)^{m_\gamma}, \quad (2.31)$$

где  $\gamma_{0.7}^{ref}$  – граничное значение деформаций формоизменения, полученное при  $p^{ref} = 100$  кПа;  $m_\gamma$  – параметр, учитывающий влияние средних напряжений  $p$  на величину деформаций  $\gamma_{0.7}$ .

За граничную величину деформаций  $\gamma_c$ , после которой величина модуля сдвига больше не изменяется, принимают величину определяемую по следующей формуле:

$$\gamma_c = \frac{\gamma_{0.7}}{a} \left( \sqrt{\frac{G_0}{G_{ur}}} - 1 \right). \quad (2.32)$$

Модель R.J. Jardine, являясь аналогом модели В.О. Hardin и V.P. Drnevich, устанавливает взаимосвязь между величиной недренированного секущего модуля упругости  $E_u$  и осевой относительной деформацией  $\varepsilon_a$ :

$$\frac{E_u}{c_u} = A + B \cos \left( \alpha \left[ \log \left( \frac{\varepsilon_a}{C} \right) \right]^\gamma \right), \quad (2.33)$$

где  $A$ ,  $B$ ,  $C$ ,  $\alpha$ ,  $\gamma$  – параметры модели, которые могут быть определены по результатам трехосных лабораторных испытаний в диапазоне от весьма малых до малых деформаций.

При выполнении математического моделирования обычно используют касательные значения деформационных свойств, а не секущих. Тогда уравнение (2.33) переищем как

$$\frac{E_{ut}}{c_u} = A + B \cos(\alpha I^Y) - \frac{B\alpha\gamma(I^Y)^{-1}}{2.302} \sin(\alpha I^Y). \quad (2.34)$$

Рассматриваемая модель может быть также выражена через модуль сдвига  $G$  и модуль объемного сжатия  $K$ :

$$\begin{aligned} \frac{3G}{p'} &= C_1 + C_2 \cos(c_1 X^{c_2}) - C_2 c_1 c_2 \frac{(X^{c_2})^{-1}}{2.303} \sin(c_1 X^{c_2}); \\ \frac{K}{p'} &= C_4 + C_5 \cos(c_3 X^{c_4}) - C_5 c_3 c_4 \frac{(X^{c_4})^{-1}}{2.303} \sin(c_3 X^{c_4}); \end{aligned} \quad (2.35)$$

$$X = \log\left(\frac{2\varepsilon_d}{3C_3}\right);$$

$$Y = \log\left(\frac{2\varepsilon_v}{C_6}\right),$$

где  $C_1 \dots C_6$ ,  $c_1 \dots c_4$  – параметры модели;  $p'$  – средние эффективные напряжения;  $\varepsilon_d$  – девиаторные деформации;  $\varepsilon_v$  – объемные деформации.

На практике большее распространение получила модель В.О. Hardin и V.P. Drnevich из-за более простой взаимосвязи между деформационными показателями и достигнутыми деформациями. Однако ее применение должно быть адаптировано для конкретной породы, что определяется тремя показателями:  $G_0$ ,  $\gamma_{0.7}$  и  $a$ , которые должны быть найдены по результатам лабораторных испытаний.

Модель нелинейного деформирования среды нашла широкое применение при выполнении прогноза деформаций земной поверхности при строительстве тоннелей и глубоких котлованов, а также при прогнозе осадок в основании фундамента. Модель позволяет убрать ряд ограничений при разработке численных моделей прогноза геомеханических процессов в окрестности подземных сооружений и повысить достоверность прогноза этих процессов на некотором отдалении от зоны интенсивных деформаций. Представленный класс моделей не является самостоятельным и должен рассматриваться как элемент упругопластической модели.

### 2.4.3 Упругопластические модели глинистых пород, основанные на теории критического состояния

Классическая теория упругопластического течения широко используется при разработке моделей материалов, позволяющих описать поведение глинистых пород. Модель критического состояния Cam Clay и модифицированная модель Cam Clay являются классическими примерами реализации моделей на основе теории пластического течения. Модели критического состояния позволяют достаточно хорошо описать поведение нормально уплотненных глинистых пород при монотонных сжимающих нагрузках. Однако их поведение внутри поверхности пластического течения рассматривается как линейно-деформируемое. Поверхность пластического течения представляет собой эллипс, одна из вершин которого выходит из начала координат. Модель предусматривает разделение работы глинистых пород, как нормально-уплотненных, так и находящихся в переуплотненном состоянии. Однако поверхность пластического течения в зоне переуплотнения значительно превышает предельные напряжения, которые могут выдержать реальные глинистые породы. Следствием такой формулировки моделей

является невозможность удовлетворительного описания деформирования переуплотненных глинистых пород. Это является скорее ограничением классической теории упругопластической работы материала, чем теории, положенной в основу моделей критического состояния, и связано с невозможностью учесть развитие пластических деформаций внутри поверхности пластического течения.

Модели, которые позволяют смоделировать поведение переуплотненных глинистых пород, можно подразделить на следующие три категории. Первая категория включает модели, основанные на классической теории упругопластического деформирования, по которой внутри поверхности пластического течения возможно формирование только упругих деформаций. Вторая категория включает модели, основанные на расширении классической теории упругопластического деформирования, учитывающей возможность пластических деформаций внутри предельной поверхности пластического течения. Третья категория включает модели, которые являются упругопластическими, но не основаны на классической теории упругопластического деформирования.

**Модели, основанные на классической теории упругопластического деформирования.** Несмотря на то, что данный класс моделей не позволяют формироваться пластическим деформациям с ранних этапов нагружения материала, они могут включать нелинейное упругое поведение, что позволяет учесть изменение деформационных свойств переуплотненных глин на начальных стадиях нагружения.

Такой подход представлен в работах В. Simpson [121], R.J. Jardine [122], С.С. Hird и N.D. Pierpoint [123], А.М. Puzgin и J.V. Burland [124] и ряда других исследователей. В работе [124] представлен интересный подход к разработке модели поведения глинистой породы, основанный на концепции областей кинематического упрочнения. Модель разбивается на три поверхности (рисунок 2.12), где первая и вторая поверхности находятся внутри третьей поверхности, а первая внутри второй. Первая поверхность характеризуется анизотропным упругим характером поведения. Поведение внутри второй поверхности нелинейное, при этом нелинейный характер поведения наблюдается как при девиаторном нагружении, так и при объемном характере деформирования. При достижении третьей поверхности реализуется упругопластическое деформирование.

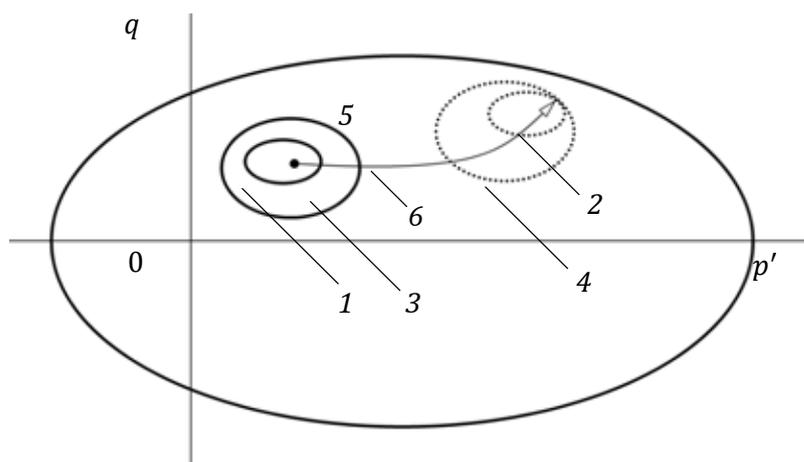


Рисунок 2.12 – Кинематические регионы повышенной жесткости [124]: 1, 2 – соответственно начальное и конечное положение поверхности, характеризующей анизотропный характер поведения породы; 3, 4 – соответственно начальное и конечное положение поверхности, характеризующей нелинейно-упругий характер поведения породы; 5 – поверхность, характеризующая упругопластическое поведение породы; 6 – траектория нагружения

**Модели, основанные на расширенной теории упругопластического деформирования.** Как было отмечено выше, классическая теория упругопластического деформирования предполагает, что внутри поверхности пластического течения возможно

только упругое поведение. Несмотря на то, что такой подход достаточен для описания пластического течения нормально уплотненных глинистых пород, прогноз реалистичного поведения переуплотненных глинистых пород на первых шагах нагружения невозможен. Необходимо расширить классическую теорию упругопластического деформирования таким образом, чтобы появилась возможность формирования пластических деформаций внутри поверхности пластического течения. Расширенная теория упругопластического деформирования носит название теории “ограждающей поверхности”.

В этих моделях показатель упрочнения  $A$  изменяется внутри “ограждающей поверхности”. Обычно показатель упрочнения  $A$  изменяется от большей величины в отдалении от ограждающей поверхности до малого значения при достижении ограждающей поверхности. Таким образом, пластические деформации развиваются внутри ограждающей поверхности с разной скоростью, в зависимости от положения внутри этой поверхности, что приводит к нелинейному характеру поведению материала под нагрузкой. При разработке данного типа моделей помимо четырех основных элементов, присущих классической упругопластической теории, необходимо задать пятый элемент – изменение показателя упрочнения  $A$  внутри ограждающей поверхности.

Модели, основанные на расширенной теории упругопластического деформирования, можно разделить на две группы. Первая группа моделей включает модели с ограждающей поверхностью. Вторая группа включает в себя модели с кинематическим упрочнением.

*Модели с ограждающей поверхностью.* Первые модели с “ограждающей поверхностью” впервые были рассмотрены в работах Y.F. Dafalias и R. Hermann [125, 126]. Расчет пластических деформаций при действующем напряженном состоянии внутри ограждающей поверхности был основан на следующей идее. Каждая точка внутри ограждающей поверхности связана с уникальной отображаемой точкой на “ограждающей поверхности” по определенному правилу. Показатель упрочнения  $A$  в каждой точке внутри “ограждающей поверхности” зависит от расстояния от рассматриваемой точки до отображаемой точки на ограждающей поверхности и уменьшается по мере приближения к ограждающей поверхности (рисунок 2.13). Направление нагружения/разгрузки определяется по величине градиента “ограждающей поверхности” в отображаемой точке. При разгрузке материал работает упруго.

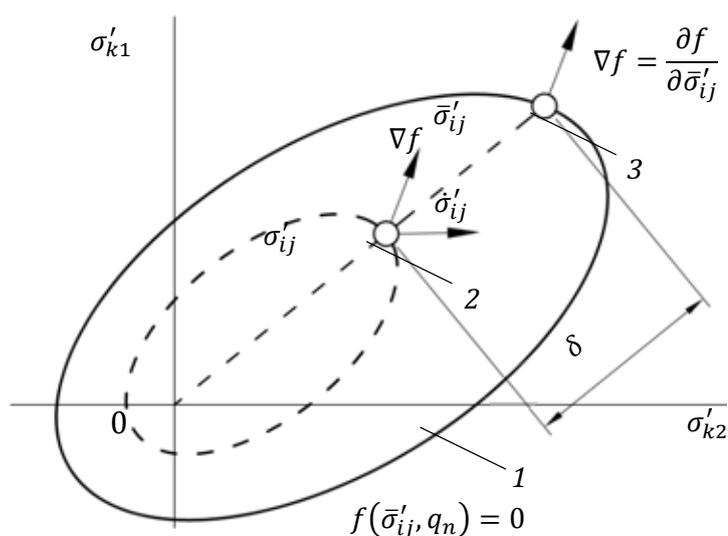


Рисунок 2.13 – Схематичное представление ограждающей поверхности и принцип определения отображаемой точки в пространстве главных напряжений [125, 126]: 1 – ограждающая поверхность; 2 – напряженное состояние; 3 – отображаемая точка

В работе A.J. Whittle [127] модель анизотропного поведения нормально и средне уплотненных глинистых пород расширена за счет концепция ограждающей поверхности.

Модель получила название MIT-E3. В данной модели ограждающая поверхность имеет форму анизотропной поверхности пластического течения модели Cam Clay. В модели используется замкнутая, симметричная петля гистерезиса при разгрузке, совмещенная с “ограждающей поверхностью” пластического течения, что позволяет спрогнозировать развитие пластических деформаций при разгрузке (рисунок 2.14). A.J. Whittle продемонстрировал способность данной модели прогнозировать поведения трех разных типов глинистых пород, проявляющих анизотропный характер деформирования, в широком диапазоне режимов нагружения. Также он продемонстрировал способность данной модели прогнозировать поведения породного массива в окрестности полузаглубленного сооружения, расположенного в синих бостонских глинах.

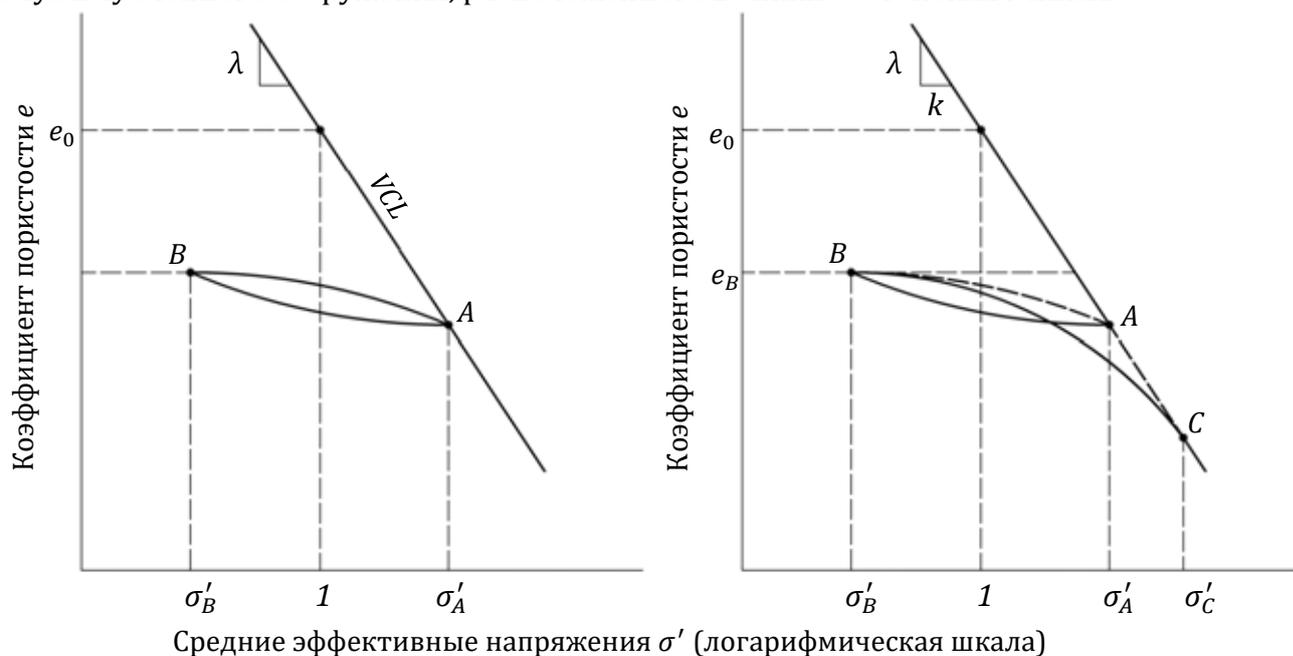


Рисунок 2.14 – Поведение глинистой породы при разгрузке и последующей нагрузке при одномерном уплотнении [127]: а – идеальная петля гистерезиса; б – петля гистерезиса согласно модели MIT-E3

**Модели, основанные на кинематическом упрочнении.** Данные модели основаны на введении нескольких кинематических поверхностей пластического течения внутри “ограждающей поверхности”. Z. Mroz [128, 129] был одним из первых, кто занимался разработкой такого типа моделей. Для того чтобы описать изменение показателя упрочнения  $A$ , Z. Mroz ввел несколько вложенных кинематических поверхностей пластического течения с постоянным значением модуля упрочнения. Поведение внутри первой поверхности пластического течения рассматривалась как упругое. Как только напряженное состояние достигало первой вложенной кинематической поверхности, поведение материала переходило в упругопластический режим, модуль упрочнения присваивался соответствующим рассматриваемой вложенной поверхности, а сама поверхность перемещалась вдоль пути нагружения. Последующее нагружение приводило к переходу к следующей вложенной поверхности, показатель упрочнения, ассоциированный с новой вложенной поверхностью, принимался к расчету и обе поверхности продолжали перемещаться вдоль пути нагружения. Таким образом, модуль упрочнения определялся положением вложенных поверхностей в пространстве главных напряжений. Переход от одной поверхности к другой позволял описать нелинейное поведение глинистой породы, а также накопление пластических деформаций, вызванных его нагружением.

Одним из первых, кто применил концепцию моделей с вложенными поверхностями пластического течения для описания поведения пород, был J.H. Prevost [130-132]. На

рисунке 2.15 видно, что поверхности  $f_0 = 0$  и  $f_1 = 0$  находятся в контакте в точке  $P_1$ , и они перемещаются по направлению к поверхности  $f_{1+1} = 0$ . Для того чтобы задать изменение модуля упрочнения, задается правило интерполяции (рисунок 2.15б). В приведенной модели расположение поверхностей пластического течения определяет предыдущую историю нагружения.

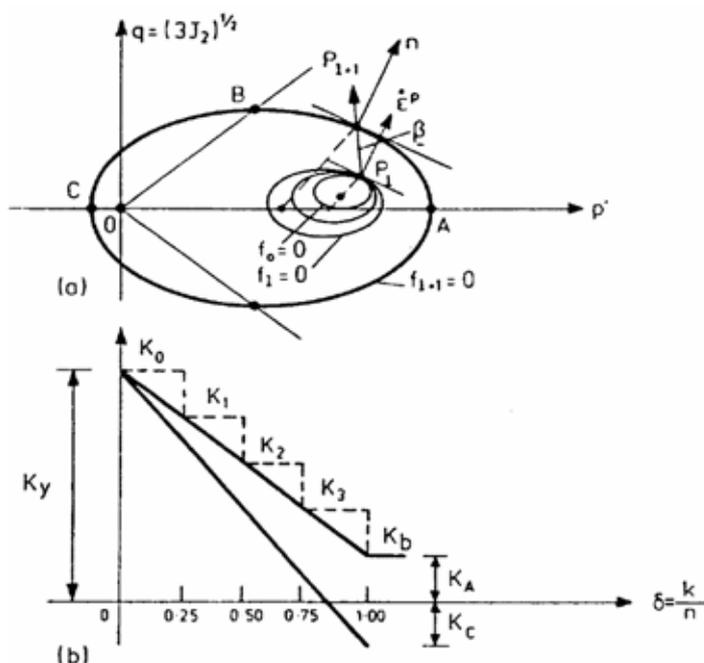


Рисунок 2.15 – Мультиповерхностная модель: а – вложенные поверхности; б – изменение модуля упрочнения в точках контакта вложенных поверхностей [130]

Позже Z. Mroz [128] упростил вышеприведенную модель с множеством вложенных поверхностей до модели, включающей в себя только две поверхности (рисунок 2.16). Поведение внутри кинематической поверхности пластического течения упругое и становится упругопластическим, как только напряженное состояние достигает ограждающей поверхности. При последующем нагружении кинематическая поверхность пластического течения следует по траектории нагружения. Изменение показателя упрочнения описывается согласно определенному закону, который определяется на основании интерполяции между значением показателей упрочнения на кинематической

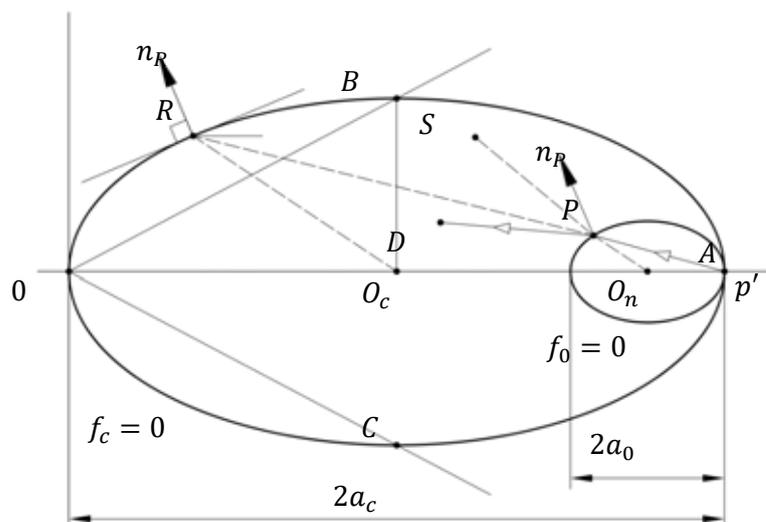


Рисунок 2.16 – Модель с двумя поверхностями пластического течения [128]

поверхности пластического течения и “ограждающей поверхности” и зависит от расстояния между точкой, характеризующей напряженное состояние, и точкой контакта, расположенной на ограждающей поверхности.

Z. Mroz и V.A. Norris [129] предложили альтернативную модификацию модели со множеством вложенных поверхностей пластического течения. Модель включает ограждающую поверхность и бесконечное количество вложенных поверхностей. Упругая область в ней уменьшена до элементарной точки, а показатель упрочнения зависит от величины соотношения диаметров данной вложенной поверхности и ограждающей поверхности.

В работах A. Al-Tabbaa [133] и A. Al-Tabbaa и D.M. Wood [134] представлена модель, включающая две поверхности пластического течения и основанная на концепции критического состояния (рисунок 2.17). Кинематическая поверхность пластического течения вложена внутри поверхности модифицированной модели Cam Clay, которая в данном случае действует как “ограждающая поверхность”. Внутри кинематической поверхности пластического течения все деформации упругие. Модуль упрочнения зависит от степени сближения двух поверхностей. Как показал в своей работе A. Al-Tabbaa [133], данная модель позволяет достаточно удовлетворительно описать циклическое поведение глинистых пород.

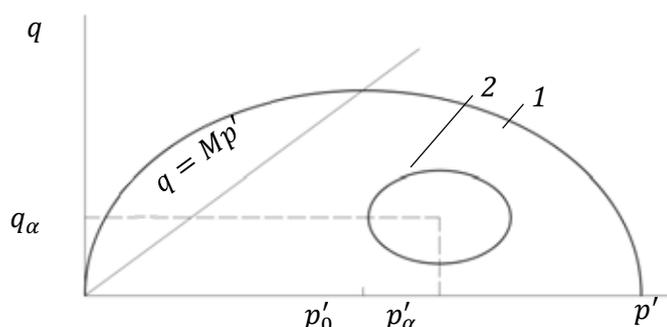


Рисунок 2.17 – Модель с двумя поверхностями пластического течения [133]: 1 – “ограждающая поверхность” пластического течения; 2 – внутренняя поверхность пластического течения

За последние несколько лет модели материалов, основанные на теории критического состояния и учитывающие кинематическое упрочнение, были в значительной степени усовершенствованы. Это позволило учесть структурные связи переуплотненных глинистых пород, анизотропию свойств, работу при малых деформациях [135-140]. Однако подобный класс моделей не очень приспособлен для их практического использования, так как отдельные параметры таких моделей не имеют физического смысла и не могут быть определены на основании лабораторных испытаний. С математической точки зрения разработка такой модели представляет собой нетривиальную задачу. Все это в комплексе позволяет говорить о том, что данный класс моделей безусловно представляет научный интерес, но использовать данную концепцию для разработки моделей литифицированных глинистых пород в некотором смысле затруднительно.

#### 2.4.4 Уругопластическая модель с заданными плоскостями ослабления

Концепция модели с заданными плоскостями ослабления среды для описания породного массива с направленными плоскостями ослабления была введена O.C. Zenkiewicz и G.N. Pande [141]. Базовая идея данной концепции заключается в том, что порода рассматривается как сплошное изотропно-упругое тело, которое разделено бесконечным количеством направленных поверхностей ослабления. Эти поверхности ослабления разделяют сплошную среду на виртуальные блоки. Общая величина

деформаций ослабленной породы определяется как сумма деформаций самой породы и деформаций, которые формируются в плоскости ослабления.

Модель позволяет учитывать наличие параллельных плоскостей ослабления (трещин) в породном массиве, которые объединяются в системы с соответствующими углами наклона. В таких моделях пластические деформации могут возникать в результате достижения напряжениями предельного значения как в самой среде, так и по плоскостям ослабления (одновременно или раздельно). Затем деформации среды и нормальные и касательные деформации на поверхностях ослабления складываются по определенному правилу.

Модель с заданными плоскостями ослабления является анизотропной моделью, но не позволяет рассматривать взаимодействие между отдельными плоскостями в явном виде. Данное ограничение может оказать влияние на точность получаемых результатов только в том случае, если деформации между отдельными плоскостями сдвига весьма значительные и необходимо учесть возможность вращения и расслоения материала. Данное свойство больше присуще трещиноватым скальным блочным породам. При рассмотрении анизотропных сплошных пород данное ограничение несущественно.

Рассмотрим одиночную трещину  $a$ , ориентированную по нормали  $\{n_a\}$  к поверхности трещины. Тогда нормальные напряжения по трещине в локальной системе координат можно записать как

$$\sigma_{na} = n_a \sigma n_a, \quad (2.36)$$

а касательные напряжения

$$\tau_{a\alpha} = n_a \sigma t_{a\alpha}, \quad (2.37)$$

где  $\sigma$  – тензор напряжений;  $t_{a\alpha}$  – два единичных ортогональных вектора ( $\alpha = 1,2$ ) в плоскости трещины.

Абсолютную величину касательных напряжений, действующих в плоскости трещины, запишем как

$$\tau_a = \sqrt{\tau_{a\alpha} \tau_{a\alpha}}. \quad (2.38)$$

Относительные деформации в плоскости трещины в локальной системе координат запишем как

$$\varepsilon_{an} = n_a \varepsilon n_a, \quad (2.39)$$

Деформации сдвига в направлении  $\alpha$  в плоскости трещины

$$\gamma_{a\alpha} = n_a \varepsilon t_{a\alpha} + t_{a\alpha} \varepsilon n_a, \quad (2.40)$$

где  $\varepsilon$  – тензор деформаций.

Когда все трещины в рассматриваемой точке закрыты, модель рассматривает породный массив как изотропный и упругий. Трещина  $a$  считается открытой, если нормальное напряжение, действующее перпендикулярно поверхности трещины, больше не является положительным  $\sigma_n < 0$ . В этом случае предполагается, что жесткость породного массива по трещине равна 0 при деформациях, параллельных ее поверхности. Трещина считается открытой до тех пор, пока удовлетворяется условие

$$\varepsilon_{an(ps)}^{el} \leq \varepsilon_{an}^{el}, \quad (2.41)$$

где  $\varepsilon_{an}^{el}$  – компонента относительной деформаций, направленная поперек поверхности трещины;  $\varepsilon_{an(ps)}^{el}$  – компонента относительной деформаций, направленная поперек поверхности трещины, вычисленная в условиях плоской деформации.

$$\varepsilon_{an(ps)}^{el} = -\frac{\nu}{E} (\sigma_{a1} + \sigma_{a2}), \quad (2.42)$$

где  $\sigma_{a1, a2}$  – напряжения, действующие в плоскости трещины.

$$\sigma_{a\alpha} = \{t_{a\alpha}\}[\sigma]\{t_{a\alpha}\}. \quad (2.43)$$

Пластическое поведение систем трещин задается через поверхность скольжения (разрушения) по плоскости трещины, и записывается в виде следующего критерия прочности:

$$f_a = \tau_a - \sigma_{na} \tan \varphi_a - c_a, \quad (2.44)$$

где  $\varphi_a$  – угол внутреннего трения по системе трещин;  $c_a$  – сцепление по системе трещин (рисунок 2.18).

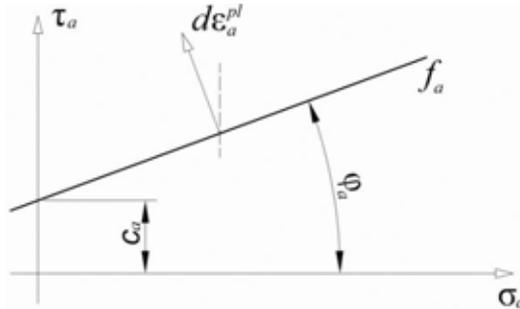


Рисунок 2.18 – Графическое представление критерия прочности  $i$ -й системы трещин

Пока удовлетворяется условие  $f_a < 0$ , скольжение по трещине не реализуется. Если  $f_a = 0$ , то реализуется скольжение по индивидуальной трещине  $a$ . Пластические деформации в плоскости трещины тогда запишем как

$$\begin{aligned} d\gamma_{a\alpha}^{pl} &= d\bar{\varepsilon}_a^{pl} \frac{\tau_{a\alpha}}{\tau_a} \cos \psi_a; \\ d\varepsilon_{an}^{pl} &= d\bar{\varepsilon}_a^{pl} \sin \psi_a, \end{aligned} \quad (2.45)$$

где  $d\gamma_{a\alpha}^{pl}$  – скорость приращения пластических деформаций сдвига в направлении  $\alpha$  в плоскости трещины;  $d\bar{\varepsilon}_a^{pl}$  – скорость приращения пластических деформаций;  $\psi_a$  – угол дилатансии системы трещин;  $d\varepsilon_{an}^{pl}$  – скорость приращения пластических деформаций в направлении, перпендикулярном поверхности трещины.

Наиболее полно концепция деформирования среды по заданным поверхностям ослабления раскрыта в работах А.Г. Оловянного [142, 143], который в рамках похожей концепции рассматривал процессы деформирования и разрушения трещиноватых горных пород. В его модели учтено, помимо упругого и пластического поведения, также вязкое поведение среды и возможность накопления повреждений. Апробация модели на реальных практических задачах показала хорошую качественную и количественную сходимость между геомеханическими процессами, имеющими место при воздействии горных работ и прогнозными процессами на основании модели с заданными ослаблениями.

Рассмотренная модель с заданным направлением ослабления хорошо работает в том случае, если деформирование преимущественно происходит за счет сдвига по четко заданной поверхности ослабления. Упругое поведение такой среды изотропное. Данная модель позволяет задать как естественную анизотропию свойств породы, так и вызванную анизотропию. Однако деформации сдвига, которые оказывают влияние на анизотропию свойств материала, строго связаны с направлением поверхности ослабления и не могут менять своей ориентации.

#### 2.4.5 Модели поведения, основанные на рассмотрении процессов деформирования на микроуровне

Сыпучие материалы, такие как песок или глинистая порода (см. главу 3), на микроуровне можно представить как набор частиц круглой формы, которые

взаимодействуют между собой через точки соприкосновения, а свойства материала описываются на уровне контактов. Такой подход к описанию напряженно-деформированного состояния сыпучих материалов можно найти в работах ряда исследователей [144-157]. В качестве механизма взаимодействия между частицами принят подход, используемый в моделях с заданными поверхностями ослабления, однако процесс деформирования породы полностью рассматривается на соответствующих поверхностях ослабления, а деформирование среды на макроуровне получается в процессе расчета локальных деформаций. Количество таких поверхностей ослабления (площадки контактного взаимодействия на микроуровне) принимается значительно больше 3, что позволяет получить достоверное распределение деформаций и напряжений на микроуровне. Такой подход к формулировке моделей деформирования пород носит название концепции многослойной среды (multilaminate model).

Развитие концепции многослойной среды представлено в работах M. Karstunen [158, 159], H. Shuller и H.F. Schwiger [160], C. Wiltafsky [161], M. Cudny и P.A. Vermeer [162], V.A. Galavi [163], F.A. Scharinger [164] и др. Результаты этих работ позволили включить в концепцию многослойной среды такие важные особенности поведения породы, как: работа материала в диапазоне очень малых – малых деформаций, девиаторное и объемное упрочнение, эффект локализации деформаций, вязкопластический характер поведения геоматериалов и др. Предложенные модели были апробированы на реальных практических задачах, а результаты численного моделирования получили хорошее согласие с данными натурных наблюдений.

Согласно концепции многослойной среды порода рассматривается как дискретное тело, которое содержит бесконечное количество частиц/кластеров, между которыми действуют контактные силы, а сами частицы могут обладать связями. Полная деформация породы складывается из упругих, пластических и вязких деформаций. Когда нагрузка прикладывается к породе, напряжения на контакте между частицами увеличиваются, что приводит к деформированию частиц. Если величина напряжений превышает определенную величину, связи между частицами нарушаются, а у самих частиц появляется возможность перемещаться относительно друг друга, что вызывает развитие пластических деформаций. Если рассматривать глинистую породу как дискретное тело, а каждую частицу/кластер породы как отдельный элемент, то при выполнении численного моделирования количество элементов будет настолько большим, что решение реальных практических задач, с учетом существующего развития вычислительной техники, на настоящий момент не представляется возможным. Однако согласно концепции многослойной среды поведения породы можно упростить, допустив, что порода состоит из сплошных частиц/кластеров и бесконечного количества плоскостей сдвига, которые хаотичным образом распределены в пространстве. Тогда полные деформации породы будут определяться упругим деформированием частиц породы и необратимыми смещениями частиц относительно друг друга по плоскостям сдвига. Очевидно, что рассмотреть работу материала на бесконечном количестве плоскостей сдвига невозможно, однако можно выбрать репрезентативные плоскости сдвига (в дальнейшем – площадки интегрирования), суммирование деформаций по которым будет вестись по определенному правилу с учетом весовых коэффициентов. Точность результатов будет зависеть от количества, ориентации и распределения плоскостей интегрирования.

В моделях геоматериалов, основанных на концепции многослойной среды, функция поверхности пластического течения и функция пластического потенциала задается независимо для каждой площадки интегрирования. В результате пластические деформации формируются на каждой площадке интегрирования, что позволяет в явном виде учитывать вызванную деформированием материала анизотропию без введения каких-либо дополнительных параметров. Естественная анизотропия, которая характеризует различные свойства материала по направлениям, также может быть легко

учтена в модели за счет задания на начальный момент времени механических параметров материала для каждой локальной площадки интегрирования, ориентированных определенным образом.

Основным достоинством концепции многослойной среды является простота и логичность реализации сложных процессов деформирования пород. Стандартная изотропная упругопластическая модель может быть легко преобразована и внедрена в концепцию многослойной среды без введения новых параметров материала. Анизотропия механических свойств, как связанных с непосредственным формированием структур пород, так и вызванная изменением напряженного состояния, учитывается в явном виде, без необходимости опираться на определенные допущения и предположения.

## 2.5 Анализ формирования мульды оседания земной поверхности при строительстве подземного сооружения

В условиях городской застройки подземные сооружения могут располагаться на различных глубинах (от 10 м до 100 м). Технологии строительства подземных сооружений на данных глубинах могут быть различными, как и инженерно-геологические условия по трассе подземных сооружений, что в конечном итоге определяет величину и характер оседания земной поверхности. Для анализа влияния различных факторов на развитие мульды оседания земной поверхности удобно воспользоваться полуэмпирическими зависимостями, представленными ранее.

Величина осадки мульды оседания зависит от технологии ведения проходческих работ и условий строительства. Размер мульды оседания земной поверхности в основном зависит от породного массива, в котором производится строительство подземного сооружения. При строительстве подземных сооружений показатель потеряннного объема породы  $GVL$  обычно составляет 0.5–2.5. Данные величины охватывают широкий диапазон способов строительства подземных сооружений, от горного способа разработки породы до щитовой проходки. Параметр  $i_x$  характеризует расстояние от центра мульды оседания до оси тоннеля и зависит от типа породы (таблица 2.8).

Таблица 2.8 – Значения коэффициента  $k_I$  для различных типов пород

Тип породы	Коэффициент $k_I$
Сыпучие породы	0.3
Нормально уплотненные глинистые породы	0.5
Среднелитифицированные глинистые породы	0.6–0.7
Глинистый сланец	0.7–0.8
Полускальные и скальные породы	0.8–0.9

Характерная диаграмма развития деформаций земной поверхности при строительстве подземных сооружений приведена ниже (рисунок 2.19). На диаграмме представлены эпюры вертикальных смещений (1), горизонтальных смещений (2) и горизонтальных относительных деформаций (3) земной поверхности.

Выполним оценку влияния типа породного массива на характер формирования мульды оседания (рисунок 2.20, рисунок 2.21), задавшись условием, что величина радиальных смещений контура подземного сооружения для всех рассматриваемых условий одинакова. Хотя такое допущение нереалистично, в то же время оно позволяет оценить влияние породного массива на форму огибающей мульды оседания. Наибольшая величина вертикальной осадки получена для несвязных пород. При этом ширина мульды оседания, полученная для несвязных пород, меньше, чем при рассмотрении массивов, сложенных другими породами. Напротив, мульда оседания, полученная для полускальных и скальных пород, оказалась самой широкой и охватывает наибольшую площадь вокруг тоннеля. Величина вертикальной осадки над тоннелем, проводимом в скальных и

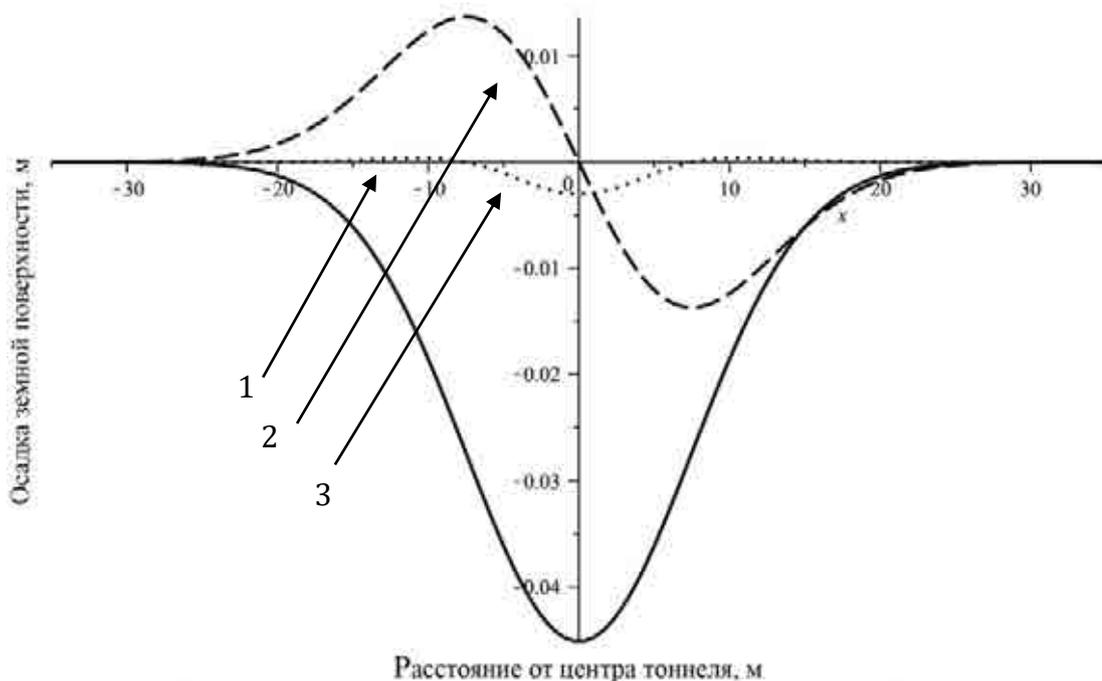


Рисунок 2.19 – Мульда оседания земной поверхности в поперечном направлении:  
1 – вертикальная осадка; 2 – горизонтальные смещения поверхности земли; 3 – горизонтальные деформации поверхности земли

полускальных породах при прочих равных условиях минимальна. Результаты, полученные для нормально уплотненных глинистых пород и литифицированных пород, располагаются между результатами, полученными для несвязных пород и кварцитов. Данный эффект легко поддается объяснению. В несвязных породах связи между частицами в направлении растяжения отсутствуют. При строительстве тоннеля порода, располагаемая над тоннелем стремится в направлении его центра. Если породный массив сложен несвязными породами, то форма мульды оседания определяется лишь зоной влияния тоннеля, а частицы, расположенные за ее пределом, не участвуют в ее формировании, так как не могут вовлекать в процесс деформирования смежные с ними частицы пород. Напротив, чем сильнее структурные связи между частицами породы, тем больше частиц вступает в процесс образования мульды оседания и тем больше ее ширина. В свою очередь частицы сдерживают друг друга от перемещения в направлении центра тоннеля за счет упругих связей. Очевидно, что при значительных смещениях породных масс, сопровождающихся обрушением породы, характер формирования мульды оседания земной поверхности другой: выделяются зона обрушения, зона значительных пластических деформаций, которые сопровождаются развитием зоны трещиноватости и зоны плавного оседания земной поверхности. При нормальном режиме строительства подземных сооружений развитие столь негативных процессов исключено.

Как отмечалось выше, потери объема породы при строительстве тоннелей современными проходческими комплексами составляют от 0.5 до 1.5%. С помощью расчетов установлено (рисунок 2.22а), что осадка при глубине заложения тоннеля 10 м и его диаметре 5.6 м изменяется в диапазоне от 9 до 28 мм. С увеличением глубины заложения тоннеля величина осадки земной поверхности уменьшается и составляет при глубине тоннеля 50 м – от 3 до 6 мм. Необходимо отметить, что данные величины осадок могут быть получены только при щитовой проходке, без возможности образования значительных областей предельного состояния вокруг тоннеля или потери устойчивости лба забоя.

Размеры и форма подземного тоннеля также оказывают значительное влияние на величину осадки земной поверхности. В данной работе приведены результаты расчета осадки земной поверхности для тоннеля круглой формы, диаметр которого изменяется в

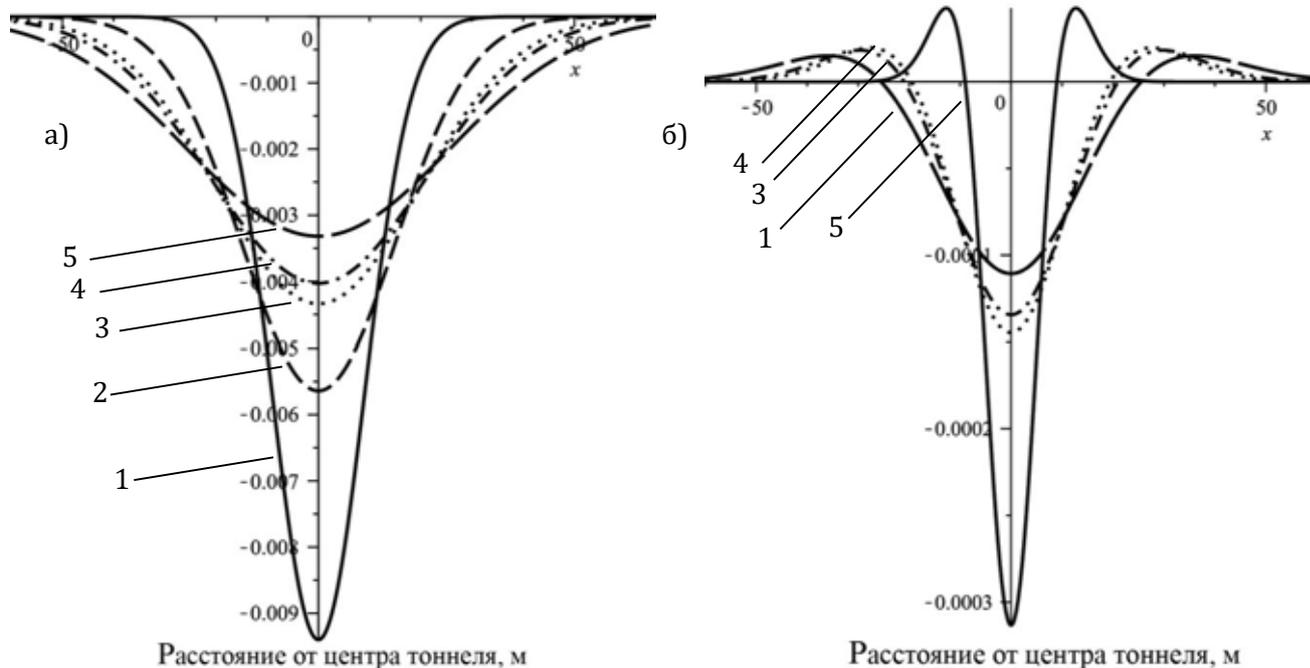


Рисунок 2.20 – Вертикальная осадка земной поверхности (а) и горизонтальные деформации земной поверхности, вызванные строительством тоннеля (глубина заложения – 30 м; диаметр – 6 м): 1 – несвязный грунт; 2 – нормально уплотненные глины; 3 – переуплотненные глины; 4 – глинистый сланец; 5 – кварцит

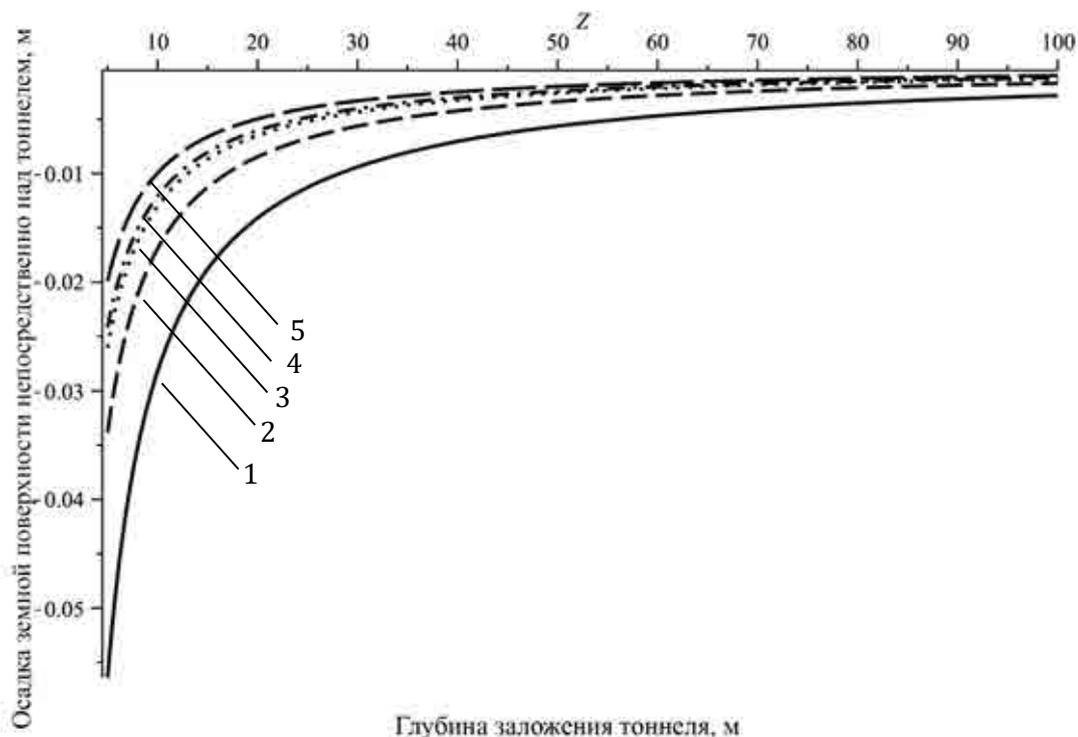


Рисунок 2.21 – Зависимость изменения величины осадки над центром тоннеля от глубины его заложения: 1 – несвязный грунт; 2 – переуплотненные глины; 3 – глинистый сланец; 4 – кварцит  
диапазоне от 3 до 7 м (рисунок 2.22б). Зависимость изменения величины осадки над центром тоннеля от глубины его заложения и диаметра приведена ниже (рисунок 2.22в, г). При этом параметр, определяющий потерю объема, принимался равным 1%. При

строительстве тоннеля на глубине 10 м осадка составляла 6–31 мм, в зависимости от диаметра тоннеля. С увеличением глубины заложения тоннеля осадка земной поверхности уменьшалась.

Таким образом, форма, размеры и технология ведения работ оказывают значительное влияние на величину осадки земной поверхности. Параметр, учитывающий технологию строительства и тип породы, должен устанавливаться по натурным наблюдениям в конкретных инженерно-геологических условиях.

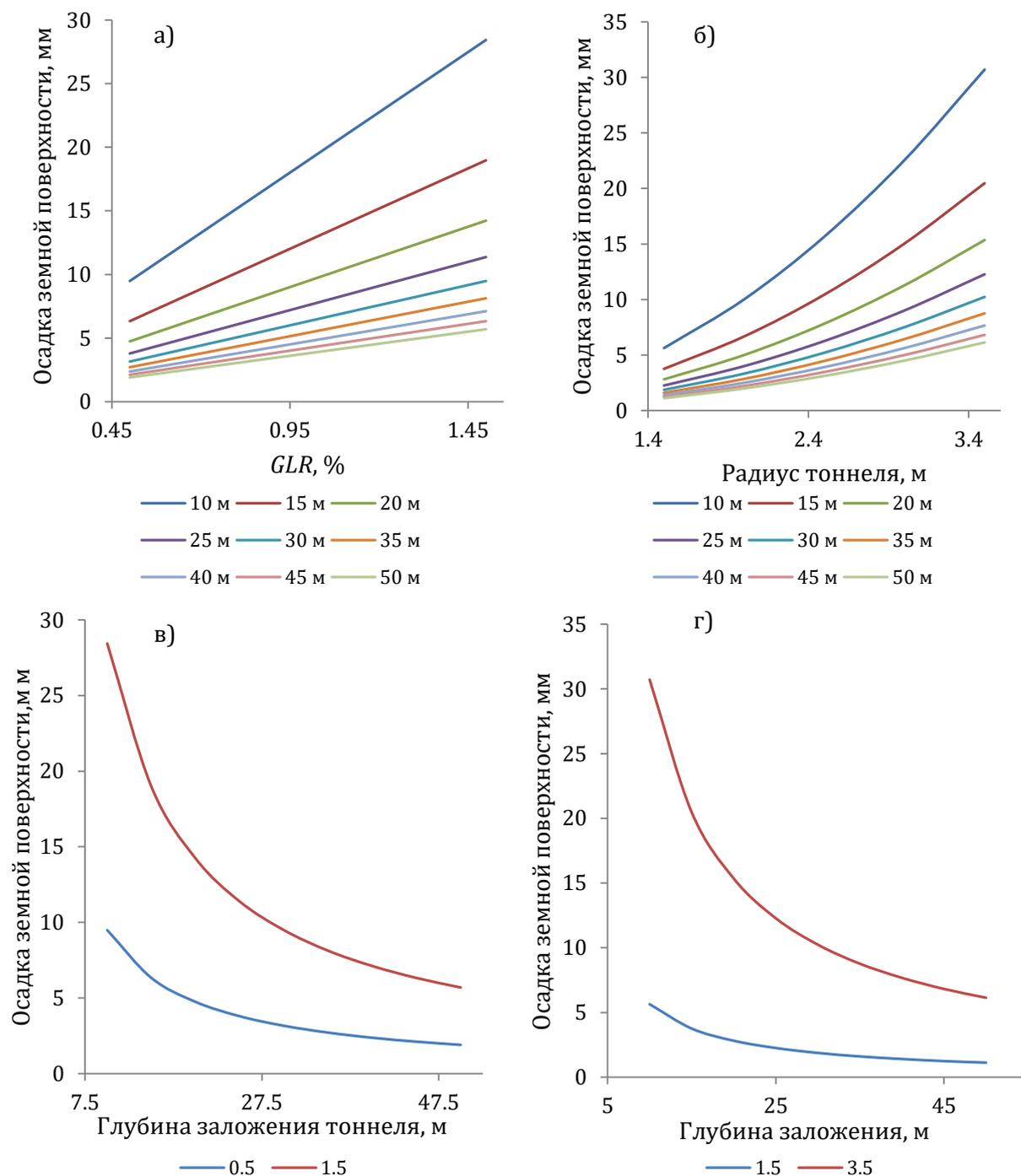


Рисунок 2.22 – Зависимость изменения осадки земной поверхности над центром тоннеля от потери объема породы и глубины его заложения (а), радиуса тоннеля и глубины его заложения (б), технологий строительства тоннеля и глубины его заложения (в), размеров поперечного сечения и глубины заложения (г): 10–50 м – глубина заложения тоннеля от поверхности земли; 0,5, 1,5% – значение потери объема породы в процентах от площади поперечного сечения тоннеля; 1,5, 3,5 – радиус тоннеля (м)

## 2.6 Общие принципы построения численных моделей прогноза геомеханических процессов при строительстве подземных сооружений в условиях плотной городской застройки

Численное моделирование прогноза геомеханических процессов при строительстве подземных сооружений должно использоваться во всех случаях, когда задача не может быть решена с применением традиционных подходов или эти подходы приводят к значительному ее упрощению [165]. К факторам, которые значительно усложняют решение задач с использованием традиционных подходов, можно отнести сложное геологическое строение породного массива (неоднородное строение породного массива, негоризонтальное залегание слоев породы, наличие твердых или мягких включений и др.), сложный характер механического поведения породного массива (упрочнение и разупрочнение пород, анизотропия прочностных и деформационных свойства пород, набухание породы, нелинейное поведение породы, ползучесть и т.д.), взаимодействие между конструкциями инженерных сооружений сложной конфигурации или пространственной конфигурации и породного массива, наличие инженерных коммуникаций, зданий и сооружений в зоне влияния строительства подземного сооружения, сложное начальное напряженное состояние, необходимость детального учета последовательности строительства подземного сооружения, учет пространственной конфигурации зданий и сооружений, расположенных на поверхности земли и др.

При разработке численных моделей строительства подземных сооружений необходимо определиться со следующими элементами численной модели: граничными и начальными условиями, которые в себя включают закрепления по границам модели, начальное поле напряженного состояния в породном массиве, исторические смещения и пластические деформации породного массива, а также, в случае необходимости, информацию о пористости или трещиноватости породного массива; граничными условиями для описания последовательности ведения проходческих работ и порядка установки временной крепи и постоянной обделки; специальными контактными условиями для описания взаимодействия между породным массивом и элементами инженерных сооружений; размерами численной модели; формой и размерами элементной сетки; особенностями формулировки применяемого элемента.

**Метод решения нелинейных уравнений.** Прогноз геомеханических процессов в окрестности подземных сооружений на основании численного моделирования сводится к решению нелинейных уравнений, которые записываются в инкрементальной форме. В общем виде такую взаимосвязь, включающую все элементы численной модели, можно представить как

$$[\mathbf{K}_G]^i (\Delta d)_{nG}^i = (\Delta R_G)^i, \quad (2.46)$$

где  $[\mathbf{K}_G]^i$  – инкрементальная глобальная матрица жесткости;  $(\Delta d)_{nG}^i$  – вектор приращения узловых смещений;  $(\Delta R_G)^i$  – вектор приращения узловых сил;  $i$  – номер инкремента.

Уравнение (2.46) должно быть решено для каждого инкремента, при этом должны соблюдаться следующие условия: условие равновесия; условие совместности; поведения материала и граничные условия. Если материал ведет себя нелинейно, то матрица  $[\mathbf{K}_G]^i$  также будет изменяться в процессе решения.

Для решения нелинейных задач можно применить один из следующих методов [36]: метод касательной жесткости; вязкопластический метод; модифицированный метод Ньютона-Рафсона. Приведенный список методов не является полным, однако они получили наибольшее распространение при решении нелинейных задач методом конечных элементов. Метод Ньютона-Рафсона является наиболее точным из представленных методов [49] и в наименьшей степени зависит от размера инкремента.

Однако с точки зрения вычислительных ресурсов данный метод наиболее требовательный.

Численные методы анализа, например метод конечных элементов, по своей сути являются приближенными методами при решении поставленной задачи в граничных условиях. Чтобы выполнить расчет напряженно-деформированного состояния в окрестности подземного сооружения, рассматриваемая область разделяется на конечные элементы. Размеры рассматриваемой области должны быть выбраны таким образом, чтобы границы модели или граничные условия не оказывали бы влияния на результаты численного решения или оказывали бы незначительное влияние, которое не скажется на его достоверности.

Помимо этого, размер численной модели зависит и от выбранной модели деформирования породного массива (рисунок 2.23). Так, при использовании простых моделей деформирования среды достоверный прогноз деформаций в окрестности подземного сооружения невозможен, что в дальнейшем скажется и на результатах прогноза оседания земной поверхности. Результаты расчетов, выполненные на основании таких моделей деформирования среды, показывают подъем земной поверхности на отдельных ее участках.

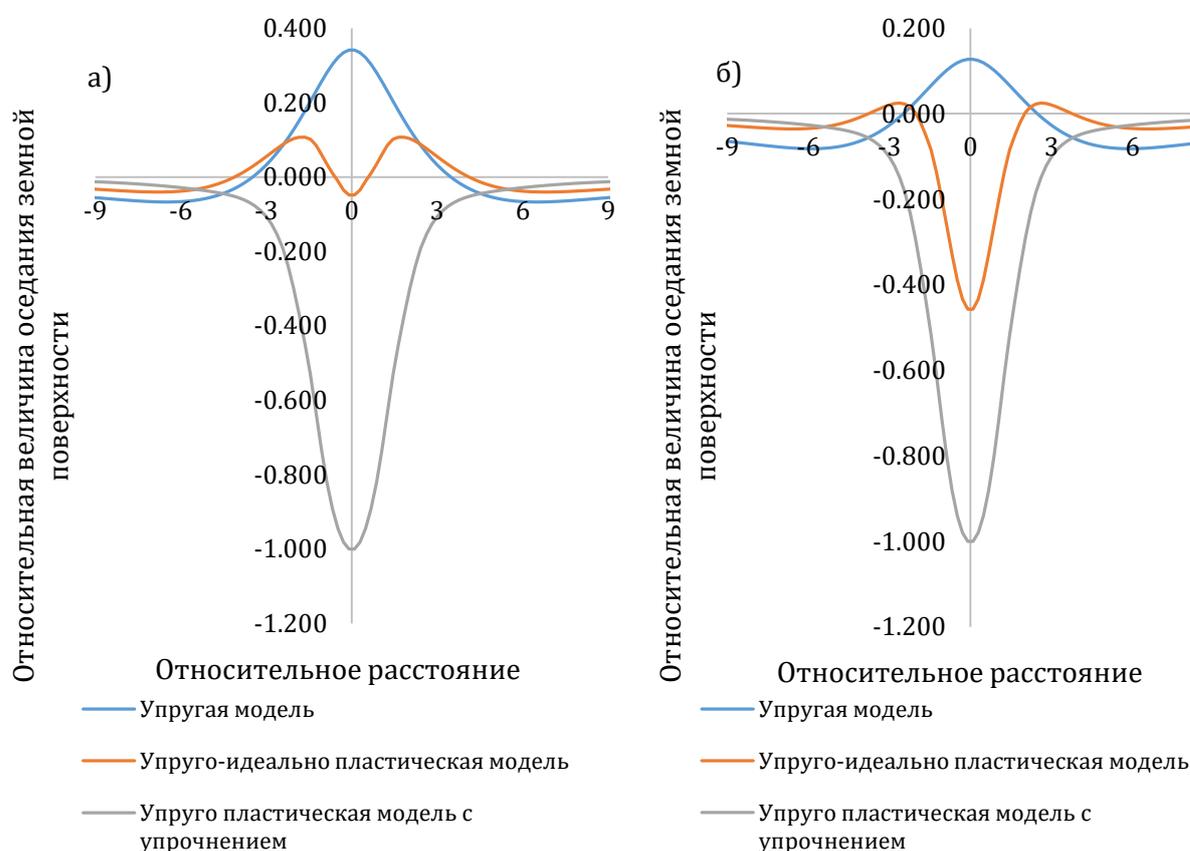


Рисунок 2.23 – Мульда оседания земной поверхности, полученная на основании численного моделирования: а – моделирование проходки выполнено через постепенное снижение напряжений на контуре породного обнажения; б – моделирование проходки подземного сооружения выполнено через изменение абсолютных размеров породного обнажения

Такой эффект возникает при использовании упругих моделей и упруго-идеально-пластических моделей. Чтобы снизить влияние данного эффекта, размеры модели должны быть искусственно ограничены. Так, когда рассматривается задача моделирования строительства тоннеля, нижняя граница модели должна располагаться на расстоянии  $(2...3)D$  диаметра тоннеля. Схожее ограничение вводится и при нахождении осадки фундамента (см. СНиП "Основания зданий и сооружений"). Другой подход заключается в увеличении жесткости породного массива с глубиной, что позволяет несколько улучшить

прогноз напряженно-деформированного состояния породного массива. Такие искусственные меры не позволяют решить все вопросы, связанные с прогнозом осадки земной поверхности, вызванной строительством подземного сооружения. Наиболее полную данную проблему можно решить, применив упругопластические модели поведения породы с различными законами упрочнения, которые позволят учесть нелинейное поведение породы и другие аспекты ее работы.

**Начальные и граничные условия.** Классическими граничными условиями на границах численной модели при моделировании строительства подземных сооружений являются: запрещение смещений в направлении, нормальном к рассматриваемой границе модели, иными словами смещения на границах модели  $u_i$  должны быть равны 0. Если рассматриваемое подземное сооружение располагается на незначительном расстоянии от поверхности земли (расстояние от поверхности земли до свода тоннеля менее 5 радиусов тоннеля  $r_T$ ), возможно развитие зоны обрушения горных пород или сползания блоков по трещинам вплоть до поверхности земли; если требуется оценить влияния строительства тоннеля на формирование мульды оседания земной поверхности, то тогда перемещения на границе численной модели, соответствующей поверхности земли, не ограничиваются.

**Представление конструкций инженерных сооружений.** Большинство задач геомеханики предполагают взаимодействие между окружающим породным массивом и инженерными сооружениями. При выполнении численного моделирования необходимо учесть наличие породного массива и конструкций сооружения, а также обеспечить взаимодействие между ними в процессе выполнения расчета. Параметры интерфейса на контакте породный массив – шпунтовое ограждение оказывают принципиальное влияние на деформирование породного массива, а следовательно, и на усилия, формирующиеся в ограждении.

Важным является корректно представить работу таких инженерных сооружений, как подпорная стена, анкера, тоннельная обделка, фундамент, и правильно организовать взаимодействие между ними и конечно-элементной сеткой, отражающей породный массив. Инженерные конструкции могут быть представлены как сплошными, так и структурными элементами, в плоской или объемной постановках. Однако представление инженерных сооружений сплошными элементами имеет ряд недостатков. Поперечные размеры инженерных сооружений малы по сравнению с окружающим породным массивом. Чтобы обеспечить требуемую точность при расчете и качество конечно-элементной сетки, размер элементов, отвечающих за работу инженерного сооружения, должен быть достаточно мал, что значительно повысит размерность решаемой задачи.

Сплошные элементы идеально подходят для детального изучения напряженно-деформированного состояния сложных пространственных инженерных сооружений. В большинстве случаев инженеров интересует не детальное распределение напряжений в конструкции, а усредненное значение, которое может характеризоваться изгибающим моментом, перерезывающей силой, продольной силой. Несмотря на то, что такие интегральные показатели могут быть получены и на основании результатов НДС сплошных элементов, для этого требуется выполнить дополнительные вычисления.

Строительство подземных и полузаглубленных сооружений практически всегда подразделяется на несколько этапов. Чтобы учесть эту особенность, при выполнении численного моделирования также выделяются расчетные этапы. Обычно на первом этапе элементы, отвечающие за инженерные сооружения, исключены из расчета (обнулена их жесткость, внутренние и внешние силы). Моделирование разработки породы приводит к деформированию элементов, отвечающих за породный массив и смещение узлов. В то же время узлы элементов, отвечающие за работу конструкций инженерного сооружения, остаются неподвижными. Если деформации в окрестности подземного сооружения до момента ввода несущих конструкций инженерных сооружений в работу значительны, то геометрические параметры несущей конструкции значительно видоизменяются.

Для того чтобы преодолеть недостатки, присущие сплошным элементам, применяются специальные элементы, которые сформулированы таким образом, что их поперечные геометрические размеры равны 0 в одном или нескольких направлениях. Примером могут служить шпунтовое ограждение, обделка тоннеля, которые могут быть представлены как одномерные или двухмерные структурные конечные элементы (балочные элементы) или пространственные структурные конечные элементы (оболочки). Данные элементы формулируются напрямую через величины изгибающих моментов, перерезывающих и продольных сил, которые связаны с деформациями элемента.

**Моделирование взаимодействия между сооружениями.** Еще одной особенностью численного моделирования строительства подземных сооружений является наличие контактных условий между обделкой тоннеля и контуром породного массива. Существуют различные способы моделирования контактных условий на границе породного массива и элементов подземного сооружений. Наиболее простым с математической точки зрения является метод, когда связь между элементами жесткая, а смежные элементы связаны через единые узлы (рисунок 2.24а). В таком случае элементы не могут смещаться относительно друг друга в нормальном и тангенциальном направлении. Такой подход может оказывать определенное влияние на результаты математического моделирования, так как все касательные напряжения на границе породного массива и элементов конструкций подземных сооружений передаются полностью на обделку подземного сооружения, что не всегда соответствует действительности.

Повысить достоверность развития напряжений на контакте обделки с породным массивом можно за счет введения в модель условия, в соответствии с которым породный массив может смещаться относительно обделки подземного сооружения как в нормальном, так и в касательном направлениях. Существуют следующие способы реализации предложенного подхода. Первый способ заключается в том, что между смежными элементами обделки и породного массива располагается промежуточный слой сплошных элементов, конечной, но малой толщины, ничем не отличающийся по своей формулировке от смежных с ними элементов (рисунок 2.24б). В процессе расчета данному элементу назначаются механические свойства, соответствующие свойствам на контакте обделка – массив. Так как свойства на контакте обделка – массив заведомо меньше, чем свойства материала обделки и породного массива, то промежуточный элемент не препятствует или оказывает малое влияние на их взаимное перемещение относительно друг друга. Основным недостатком такого подхода заключается в том, что сплошные элементы, отвечающие за контактное взаимодействие, имеют весьма искаженную форму: они значительно вытянуты в одном из направлений, что снижает их способность достоверно прогнозировать изменение напряженно-деформированного состояния в зоне контакта. Второй способ организации контактного взаимодействия между смежными элементами заключается в формировании парных связей между узловыми точками за счет уравнений связи в нормальном и тангенциальном направлениях (рисунок 2.24в). Каждому уравнению связи могут быть заданы параметры их жесткости и при необходимости прочностные показатели или какие-либо другие механические показатели. Несмотря на то, что механическое поведение между парами узловых точек может быть весьма сложным, такой подход не позволяет в явном виде учесть взаимодействие между разными парами контактирующих узловых точек, что в значительной степени снижает достоверность прогнозируемых процессов в зоне контакта. Наиболее общим способом задания контактного взаимодействия между элементами обделки и породного массива является разработка специального контактного элемента (рисунок 2.24г). Такой контактный элемент позволяет смежным элементам обделки и породного массива перемещаться

относительно друг друга на значительное расстояние, в то время как сходимость решения не ухудшается.

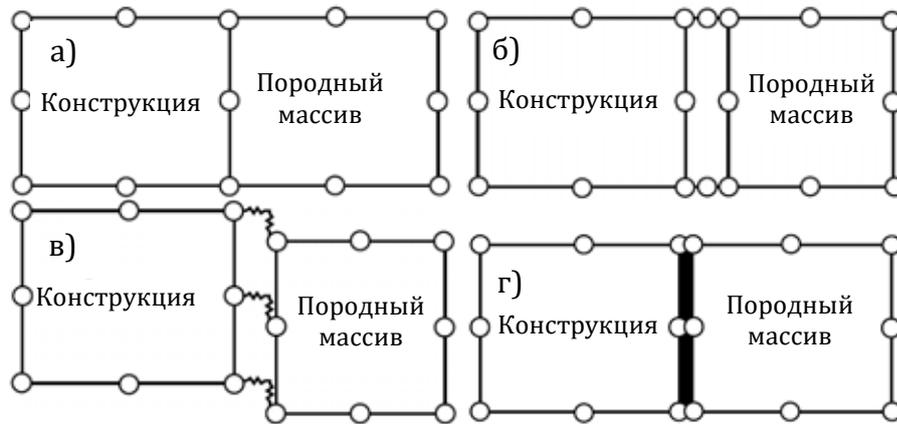


Рисунок 2.24 – Различные варианты реализации контактных условий между обделкой и породным массивом: а – жесткая связь, элементы конструкций и породного массива соединены через единые узлы; б – взаимодействие между элементами конструкции и породного массива осуществляется через промежуточный сплошной элемент; в – взаимодействие между элементами конструкции и элементами породного массива осуществляется через продольные и поперечные пружины конечной жесткости; г – взаимодействие между элементами конструкции и элементами породного массива осуществляется через специальный контактный элемент, имеющий нулевую толщину

Область применения упрощенного способа моделирования взаимодействия между обделкой и породным массивом была определена на основе сравнения со способом, когда контактное взаимодействие учитывалось в явном виде. В процессе численного моделирования, для случая когда контактное взаимодействие между элементами обделки и породного массива рассматривалось в явном виде, параметр, отвечающий за трение (коэффициент трения) изменялся от 0 (свободное проскальзывание) до 1 (абсолютно-жесткая связь в тангенциальном направлении). Форма поперечного сечения круглая. Рассмотрим результаты моделирования (рисунок 2.25). Как видно, в боках обделки, в диапазоне коэффициента трения от 0.4 до 1, главные максимальные напряжения, действующие в обделке, полученные по упрощенному способу и полному, практически не отличаются друг от друга. В своде обделки этот диапазон еще шире – от 0.3 до 1. Схожая картина наблюдается и при рассмотрении минимальных главных напряжений.

Если обратиться к результатам лабораторных исследований, то можно отметить, что коэффициент трения между обделкой и породным массивом в подавляющем числе случаев выше 0.3 и лишь в редких случаях меньше 0.3. Таким образом, для практических расчетов можно использовать любой из предложенных способов. Для тоннелей, отличных от круглого поперечного сечения, необходимо провести дополнительные исследования по выявлению влияния контактных условий на напряженное состояние обделки.

**Численное моделирование последовательности разработки породы при строительстве подземных сооружений и ввода их несущих конструкций в работу.** Строительство тоннелей мелкого и глубокого заложения в городских условиях всегда сопряжено с рисками. Необходимо обеспечить осадку земной поверхности, вызванную строительством подземных сооружений, на как можно меньшем уровне. Другим важным аспектом является прогноз напряженного состояния обделки тоннелей и оценка ее прочности. Такой класс задач относится к весьма сложным геомеханическим проблемам, и корректное решение может быть получено только с помощью численных методов анализа; результатом его будет полное представление о НДС породного массива в окрестности тоннеля, а также усилиях (напряжениях) в несущих элементах обделки и зданиях или сооружениях, расположенных на поверхности.

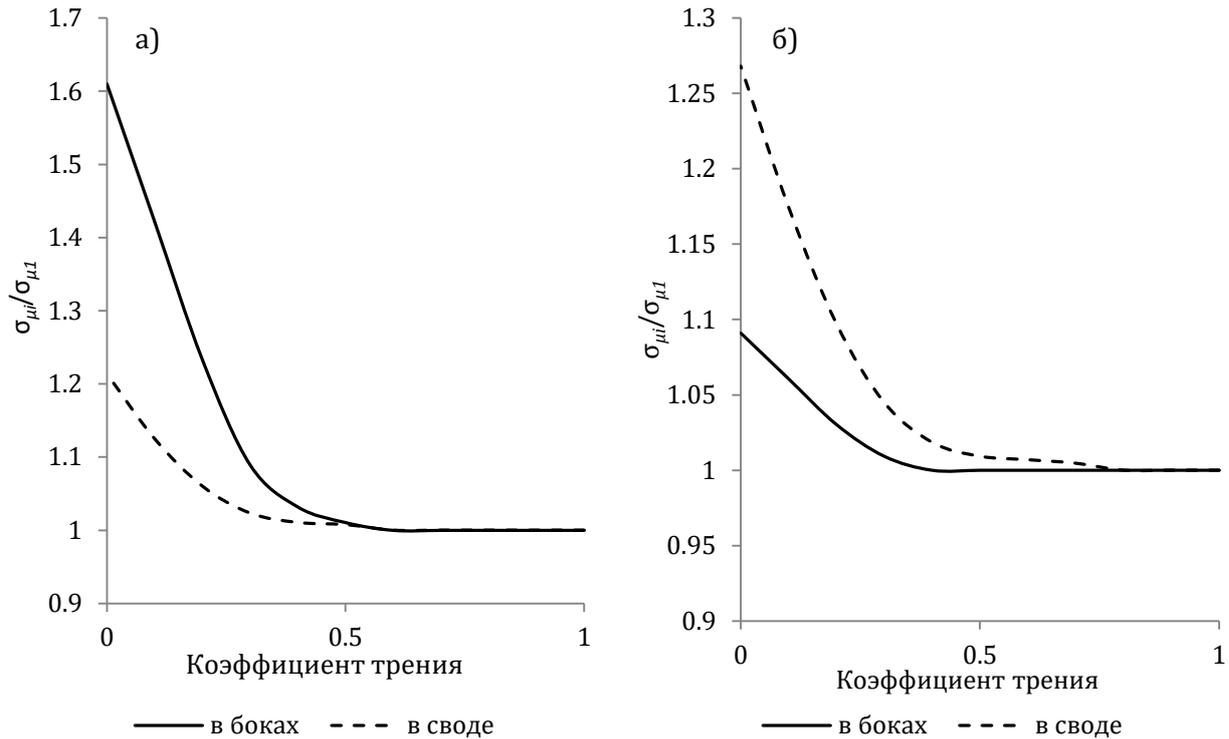


Рисунок 2.25 – Зависимость изменения напряженного состояния обделки от коэффициента трения обделки о породный массив, выраженная в главных максимальных напряжениях (а) и главных минимальных напряжениях (б):  $\sigma_{\mu i}$  – главные напряжения при  $i$ -м значении коэффициента трения;  $\sigma_{\mu 1}$  – главные напряжения при значении коэффициента трения  $\mu = 1$

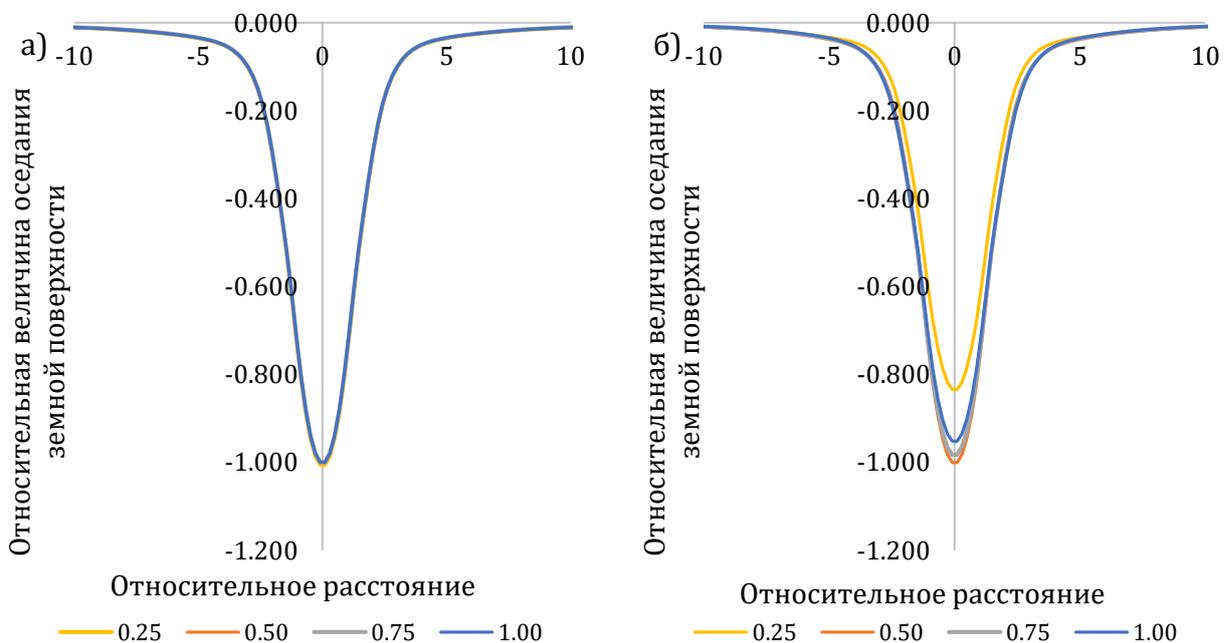


Рисунок 2.26 – Зависимость изменения оседания земной поверхности от относительного показателя трения обделки на контакте с породным массивом: 0.10–1.00 – показатель прочности на контакте обделки с породным массивом

С точки зрения развития мгновенных деформаций, на контуре тоннеля можно выделить два участка. На первом участке – призабойная часть тоннеля, где активно развиваются смещения контура тоннеля как впереди забоя тоннеля, так и позади. Развитие смещений сопряжено с неравномерным полем напряжения вдоль продольной

оси тоннеля. Таким образом, корректное численное моделирование строительства тоннеля в призабойной части возможно только при рассмотрении задачи в пространственной постановке. Второй участок – протяженный участок тоннеля, характеризуется постоянством напряженного состояния вдоль его продольной оси. За протяженный участок можно принять такой участок тоннеля, на котором приращение напряжений, вызванных проходкой тоннелей, равно или близко к нулевому значению. В таком случае задачу можно упростить до плоско-деформационного состояния.

При рассмотрении задачи в объемной обстановке, с учетом корректных граничных условий и соответствующей модели поведения породы, можно учесть все особенности формирования НДС в окрестности тоннеля, смещение контура тоннеля и, как следствие, формирование усилий в несущих элементах обделки.

Моделирование строительства тоннелей в объемной постановке дает возможность в явном виде учесть огромное количество технологических факторов, оказывающих значительное влияние на конечное напряженно-деформированное состояние как несущих конструкций самого тоннеля, так и массива горных пород в окрестности тоннеля. Среди таких технологических факторов следует выделить в первую очередь следующие: использование многослойных крепей и обделок; использование ТПК с пригрузом забоя; использование опережающей крепи лба забоя тоннеля; отставание временной крепи или обделки от забоя тоннеля; набор прочности и жесткости строительными материалами (тампажным раствором, монолитным бетоном временной крепи или постоянной обделки); реологические процессы в породном массиве в увязке с продолжительностью строительства отдельных участков тоннеля.

Разработка объемной модели строительства тоннеля должна выполняться с учетом наиболее важных факторов, перечисленных в расположенном выше списке, а также возможных особых факторов, влияющих на формирование напряженно-деформированного состояния системы “крепь – массив” или “обделка – массив” в каждом конкретном случае. Набор таких факторов должен определяться по результатам инженерно-геологических и гидрогеологических изысканий, а также на основе анализа опыта строительства аналогичных сооружений. Следует отметить, что далеко не всегда необходимо моделировать действие каждого из факторов непосредственно, чаще всего имеются возможности учесть их косвенно.

*Основные аспекты численного моделирования комбинированных обделок.* Зачастую, особенно при строительстве тоннелей горным способом, применяются комбинированные конструкции системы “обделка – крепь – массив”. В общем случае они включают временную крепь, которая может быть представлена набрызгбетоном, аркобетоном, комбинацией набрызгбетона и анкеров или арок и набрызгбетона; постоянную обделку, которая представляет собой оболочку из монолитного или сборного железобетона, реже чугунных тубингов.

Основной особенностью, которую необходимо отразить при выполнении численного моделирования, является тот факт, что постоянная обделка возводится под защитой временной крепи с некоторым отставанием от забоя тоннеля, либо под защитой временной крепи уже после проходки тоннеля на проектную длину. То есть часть нагрузки от горного давления (вплоть до полной) воспринимается временной крепью. Постоянная обделка, в свою очередь, вследствие этого в значительной степени разгружается. С другой стороны, временная крепь обычно имеет более низкие показатели жесткости, что провоцирует более интенсивное развитие геомеханических процессов в окрестности подземного сооружения и приводит к росту радиальных смещений породного обнажения.

Моделирование возведения постоянной обделки также зависит от технологических особенностей строительства тоннеля. Здесь можно выделить следующие основные варианты:

- постоянная обделка возводится после проходки тоннеля проектной длины на полное сечение. В этом случае объемные сплошные элементы, моделирующие постоянную обделку, вводятся в работу на всей длине моделируемого участка тоннеля после выполнения его проходки;
- постоянная обделка возводится на некотором отставании от забоя штроссы тоннеля; в этом случае необходимо вводить в работу объемные сплошные элементы, моделирующие работу постоянной обделки, отдельными участками с длиной, предусмотренной проектом, с отставанием от забоя штроссы.

Необходимо отметить, что приведенная выше последовательность моделирования строительства тоннеля уступным способом дает возможность достоверно спрогнозировать напряженно-деформированное состояние несущих элементов конструкций временных крепей и постоянных обделок. При этом основным преимуществом такого подхода является возможность оценить, каким образом влияет на напряженно-деформированное состояние тоннельных конструкций та или иная технологическая операция, что в свою очередь дает возможность для оптимизации технологии строительства тоннеля с точки зрения геомеханики.

*Основные аспекты численного моделирования строительства тоннелей с применением ТПМК с пригрузом забоя.* При выполнении численного моделирования строительства тоннеля с применением комплекса ТПМК в объемной постановке необходимо учесть давление, которое создает щит на забой тоннеля, а также давление, создаваемое щитом в радиальном направлении, и давление тампонажа закрепного пространства. Давление, создаваемое щитом на забой тоннеля и в радиальном направлении, определяется согласно инженерно-геологическим изысканиям, а также с учетом возможностей проходческого оборудования. При выполнении расчетов следует учитывать, что с глубиной величина давления повышается на величину веса смеси породы с бентонитовым раствором или на величину веса бентонитового раствора.

Отпор, вызываемый оболочкой ТПМК и давлением тампонажного раствора, при выполнении численного моделирования следует задавать в виде давления на контур тоннеля на участке, равном длине оболочки ТПМК и одного-двух колец обделки.

Последовательность моделирования строительства тоннеля с применением ТПМК в объемной постановке следующая: задание начальных компонент напряженного состояния, порового давления, насыщения пор породного массива водой; формирование начального равновесного состояния между внешними и внутренними силами, действующими в рассматриваемой модели; снижение деформационных показателей породного массива на участке щитового комплекса до нулевого значения; активация граничных условий, позволяющих моделировать наличие щитового комплекса, с учетом или без учета пригруза забоя тоннеля; снижение деформационных показателей породного массива на участке монтажа обделки (1–2 кольца); активация граничных условий, моделирующих работу тампонажа закрепного пространства (давление тампонажного раствора); ввод в работу конечных элементов, отвечающих за поведение обделки (оболочечные элементы или объемные сплошные элементы); повышение жесткости конечных элементов в зоне тампонажа закрепного пространства (моделирование набора прочности и жесткости тампонажным раствором); смещение ТПМК в направлении трассы тоннеля на ширину одного кольца; повторение предыдущих пунктов.

Такой подход к моделированию строительства тоннеля с применением ТПМК позволяет не только получить достоверные данные о формировании напряженно-деформированного состояния тоннельной обделки, но и, при условии применения адекватных механических моделей поведения породного массива, получить весьма достоверные результаты формирующейся на поверхности мульде оседания. Этот факт является очень важным ввиду того, что такая технология, как правило, применяется при освоении подземного пространства мегаполисов в условиях плотной городской застройки.

*Основные аспекты численного моделирования строительства подземных сооружений с применением передовой крепи лба забоя.* Моделирование работы опережающей крепи лба забоя тоннеля может выполняться для решения двух совершенно разных задач. К этим основным задачам можно отнести следующие: расчет параметров передовой крепи лба забоя тоннеля, позволяющих обеспечить его устойчивость; определение сдерживающего влияния передовой крепи лба забоя тоннеля на смещения породного контура. В зависимости от того, какую из них необходимо решить, выбирается подход к его реализации.

Принципиально алгоритм расчета с целью определения параметров передовой крепи лба забоя можно разделить на следующие основные этапы: оценка устойчивости породных обнажений лба забоя тоннеля на основе конечно-элементного моделирования; предварительный расчет необходимого эквивалентного активного давления пригруза для обеспечения устойчивости лба забоя; построение кривых развития продольных смещений лба забоя и, в случае необходимости, вертикальных осадок земной поверхности при различных величинах эквивалентного активного давления пригруза лба забоя; построение диаграммы, отражающей изменение продольных смещений лба забоя и, в случае необходимости, вертикальных осадок земной поверхности в зависимости от величины эквивалентного активного давления пригруза; определение по диаграмме скорректированной необходимой величины эквивалентного активного пригруза для обеспечения устойчивости лба забоя; предварительный расчет необходимого количества анкеров опережающей крепи забоя тоннеля исходя из определенной величины активного давления эквивалентного пригруза, площади поперечного сечения транспортного тоннеля или его части и несущей способности анкера; определение минимально необходимой длины анкеров опережающей крепи забоя; разработка схемы размещения расчетного количества анкеров упрочняющей крепи забоя непосредственно в уровне лба забоя тоннеля с учетом особенностей механизма деформирования породных обнажений; выполнение моделирования работы принятой схемы расположения анкеров для конечной оценки эффективности работы опережающей упрочняющей крепи лба забоя.

Необходимо отметить, что правильно подобранные параметры опережающей крепи лба забоя подземного сооружения позволяют практически полностью исключать пластические деформации массива пород впереди подземного сооружения. Однако влияние передового крепления на развитие линейных деформаций породного массива в уровне лба забоя весьма ограничено.

*Основные аспекты численного моделирования набора жесткости и прочности строительными материалами обделки.* Моделирование процессов набора прочности и жесткости строительных материалов следует выполнять, основываясь на их физико-механических свойствах, а также на технологических особенностях строительства тоннеля. Иначе говоря, для моделирования изменения каких-либо прочностных или деформационных характеристик материала во времени необходимы данные соответствующих лабораторных испытаний.

К материалам, широко применяемым при строительстве тоннелей, для которых моделирование набора жесткости и прочности имеет важное значение, в первую очередь следует отнести монолитный бетон и тампонажные растворы.

Непосредственно набор жесткости моделируется путем изменения деформационных характеристик строительного материала в процессе выполнения расчетов. В результате этого изменяется конечное напряженно-деформированное состояние элемента, выполненного из этого материала.

Моделирование набора жесткости, с одной стороны, позволяет избежать завышения конечной величины напряжений в элементе, а с другой стороны – позволяет оценить несущую способность обделки на различных стадиях твердения материала.

*Основные аспекты численного моделирования развития реологических процессов в породном массиве.* Как правило, процессы строительства тоннелей имеют достаточно большую продолжительность во времени (месяцы и годы). Это обстоятельство свидетельствует о том, что в большинстве случаев расчеты даже на период строительства необходимо производить с учетом реологических свойств горных пород, а именно – ползучести. Само собой разумеется, что учет ползучести при расчете постоянной обделки на период эксплуатации должен выполняться в обязательном порядке.

Наиболее традиционным и простым в реализации подходом к учету ползучести горных пород является так называемый “метод переменных модулей”. В этом случае у породного массива, который находится в работе определенное время, в увязке с технологическими особенностями строительства тоннеля, последовательно изменяется жесткость путем изменения модуля упругости. Возможен вариант, когда породному массиву изначально задаются так называемые длительные деформационные характеристики (длительный модуль упругости и коэффициент Пуассона); в этом случае нет необходимости увязывать изменение деформационных свойств массива с графиком строительства тоннеля.

У вышеописанного подхода есть существенный недостаток – его применение очень сильно завышает величины деформаций породного массива и, как следствие, завышаются величины напряжений в крепи или системе “обделка – крепь”. Кроме этого, полученное в результате выполнения такого решения напряженно-деформированное состояние не будет в полной мере соответствовать реальной картине проявления ползучести.

В качестве альтернативного подхода к моделированию процессов ползучести можно отметить непосредственную реализацию реологических моделей с помощью пользовательских подпрограмм. Такая подпрограмма была разработана в рамках выполнения настоящей работы на примере реализации модели линейно-наследственной ползучести. В этом случае необходимо отметить, что временную продолжительность каждого шага расчета необходимо определять в увязке с графиком строительства тоннелей.

Как уже было отмечено выше, помимо рассмотренных основных факторов, определяющих конечное напряженно-деформированное состояние системы “обделка – крепь – массив”, существует огромное количество дополнительных факторов, которые также могут оказывать на него влияние. В каждом конкретном случае необходимо определять эти факторы.

Непосредственно реализация моделирования влияния основных факторов в рамках численного комплекса должна осуществляться исходя из принципа конечной достоверности полученных результатов. То есть в каждом случае при разработке подхода к моделированию необходимо выполнять анализ полученных результатов и выполнять их сопоставление с результатами натурных наблюдений; иначе говоря, обязательно должна выполняться верификация разработанного подхода.

Помимо этого, также стоит отметить, что в конечном итоге модель строительства тоннеля должна учитывать лишь основные факторы, влияющие на конечный результат в каждом конкретном случае. Учет множества вспомогательных, но не определяющих факторов, как правило, приводит к избыточной перегруженности модели, а в дальнейшем и к трудностям в анализе полученных при выполнении расчетов результатов.

*Основные аспекты численного моделирования задач строительства подземных сооружений в осесимметричной и плоско-деформационной постановках.* Осесимметричная постановка обладает преимуществом объемной постановки, и в то же время позволяет решать ряд задач, затрачивая меньше вычислительных ресурсов. Численное моделирование продвижения забоя тоннеля и установка обделки выполняются в явном виде, без ввода значительных допущений.

Однако такой метод накладывает ряд ограничений на рассматриваемые геомеханические проблемы. Форма выработки может быть представлена только круглым поперечным сечением, изменение напряженного состояния породного массива с глубиной не учитывается, при этом горизонтальные напряжения всегда равны вертикальным. Граничные условия при такой постановке приложены так, что определение осадки земной поверхности, вызванной строительством тоннеля, определить невозможно. Данные допущения показывают, что осесимметричная постановка не пригодна для решения задачи строительства неглубокого заложения в городских условиях и в дальнейшем такая постановка для решения задач строительства горизонтальных тоннелей использоваться не будет.

Для построенного тоннеля или при рассмотрении протяженного участка тоннеля можно воспользоваться плоско-деформационной постановкой. Данный подход получил широкое распространение на практике. Однако возникают проблемы адекватного представления в численной модели следующих аспектов: инженерно-геологические условия, когда породный массив сложен различными породами, залегание которых не параллельно осям тоннеля; трудности при определении начального поля напряженного состояния; численное моделирование последовательности строительства тоннеля в продольном направлении, особенно в случае, когда установка постоянной обделки осуществляется на заданном расстоянии от забоя; численное моделирование работы анкерной крепи и микросвай.

В плоско-деформационной постановке существует возможность передачи нагрузки на тоннель только за счет работы породного массива в поперечном направлении. Продольная работа породного массива не учитывается. Таким образом, такие важные задачи, как оценка устойчивости забоя тоннеля, влияние породного массива в забое на смещения контура тоннеля, прогноз развития осадки земной поверхности в процессе строительства тоннеля не могут быть решены в плоско-деформационной постановке.

Чтобы преодолеть некоторые вышеописанные ограничения плоско-деформационной постановки, применяются методы аппроксимации объемного состояния вблизи забоя тоннеля серией двухмерных моделей. Ниже приведено краткое описание наиболее распространенных методов численного моделирования строительства тоннеля в плоско-деформационной постановке.

- **Метод редуцированных напряжений породного массива** (рисунок 2.27а). При выполнении численного моделирования строительства тоннеля начальные компоненты главных напряжений  $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$  принимаются с учетом начального поля напряжений и коэффициента  $K_0$ . Таким образом, величина начальных компонент главных напряжений в породном массиве снижается, что приводит к уменьшению радиальных и тангенциальных смещений на контуре тоннеля. Схожий подход может быть применен и при рассмотрении характера формирования напряженно-деформированного состояния системы “обделка – массив” на основании аналитических решений. В этом случае силы, которые приложены на внешнем контуре модели и характеризуют начальное напряженное состояние породного массива, должны быть рассчитаны с учетом коэффициента  $K_0$ .
- **Метод пониженной жесткости обделки** (рисунок 2.27б). Другим подходом к учету подвигания забоя тоннеля является метод, основанный на уменьшении жесткости обделки (уменьшение жесткости обделки осуществляется за счет уменьшения модуля деформации  $\delta \cdot E_l$ ). Обделка вводится в работу при напряжении  $\sigma$ , равном начальному значению напряженного состояния породного массива, или, другими словами, обделка тоннеля устанавливается мгновенно, без возможности смещения контура тоннеля. Достоверные напряжения в обделке тоннеля можно получить, подобрав значение параметра  $\delta$ , что является достаточно трудоемкой задачей. Другим недостатком данного метода является то, что по мере уменьшения

жесткости обделки изгибающий момент снижается быстрее, чем величина продольной силы, действующей в обделке, что не соответствует реальности. В практике численного моделирования данный метод не получил широкого распространения, хотя ряд аналитических решений, направленных на расчет обделки тоннелей круглого поперечного сечения, используют данный подход для учета эффекта отставания установки обделки от забоя.

- **Метод снятия напряжений с контура тоннеля** (рисунок 2.27в). Наиболее распространенным методом учета подвигания забоя тоннеля и отставания установки обделки является метод, основанный на поэтапном снятии напряжений с контура тоннеля. Данный метод применяется при конечно-элементном моделировании строительства тоннеля. Метод хорошо подходит для моделирования установки нанесения набрызгбетонного покрытия. Моделирование выполняется в следующей последовательности. На первом этапе задается начальное поле напряжений в области, моделирующей породный массив. На втором этапе жесткость конечных элементов, расположенных внутри контура тоннеля, обнуляется, а по контуру тоннеля в узлах задаются нормальные и касательные силы. Величина усилия  $P$  определяется с учетом следующих зависимостей. Параметр  $K_0$  изменяется от 0 до 1.

$$\begin{aligned}\sigma_r &= K_0 \left( \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} + \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \cos 2\theta \right); \\ \tau_{r\theta} &= K_0 \left( -\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \sin 2\theta \right),\end{aligned}\quad (2.47)$$

где  $\sigma_1$  – минимальное главное напряжение;  $\sigma_3$  – максимальное главное напряжение;  $\theta$  – угол;  $\sigma_r$  – радиальное нормальное напряжение на контуре тоннеля;  $\tau_{r\theta}$  – касательное напряжение на контуре тоннеля.

$$\begin{aligned}\sigma_1 &= \gamma Z_c; \\ \sigma_3 &= K_0 \gamma Z_c; \\ Z_c &= Z - R \sin(\theta + 90^\circ),\end{aligned}\quad (2.48)$$

где  $Z_c$  – расстояние от поверхности земли до контура тоннеля;  $Z$  – расстояние от поверхности земли до центра тоннеля;  $R$  – радиус тоннеля;  $\gamma$  – усредненный удельный вес породы;  $K_0$  – коэффициент бокового распора.

На втором этапе элементы (стержневые или сплошные), которые отвечают за поведение обделки вводятся в работу, а величина усилия  $P$  снижается до нуля. Усилия в обделке (продольная сила, изгибающий момент и перерезывающая сила) формируются в обделке только на втором этапе. Чем выше жесткость обделки, тем выше величины усилий, формирующиеся в ней. В случае если необходимо учесть набор прочности бетона, количество этапов, необходимых для проведения моделирования строительства тоннеля, увеличится, а параметр  $K_0$  будет уникальным для каждого из этапов. Приведенный подход к моделированию строительства тоннеля в плоско-деформационной постановке позволяет получить усилия, которые формируются в обделке, с учетом отставания установки обделки от забоя. Важно, что такой упрощенный подход позволяет корректно прогнозировать смещения контура тоннеля, а также осадку земной поверхности.

- **Метод опорного ядра** (рисунок 2.27г). При сложной конфигурации выработки метод снятия напряжений с контура тоннеля является трудоемким. В этом случае рациональным является применение метода опорного ядра. В данном методе моделирование делится последовательно на несколько этапов. На первом этапе задается начальное напряженное состояние, а свойства материала рассматриваемой модели одинаковы. На втором этапе жесткость опорного ядра (участок модели,

заклученной внутри контура тоннеля) уменьшается (снижается модуль общей деформации породного массива и коэффициент поперечной деформации), при этом напряжения элементов, формирующих опорное ядро, обнуляются. Произведение начального значения модуля деформации породы  $E_0$  на параметр  $\beta$  позволяет получить редуцированную жесткость опорного ядра. Параметр  $\beta$  можно определить следующим образом. Необходимо рассмотреть ряд плоско-деформационных

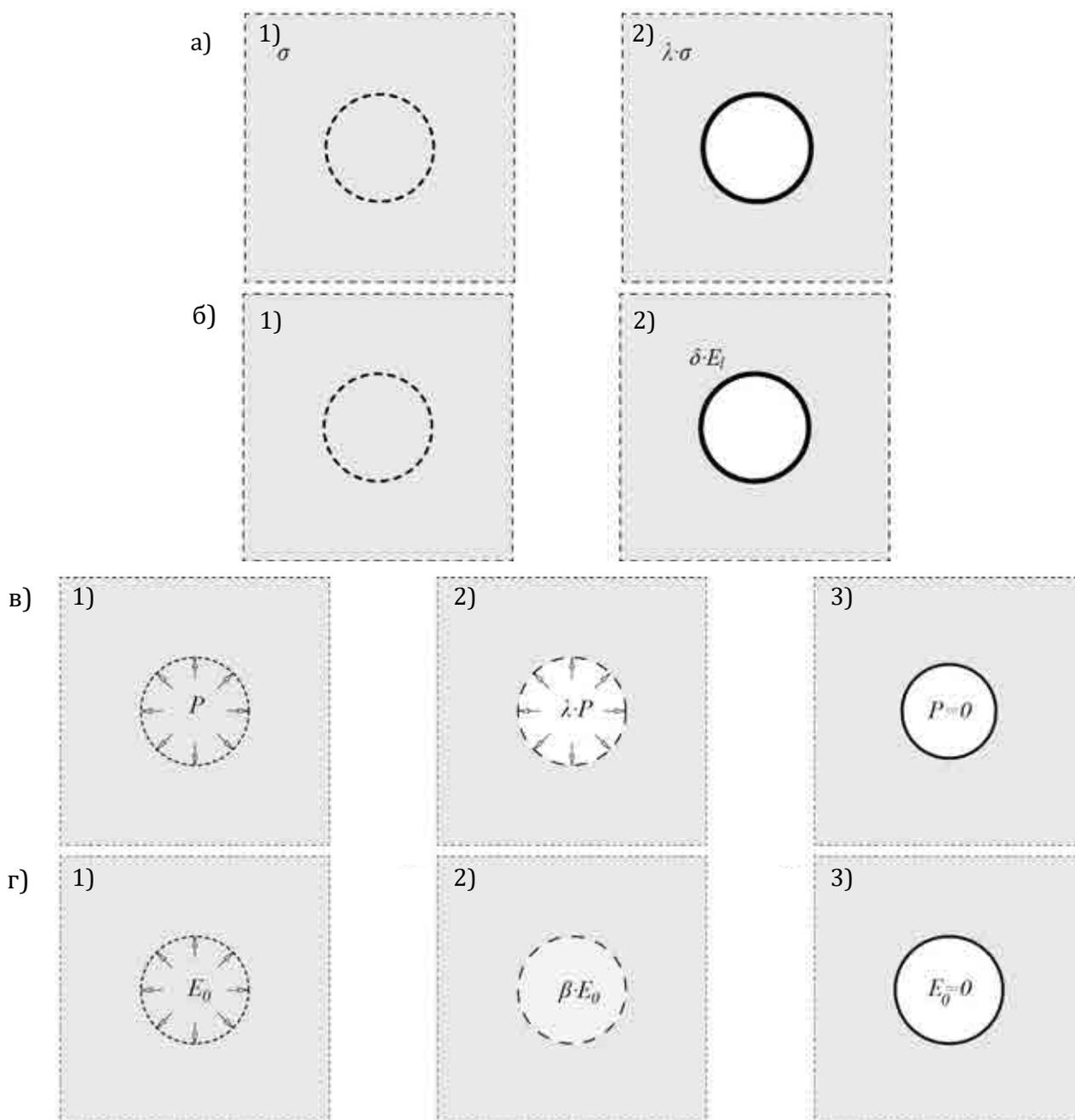


Рисунок 2.27 – Методы моделирования отставания установки от лба забоя: а – метод редуцированных напряжений породного массива; б – метод пониженной жесткости обделки; в – метод снятия напряжений с контура тоннеля; г – метод опорного ядра

моделей. Деформационные свойства опорного ядра задаются через  $\beta \cdot E_0$ , где  $\beta$  изменяется от 0 до 1. Полученные смещения в заданной точке (например, своде выработки) фиксируют и затем строят зависимость радиальных смещений на контуре тоннеля от модуля деформации опорного ядра. Задаваясь отставанием установки обделки от забоя, определяем величину радиальных смещений контура тоннеля до ввода обделки в работу.

Подставляя полученную величину смещений в зависимость “радиальные смещения – модуль деформации опорного ядра”, найдем величину модуля деформации опорного ядра, при котором смещения на контуре тоннеля до ввода обделки в работу будут соответствовать заданным. На третьем этапе конечные элементы, которые отвечают за ввод обделки в работу, включаются в работу, а модуль деформации опорного ядра приравнивается 0. Последующее совместное смещение обделки и массива формирует усилия в обделке тоннеля. Данный способ позволяет получить достоверные величины смещения контура выработки, осадки земной поверхности, а также усилий в обделке, если породный массив рассматривается как линейно-деформируемый или упругопластический без формирования значительной зоны пластических деформаций вокруг тоннеля.

*Основные аспекты численного моделирования обделки подземных сооружений.* В большинстве случаев при выполнении численного моделирования строительства тоннеля обделка тоннеля не рассматривается на первых этапах. В то же время работа с элементами может осуществляться только в том случае, если они созданы на этапе формирования начальной конечно-элементной сетки. Поэтому до момента ввода обделки тоннеля в работу жесткость и весовые показатели элементов, характеризующих работу обделки, должны быть исключены из расчета (приравнены к нулевому значению), а деформации этих элементов не должны приводить к формированию напряжений. На этапе ввода обделки в работу жесткость этих элементов добавляется к общей матрице жесткости рассматриваемой модели.

Обделку тоннеля можно представить в виде сплошных элементов или структурных элементов (оболочки, балки). Моделирование обделки тоннеля сплошными элементами позволяет применять различные модели поведения материала для описания ее поведения. Сложные пространственные обделки, например тубинги, практически невозможно корректно описать структурными элементами. Недостатком сплошных элементов является необходимость обеспечить корректное соотношение их поперечных размеров. С учетом того, что диаметр обделки достаточно большой по сравнению с ее толщиной, для обеспечения нормального соотношения размер конечных элементов должен быть достаточно малым.

Толщина структурных элементов является внутренним параметром таких элементов и не зависит от геометрических размеров. Это позволяет значительно уменьшить размерность задачи и повысить качество конечно-элементной сетки в окрестности тоннеля. Еще одним преимуществом структурных элементов является возможность получения усилий (продольная сила, поперечная сила, изгибающий момент, крутящий момент), действующих в сечении обделки в явном виде, так как такая формулировка заложена непосредственно в сам элемент. Определение усилий, действующих в обделке, моделируемой сплошными элементами, также возможно, но потребует дополнительных вычислительных операций.

Другой важный вопрос, который необходимо рассматривать при моделировании сборной обделки, – это связь между различными сегментами. Это накладывает дополнительные требования к конечно-элементной модели. Одним из самых простых способов является рассмотрение каждого сегмента как независимой друг от друга конечно-элементной сетки. При этом необходимо оставить некоторое расстояние между ними, а крайние узлы сетки каждого из сегментов обделки, могут быть связаны конечными элементами со специальной формулировкой граничных условий. Например, смежные узлы сегментов могут быть связаны таким образом, чтобы смещения этих узлов были бы одинаковыми, в то время как степень свободы, отвечающая за вращения, не была бы зафиксирована. Данный подход позволяет передавать только осевые и перерезывающие силы, в то время как изгибающий момент данный специальный элемент не передает от крайнего узла одного сегмента к крайнему узлу другого сегмента. В некоторой степени данный подход является упрощением работы реальной конструкции,

так как на практике некоторая часть изгибающего момента от одного сегмента к другому все же передается. Схожий подход может быть использован и для моделирования обделки сплошными элементами, где срединные узлы, расположенные на торце каждого из сегментов, связаны друг с другом и могут передавать только осевую нагрузку. Недостатком такого подхода является то, что если окружающий массив не рассматривается как упругий, что чаще всего и происходит при решении задач геомеханики, смежные элементы, принадлежащие массиву, при разрушении теряют несущую способность, а так как минимум один из них расположен на участке, где нет элемента обделки, он лишится поддержки от них в радиальном направлении и будет выдавлен между сегментами обделки. Это приведет к численной нестабильности решения и не даст возможность промоделировать весь рассматриваемый процесс до конца. Такая проблема возникает при моделировании обделки балочными и сплошными элементами. Моделирование связи между отдельными сегментами обделки может осуществляться с применением специального элемента, который позволяет воспринимать усилие от массива в радиальном направлении, но при этом для самого такого элемента должна быть разработана специальная модель материала, которая при достижения некоторого предельного значения напряжения на контакте между сегментами перестанет передавать изгибающий момент от одного из них к другому.

Хотя вышеприведенная проблема с некоторым допущением может быть решена в двухмерной постановке, для более общего описания работы обделки (учет геометрических особенностей, реальной взаимосвязи между сегментами, несимметричного расположения элементов обделки вдоль продольной оси тоннеля) необходимо использовать другой подход. Наиболее полно работу обделки можно описать с помощью объемных конечных элементов. Данный подход позволяет учесть геометрические особенности обделки, а также особенности взаимосвязи между отдельными сегментами сборной обделки или изменение ее формы в продольном направлении (обделка типа “скошенная восьмерка” или “клиновидная”). Последовательность задания модели взаимодействия обделки с массивом следующая: 1) построение геометрической модели массива и кольца (нескольких колец) массива; 2) задание свойств материалов обделки и массива. В данном случае модель материала обделки может быть сколь угодно сложной, с учетом нелинейно-упругой работы материала, пластического течения как с изотропным, так и кинематическим упрочнением, трещинообразованием, разупрочнением, разрушением и т.д.; 3) построение по готовой геометрической модели конечно-элементной модели с заданием каждой из них присущих физико-механических свойств; 4) задание граничных условий; 5) задание контактного взаимодействия.

На последнем пункте можно остановиться поподробнее. Так как объемная конечная элементная модель позволяет без значительных упрощений представить все геометрические особенности элемента обделки и всего кольца обделки, нет необходимости упрощенно подходить к взаимодействию между отдельными элементами. Так, контактное взаимодействие между отдельными секциями позволяет полностью передавать всевозможные усилия, в частности изгибающий момент, при этом значения этих усилий не определяются заранее, а задаются в процессе решения, что говорит о более строгом решении задачи. При наличии поперечных и продольных связей между отдельными элементами (болтовые соединения в тубинговой крепи) появляется возможность в явном виде учесть эти конструктивные элементы. И хотя в общем случае их наличие не всегда значительно сказывается на работе всей обделки, данный подход позволяет оценить напряженное состояние непосредственно в болтовых соединениях. Характер передачи усилий от одного элемента к другому зависит от площади контакта между ними, что, в свою очередь, ведет к перераспределению усилий в элементах обделки. Даже применение специальных элементов не позволяет произвести такой расчет без значительных допущений. Более детально эти вопросы рассмотрены в работах [64, 65, 66].

## 2.7 Пример развития геомеханических процессов при строительстве подземного сооружения в городской черте

Прогноз геомеханических процессов в окрестности подземных сооружений и деформаций земной поверхности, выполненный на основании численного моделирования, представленного автором работы, проводился на примере строительства транспортного тоннеля в условиях плотной городской застройки, трасса которого проходит через исторический центр г. Барселона [166, 167]. Рассмотрен участок строительства тоннеля рядом с собором Саграда Фамилия. Разработка численной модели выполнялась с учетом рекомендаций, представленных в разделах 2.2–2.6.

Строительство подземных сооружений в городской черте сопряжено со значительными рисками, которые должны быть минимизированы на этапе проектирования и последующей проходки тоннеля. Трасса железнодорожного тоннеля на участке Sants – La Sagrera (г. Барселона) была проложена таким образом, что он проходил рядом с объектом исторического наследия, собором Саграда Фамилия. Сооружения являются памятниками исторического наследия и находятся под охраной ЮНЕСКО, что накладывало особую ответственность на каждом из этапов проектирования и строительства тоннеля подземной скоростной железной дороги.

Собор Саграда Фамилия опирается на свайно-ростверковый фундамент. Средняя глубина заложения свай 20–25 м. Трасса тоннеля проходила в непосредственном примыкании к собору Саграда Фамилия. Расстояние от фасада до продольной оси тоннеля менее 10 м. Средняя глубина заложения тоннеля от поверхности земли до его центра 30 м. Строительство тоннеля осуществлялось с применением щитового комплекса с грунтопригрузом забоя. Внешний диаметр тоннеля 11.47 м, а внутренний диаметр по обделке 10.4 м. Толщина обделки тоннеля 0.38 м. Оболочка щита конической формы, что облегчает перемещение щитового комплекса. Уменьшение деформаций в окрестности тоннеля и оседания земной поверхности обеспечивалось за счет передачи давления, создаваемого смесью бентонитового раствора и породы на забой тоннеля, в радиальном направлении за оболочку щита. Обделка тоннеля устанавливалась в хвостовой части тоннеля. В пространство между обделкой и массивом под высоким давлением подавался быстротвердеющий тампонажный раствор. Таким образом, принятые технологические мероприятия позволяли в значительной степени снизить развитие смещений контура тоннеля на всех этапах его строительства, что благоприятно сказалось и на деформациях поверхности земли.

Для улучшения условий эксплуатации обделки тоннеля и снижения негативного воздействия на собор Саграда Фамилия, вызванного строительством тоннеля, проект предусматривал возведение стены из буронабивных свай. Глубина заложения свай составляет 40 м, диаметр свай 1 м, а расстояние между ними 1.4 м (рисунок 2.28). Физико-механические свойства пород, представленные инженерно-геологической организацией, сведены в таблицу (таблица 2.9). Таким образом, рассмотренный объект представляет классический вариант взаимодействия между подземным сооружением и объектом городской застройки.

Численное моделирование выполнялось в пространственной постановке. По границам конечно-элементной модели перемещения закреплялись в перпендикулярном им направлении. Граница модели, которая отвечает за поверхность земли, могла свободно деформироваться. Целью моделирования являлось получение мульды оседания земной поверхности на протяженном участке тоннеля, находящегося вне зоны влияния других сооружений (стена из буронабивных свай, наземные сооружения). Объемная конечно-элементная модель (рисунок 2.29) позволила выполнить прогноз напряженно-деформированного состояния породного массива при проходке тоннеля в непосредственной близости от собора Саграда Фамилия, а также учесть наличие стены из

бурунабивных свай и дополнительного поля напряжений в породном массиве, вызванного весом собора.

Можно выделить следующие этапы выполнения численного моделирования: 1) задание начального напряженного состояния породного массива; 2) устройство и первичное нагружение фундамента под собор Саграда Фамилия (величины нагрузок приняты согласно данным фирмы Intecsa-Inarsa); 3) строительство тоннеля с возведением постоянной обделки из железобетонных блоков; 4) передача полной нагрузки на фундамент собора.

Для расчета было принято, что начальное напряженное состояние массива распределяется согласно гравитационному закону. Коэффициент бокового давления  $K_0$  варьировался от 0.5 до 1.0, что позволило оценить влияние начального напряженного состояния на осадку земной поверхности, а также выявить “истинное” значение коэффициента бокового распора. Наилучшее согласие с результатами натурных замеров было получено при значении коэффициента бокового распора  $K_0$ , равного 0.6.

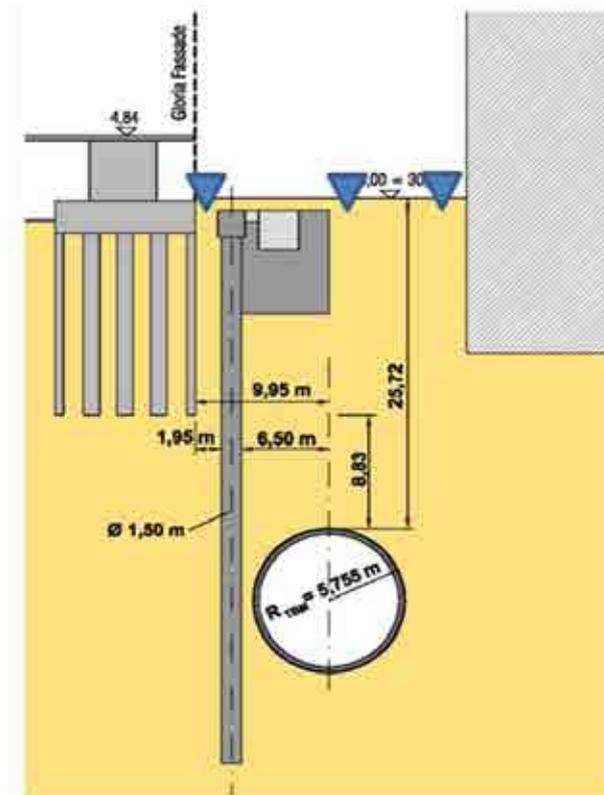


Рисунок 2.28 – Схема расположения железнодорожного тоннеля относительно собора Саграда Фамилия и других инженерных сооружений

Таблица 2.9 – Физико-механические свойства пород по трассе железнодорожного тоннеля.

Тип породы	Описание	Объемный вес, кН/м <sup>3</sup>	Угол внутреннего трения $\varphi$ , °	Сцепление $c$ , кПа	Модуль деформации $E_0$ , МПа	Коэффициент поперечной деформации $\nu$
Техногенные отложения	-	17.0	25	0	10	0.3
Четвертичные отложения	Коричневая глина	17.2	29	5	50	0.35
	Песчаный ил	17.0	29	3	40	0.3
	Заиленный песок	17.8	34	1	30	0.3
	Гравий	18.3	35	0	45	0.3
Третичные отложения	Песок	17.0	32	1	45	0.3
	Глина	17.25	29	6	50	0.3

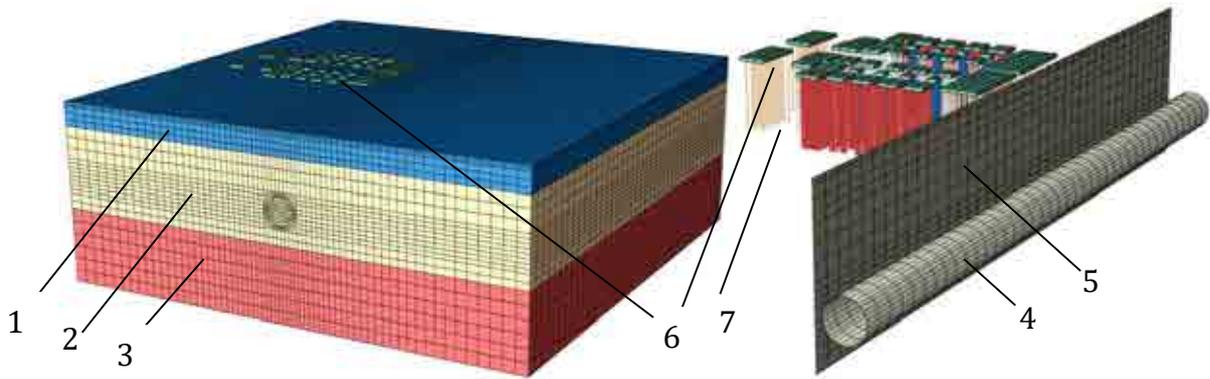


Рисунок 2.29 – Объемная конечно-элементная модель породного массива и инженерных сооружений: 1 – четвертичные отложения Q-1; 2 – третичные грунты Т-2 или Т3; 3 – коренные породы; 4 – обделка тоннеля; 5 – стена из буронабивных свай; 6 – фундамент собора Саграда Фамилия; 7 – сваи

Строительство тоннеля осуществлялось в породах, сложенных глинами с прослойками песка. Достаточно сложно выделить преобладание одной породы над другой, так как по трассе тоннеля соотношение песка к глине постоянно меняется. Рассмотрены два варианта: когда породой, через которую проходит щитовой комплекс, является песок, и когда породой является глина. Такой подход позволяет определить диапазон изменения величины осадки земной поверхности в зависимости от инженерно-геологических условий. В качестве модели, описывающей породную среду, рассматривалась упругопластическая модель с упрочнением.

Параметры модели среды (таблица 2.10) подбирались по результатам трехосных и компрессионных испытаний. Получено хорошее согласие численного моделирования поведения породы с результатами лабораторных испытаниями (рисунок 2.30, рисунок 2.31).

Таблица 2.10 – Параметры упругопластической модели с упрочнением для различных пород

Тип породы	$E$ , МПа	$\nu$	$\lambda$	$k$	$\rho_s$ , т/м <sup>3</sup>	$\rho_d$ , т/м <sup>3</sup>	$e_0$	$d$ , кПа	$\beta$	$R$	$\alpha$	$K$
Глина и гравий – Q1	-	0.44	0.008	0.08	2.13	1.85	0.503	186	22	0.35	0	0.795
Заиленный песок – Т2	-	0.3	0.003	0.026	2.06	1.74	0.525	42	55.9	0.3	0	0.778
Глина – Т3	25	0.4	0.015	0.1	2.08	-	0.585	390	33	0.25	0.05	0.795

Примечание:  $d$  – сцепление в плоскости q-p;  $\beta$  – угол внутреннего трения в плоскости q-p;  $E$  – модуль упругости;  $\nu$  – коэффициент Пуассона;  $\rho_s$  – плотность насыщенного породы;  $\rho_d$  – плотность породы в сухом состоянии;  $R$  – эксцентриситет шатровой поверхности пластического течения;  $\alpha$  – параметр переходной поверхности;  $K$  – параметр, определяющий форму поверхности пластического течения;  $\lambda$  – логарифмический модуль объемного сжатия;  $k$  – пластический модуль объемного сжатия.

Для того чтобы смещения контура тоннеля были равны нулю, величина давления на забое и контуре должна быть равна начальному напряженному состоянию массива. Но необходимо отметить, что на практике такое условие редко соблюдается. Для получения реальной величины грунтопригруза, действующего на контур и забой тоннеля, был разработан ряд двухмерных моделей в плоско-деформационной постановке, величина давления грунтопригруза в которых менялась от начального напряженного состояния породного массива до нуля ( $p/\sigma$ ).

Результаты численного моделирования строительства тоннеля приведены ниже. Из полученных результатов видно (рисунок 2.32а, б), что грунтопригруз и параметр  $K_0$  оказывают значительное воздействие на величину осадки земной поверхности. Хорошее согласие с результатами натурных наблюдений получено при соотношении  $p/\sigma = 0.85$ –

0.95. Если значение  $p/\sigma$  меньше 0.1, то наблюдаются значительные пластические деформации в окрестности тоннеля, что приводит к значительному увеличению осадки земной поверхности. Если тоннель находится в незакрепленном состоянии, то его устойчивость не обеспечивается. Начальное напряженное состояние влияет на максимальную величину

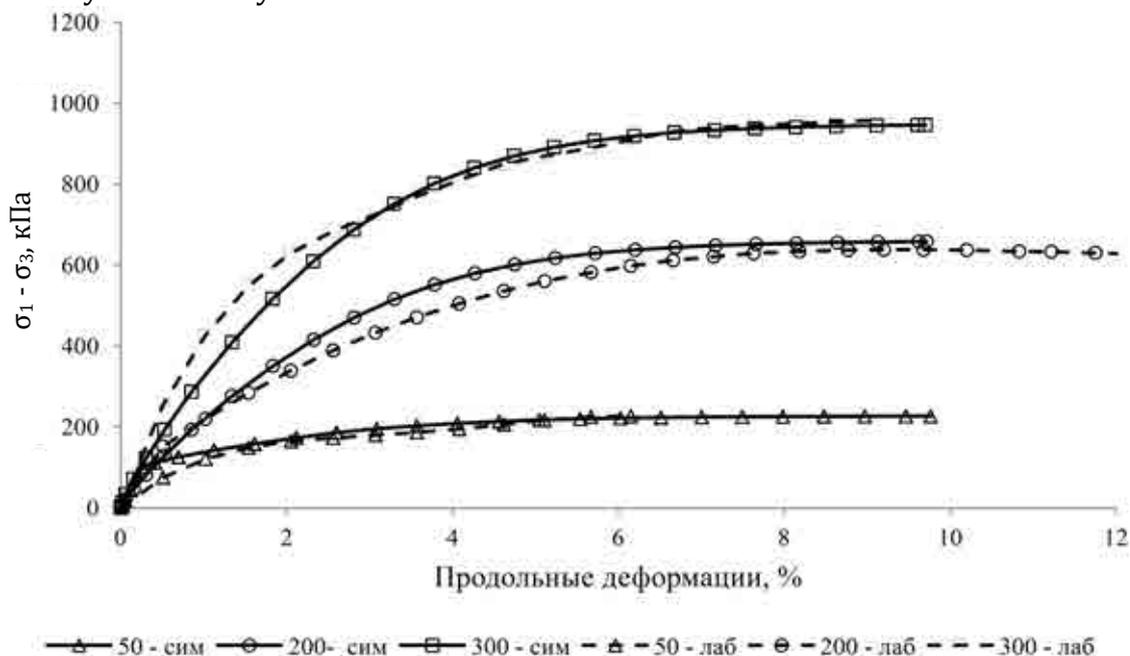


Рисунок 2.30 – Сравнение результатов трехосных испытаний песчаной породы: сим – по результатам численного моделирования; лаб – результаты лабораторных испытаний

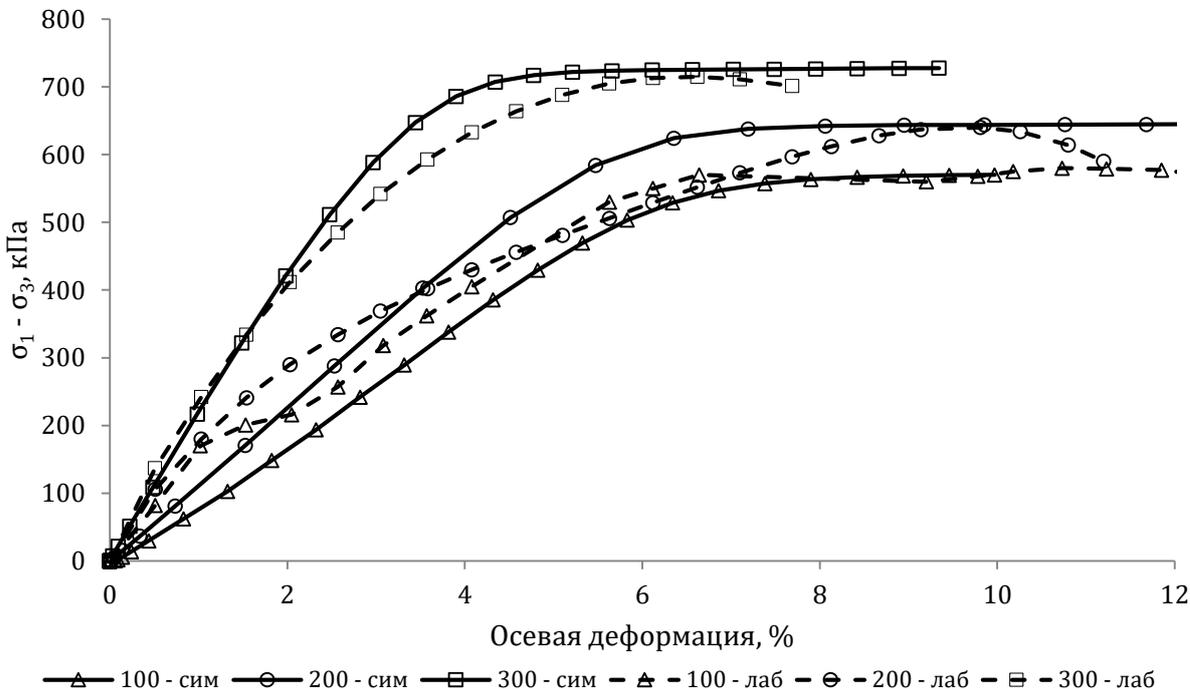


Рисунок 2.31 – Сравнение результатов трехосных испытаний глинистой породы: сим – по результатам численного моделирования; лаб – результаты лабораторных испытаний

осадки над центром тоннеля, а также характер осадки земной поверхности в поперечном и продольном направлениях (рисунок 2.32в). Чем больше значение  $K_0$ , тем меньше величина осадки земной поверхности и тем более пологая муфта оседания. С уменьшением  $K_0$  наблюдается обратная картина. Из полученных диаграмм видно, что инженерно-

геологические условия оказывают влияние на величину смещений земной поверхности. При малых значениях пригруза забоя и контура тоннеля, когда тоннель сооружается в песчаных породах, вокруг него образуется зона пластических деформаций, распространяющаяся вплоть до поверхности земли, что сопровождается резким ростом осадки земной поверхности. В глинистых породах такого не наблюдается. Уменьшение величины пригруза  $p/\sigma$  сопровождается плавным ростом величины осадки земной поверхности. Как видно, если бы щитовой комплекс не был бы оборудован грунтопригрузом, осадка земной поверхности составила бы 18 см при сооружении тоннеля в глинистых породах и 21 см при проведении тоннеля через пески, что значительно больше предельно допустимых значений. Необходимо отметить, что и на расстоянии 11 м от продольной оси тоннеля (расстояние от центра тоннеля до собора Саграда Фамилия) осадки земной поверхности значительно превышают допустимые значения. Если рассмотреть детально участок диаграммы в диапазоне  $p/\sigma$  от 0.7 до 1.0 (рисунок 2.32в), видно, что наблюдается линейное увеличение осадки земной поверхности с уменьшением величины пригруза  $p/\sigma$ , а зон пластических деформаций сдвига не образуется.

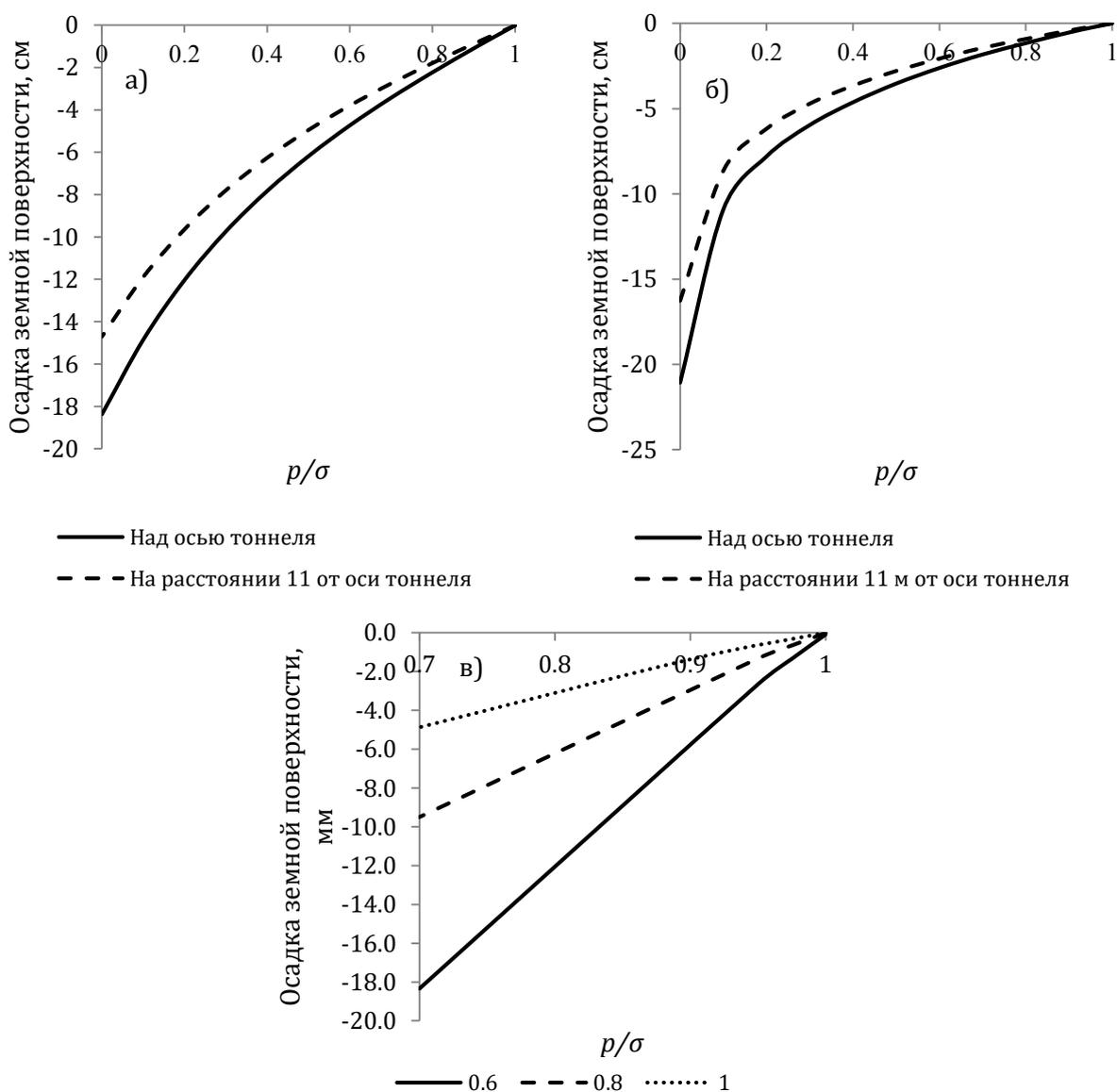


Рисунок 2.32 – Влияние грунтопригруза, создаваемого щитовым комплексом на забой и контур тоннеля, на величину осадки земной поверхности: а – глинистые породы; б – песчаные породы; в – при разных значениях коэффициента бокового давления

Ниже представлены результаты строительства тоннеля под защитой ограждающей стены, выполненной из буронабивных свай (рисунок 2.33а). Осадка земной поверхности нарастает линейно вплоть до значения  $p/\sigma=0.1$ . Последующее уменьшение  $p/\sigma$  приводит к образованию значительных зон пластических деформаций и резкому росту осадки земной поверхности как над продольной осью тоннеля, так и на расстоянии 11 м от оси тоннеля по горизонтали. Из представленной зависимости видно, что применение защитной стены позволяет значительно снизить воздействие строительства тоннеля на окружающие здания и сооружения. Сравнивая величины осадки земной поверхности (рисунок 2.33а), вызванные строительством тоннеля, можно отметить, что осадка земной поверхности при строительстве тоннеля под защитой стены значительно уменьшается (в 3–4 раза) над продольной осью тоннеля по сравнению с вариантом строительства, где защитная стена отсутствует. Осадка земной поверхности за защитной стеной, в случае ее наличия, пренебрежительно мала по сравнению с осадкой земной поверхности, когда защитная стена не установлена. Таким образом, можно отметить, что здания и сооружения, расположенные за защитной стеной, будут испытывать лишь незначительное воздействие, вызванное строительством транспортного тоннеля.

Интересным представляется оценить влияние граничных условий по контакту “ограждающая стена – породный массив”. Контактное взаимодействие между ограждающей стеной и массивом задавалось через специальные контактные условия, параметром которых являлся коэффициент трения между двумя рассматриваемыми материалами. Ниже на диаграмме (рисунок 2.33б) представлены зависимости осадки земной поверхности от параметра  $p/\sigma$  и величины коэффициента трения. Рассмотрены два крайних значения коэффициента трения, равного 0 (проскальзывание без трения) и равного 1 (жесткая связь). Осадка земной поверхности, при значениях коэффициента трения от 0 до 1, находится в зонах, ограниченных рассматриваемыми зависимостями. Из диаграммы видно, что осадка земной поверхности над продольной осью тоннеля при возможности проскальзывания без трения ограждающей стены относительно породного массива значительно выше, чем если между рассматриваемыми элементами системы “ограждающая стена – породный массив” установлена жесткая связь. Осадка земной поверхности за ограждающей стеной в меньшей степени подвержена влиянию контактного условия между ограждающей стеной и породным массивом. Но, как видно из

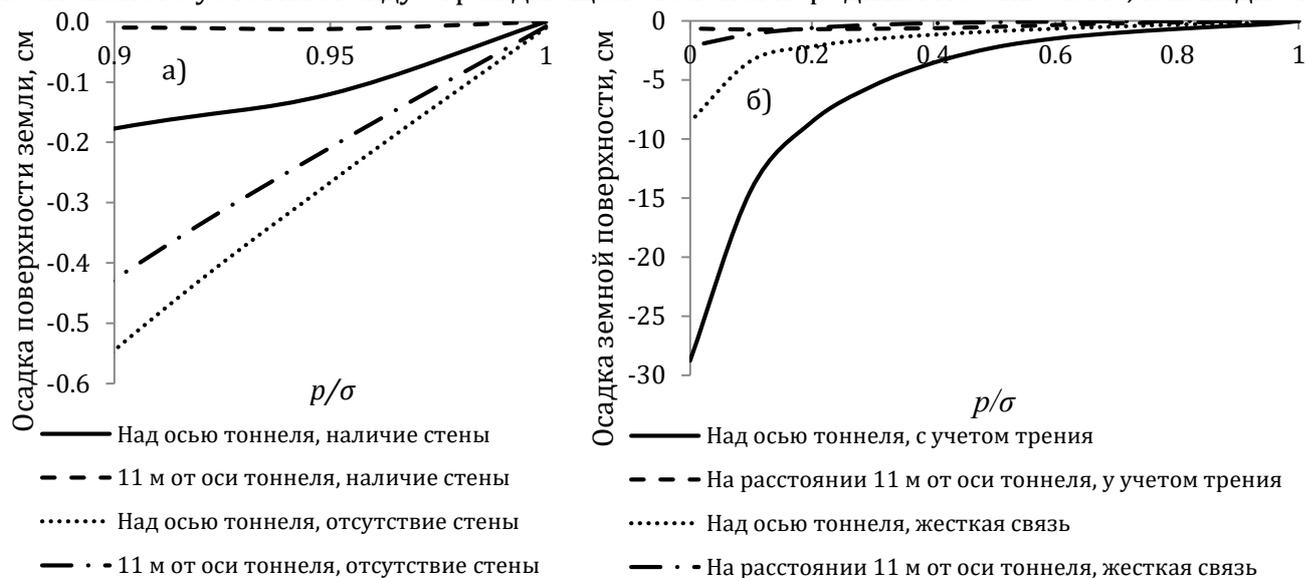


Рисунок 2.33 – Сравнение величин осадки земной поверхности над осью тоннеля, проводимого под защитой ограждающей стены и без защиты ограждающей стены (песчаные породы) (а) и влияние коэффициента трения на контакте “стена – породный массив” на величину осадки земной поверхности (б)

диаграммы, значение осадки земной поверхности на расстоянии 11 м от продольной оси тоннеля меньше при жестком контакте. Хотя рассмотренные условия контактного взаимодействия (жесткий контакт и проскальзывание без трения) не реалистичны, приведенные результаты показывают, насколько важными они являются с точки зрения определения величины осадки земной поверхности, вызванной строительством тоннеля под защитой ограждающей стены.

Рассматривая формирование мульды оседания земной поверхности в продольном направлении, можно отметить, что на участке строительства тоннеля в непосредственной близости от собора величина осадки земной поверхности увеличивается. Данная картина характерна для всех рассмотренных расчетных случаев (рисунок 2.34а, б).

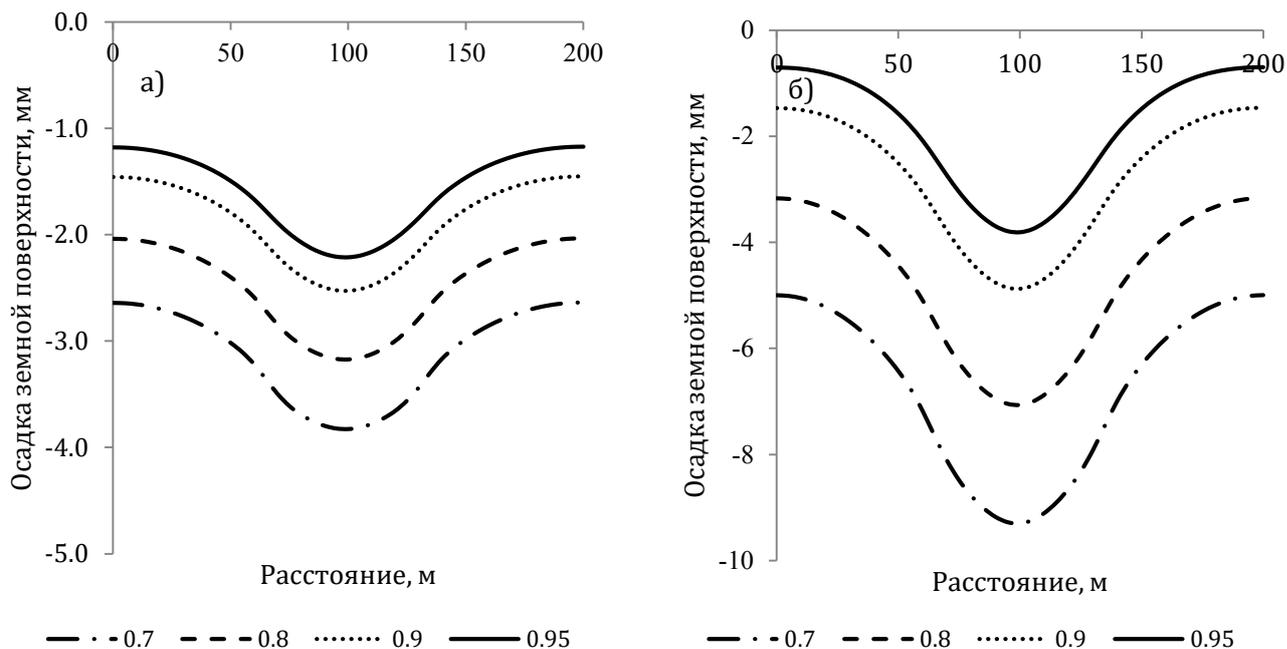


Рисунок 2.34 – Продольный профиль осадки земной поверхности при проведении тоннеля на участке собора Саграда Фамилия (координаты собора 80–120 м; а – стена из буронабивных свай присутствует; б – стена из буронабивных свай отсутствует (0.7, 0.8, 0.9, 0.95 – отношение величины грунтопригруза, создаваемого щитовым комплексом, к величине начального напряженного состояния)

Величина осадки земной поверхности при проведении тоннеля под защитой ограждающей стены из буронабивных свай в непосредственной близости от собора Саграда Фамилия в 3 раза ниже по сравнению с вариантом, когда ограждающая стена не установлена. На участке вне зоны влияния наземных сооружений, величина осадки, вызванная строительством тоннеля под защитой ограждающей стены, в 2 раза ниже по сравнению с вариантом, когда ограждающая стена не установлена.

Ниже приведены зависимости изменения осадки земной поверхности в точках А, Б и В (рисунок 2.35г) в зависимости от величины пригруза, создаваемого щитовым комплексом. Как видно из представленных результатов (рисунок 2.35), при моделировании строительства тоннеля в объемной постановке наблюдаются схожие тенденции по увеличению осадки земной поверхности с уменьшением величины пригруза.

На объемной модели изучено влияние защитной стены из буронабивных свай, расположенной между тоннелем и собором, на характер и величину осадки земной поверхности. Анализируя полученные результаты (рисунок 2.36), можно сделать вывод, что наличие защитной стены уменьшает осадки земной поверхности. При этом получена зависимость изменения осадки земной поверхности от трения свай о породу. Чем ниже трение поверхности свай о породу, тем выше величина осадки. Особенно ярко увеличение

осадки поверхности проявляется со стороны тоннеля. Увеличение смещений со стороны собора проявляется не так заметно. Ниже на диаграмме представлены осадки земной поверхности в поперечном направлении при соотношении  $\sigma/p = 0.7$ . С увеличением давления грунтопригруза положительный эффект от установки защитной стены из буронабивных свай нивелируется. Из представленных зависимостей видно, что наличие защитной ограждающей стены из буронабивных свай приводит к развитию асимметричности мульды оседания земной поверхности. Более пологий характер мульды оседания земной поверхности проявляется со стороны ограждающей стены. Таким образом, создание искусственного ограждения вокруг тоннеля позволяет не только уменьшить осадку земной поверхности, но также уменьшить величину крена сооружений, находящихся в зоне влияния строительства тоннеля.

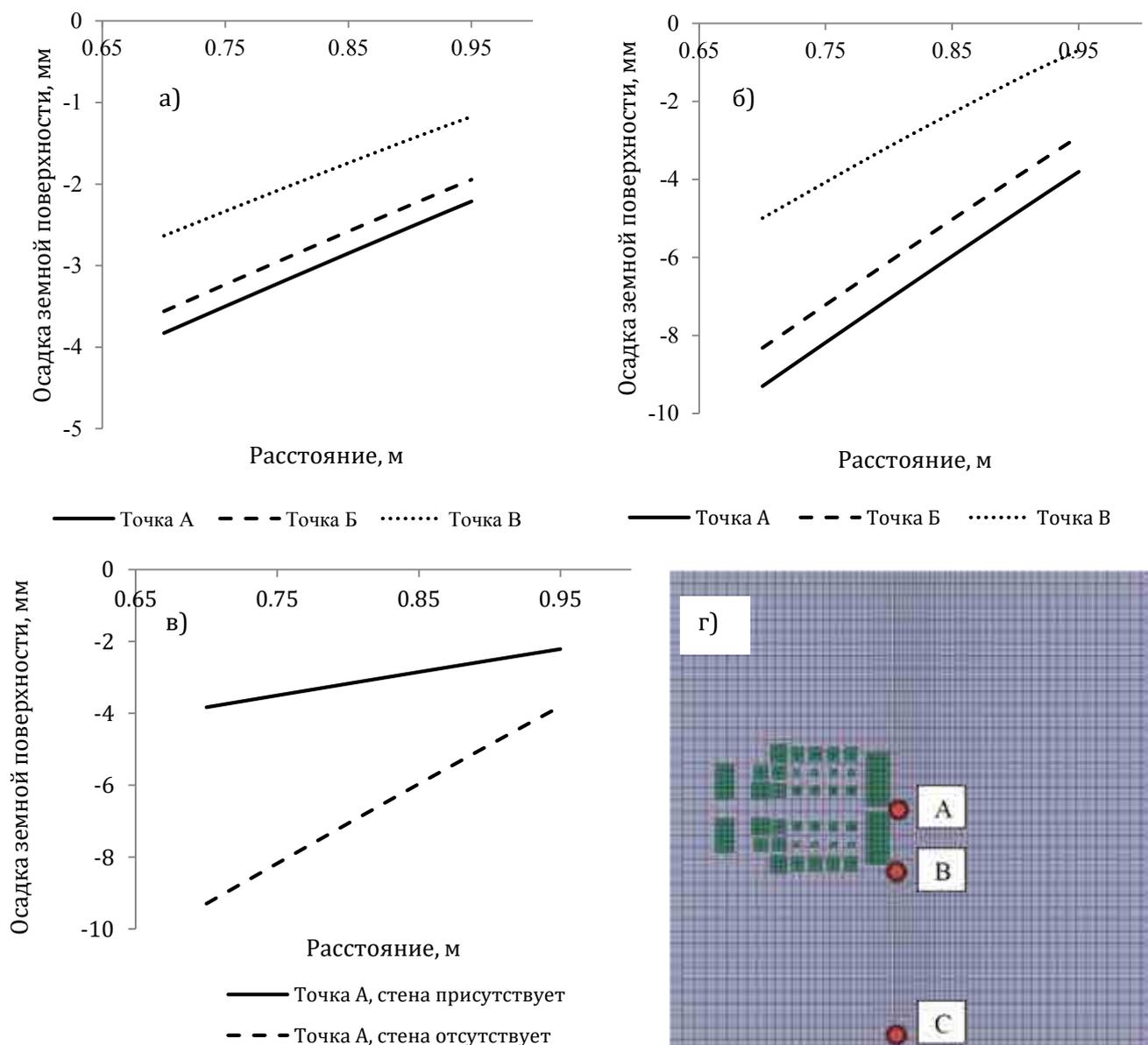


Рисунок 2.35 – Зависимости изменения величин осадок земной поверхности от отношения величины грунтопригруза, создаваемого щитовым комплексом, к величине начального напряженного состояния, полученные в точках А, Б, В: а – стена из буронабивных свай присутствует; б – стена из буронабивных свай отсутствует; в – сравнение величин осадки земной поверхности в точке А для случаев, когда строительство тоннеля осуществляется под защитой стены из буронабивных свай и когда стена не устраивается; г – расположение замерных точек по трассе тоннеля (продольная ось тоннеля)

Результаты геотехнического мониторинга за осадкой земной поверхности, вызванной строительством транспортного тоннеля, сведены в таблицу (таблица 2.11) [155]. Анализ данных геотехнического мониторинга позволил выявить, что величина осадки земной поверхности не превысила 5 мм. Ниже приведены типовые диаграммы осадки земной поверхности по трассе тоннеля в продольном (Рисунок 2.37а) и поперечном направлениях (Рисунок 2.37б).

В заключение можно отметить, что, согласно результатам численного моделирования для рассматриваемых условий строительства тоннеля, получена максимальная осадка земной поверхности над его продольной осью 2.5–4 мм на участке строительства под защитой стены из буронабивных свай и 4–6 мм на протяженном участке строительства тоннеля. Данные значения получены при значении  $K_0 = 0.6$  и величине пригруза 0.9–9.5 от величины начального поля напряжения. Результаты хорошо согласуются с результатами натурных наблюдений (1–5 мм) за осадкой земной поверхности.

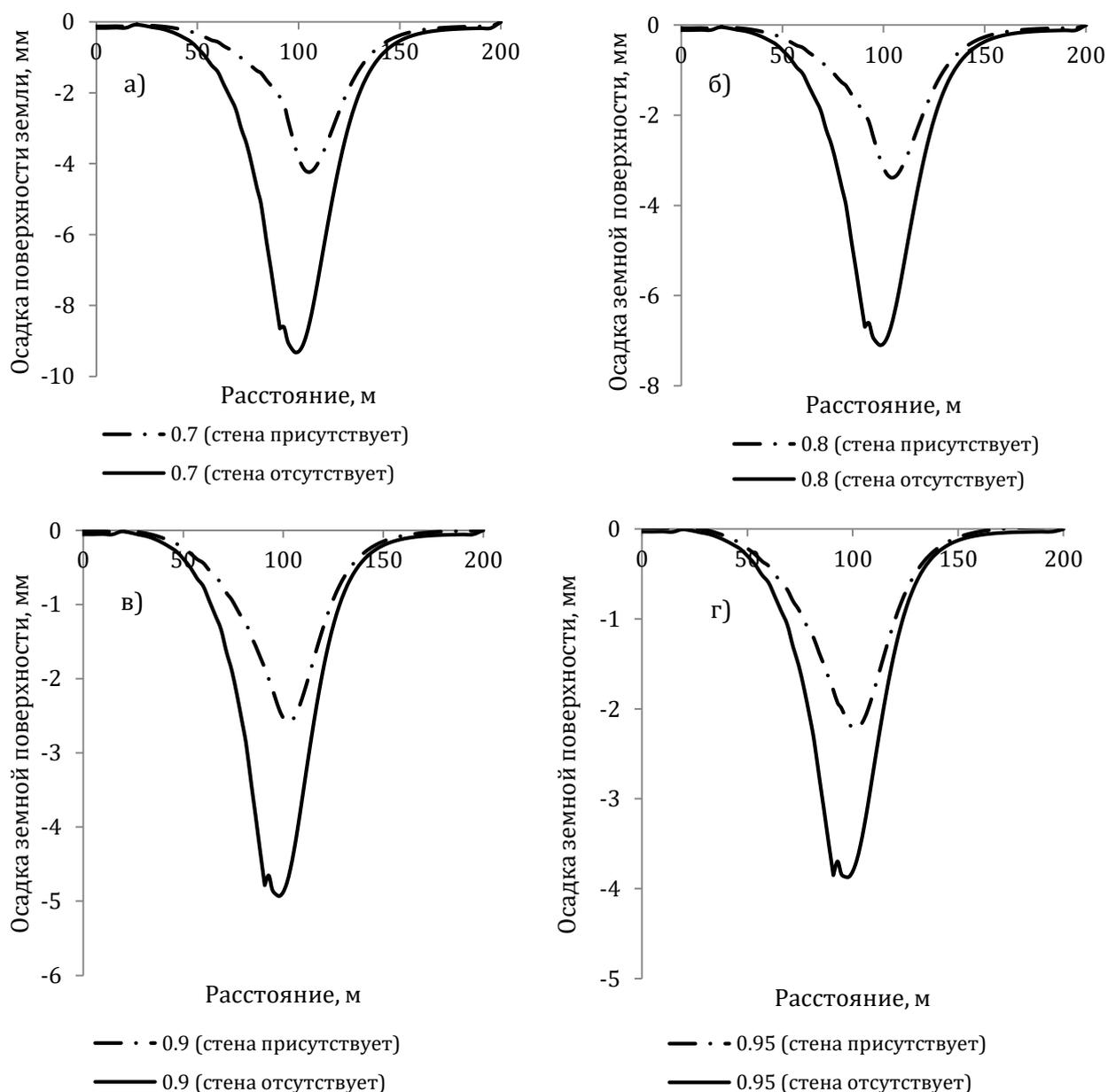


Рисунок 2.36 – Осадка земной поверхности в поперечном направлении: а –  $p/\sigma = 0.7$ ; б –  $p/\sigma = 0.8$ ; в –  $p/\sigma = 0.9$ ; г –  $p/\sigma = 0.95$

Таблица 2.11 – Результаты геотехнического мониторинга за развитием осадок земной поверхности по трассе тоннеля [168]

Тип пород	Осадка земной поверхности, мм				Тампонажный раствор		Усредненное давление грунтопригруза, МПа	Усредненная масса извлеченной породы, т
	Над осью тоннеля		У фасадов здания		Усредненный объем, м <sup>3</sup>	Усредненное давление, МПа		
	Мин	Макс	Мин	Макс				
Глинистые породы	1	4	1	5	12.8	0.28	0.19	378.5
Переходная зона от глинистых пород к песчаным породам	2	3	1	3	13.8	0.29	0.22	388.9
Песчаные породы	0	2	0	2	13.2	0.27	0.23	375.5

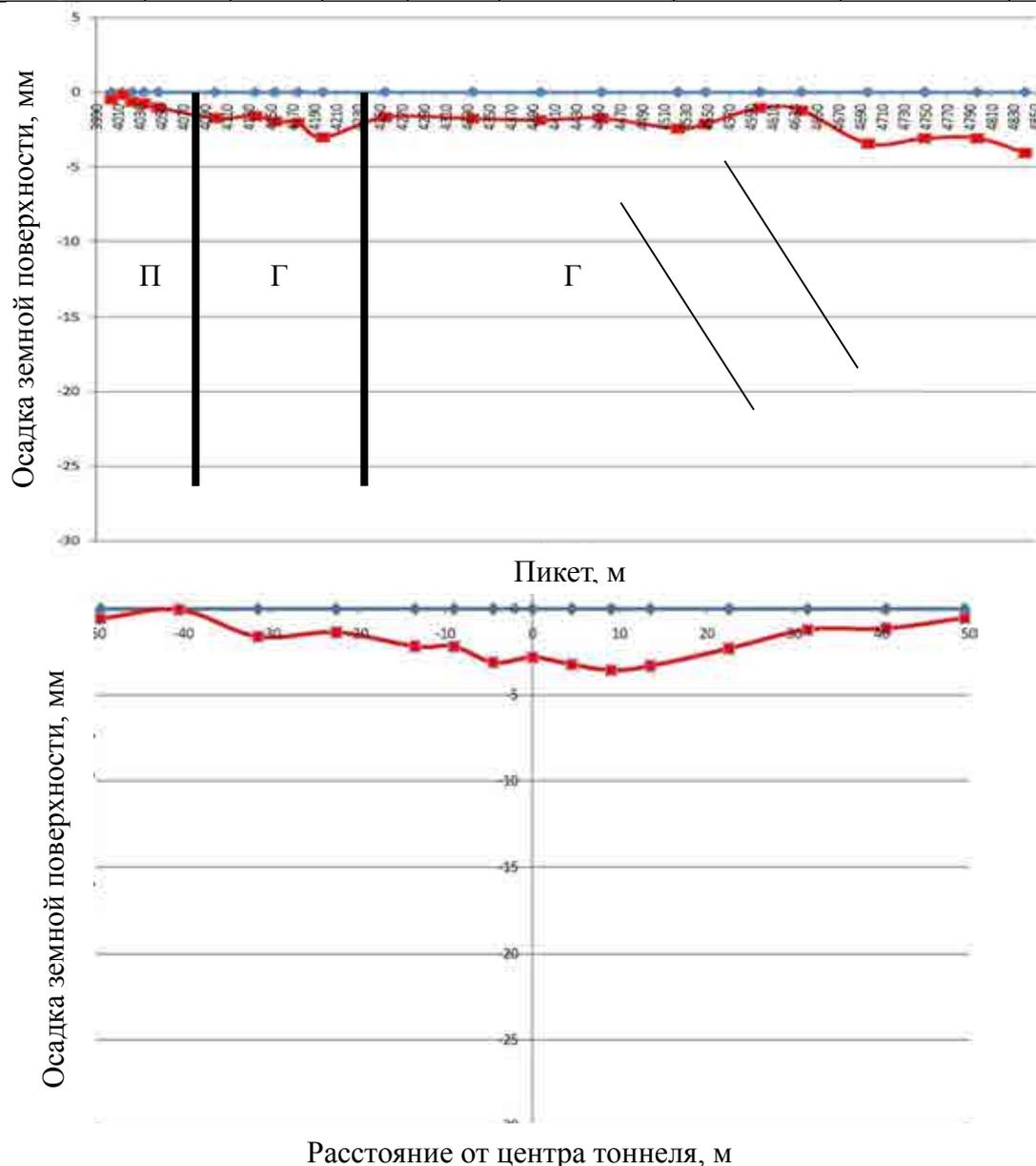


Рисунок 2.37 – Осадка земной поверхности в продольном направлении над осью тоннеля, вызванная его строительством (а), и осадка земной поверхности в поперечном направлении, вызванная строительством тоннеля на участке ПК 4194 (б) [168]: 1 – осадка до строительства тоннеля; 2 – осадка после проведения тоннеля; П – третичные заиленные пески; ПГ – переходная зона между третичными песками и глинами; Г – третичные глины

Представленные результаты верификационного расчета определения осадки земной поверхности, вызванной строительством транспортного тоннеля, а также прогноза усилий в тоннельной обделке, выполненного на основании предложенной методики

расчета, свидетельствуют о хорошей сходимости с результатами натуральных исследований, проведенных на рассматриваемом объекте. Таким образом, разработанная методика может быть предложена для практического использования при прогнозе напряженно-деформированного состояния системы “обделка тоннеля – породный массив – наземные сооружения”.

## 2.8 Заключение по разделу 2

Представленные в разделе исследования позволяют сделать следующие выводы:

- выполненный анализ методов исследования позволил установить, что для решения задач прогноза геомеханических процессов в окрестности подземных сооружений необходимо использовать численные методы анализа (МКЭ, МКР и др.), которые позволяют учесть при выполнении моделирования все основные аспекты, связанные со строительством таких сооружений и их взаимодействием с породным массивом. Несмотря на то, что подземные сооружения допустимо рассматривать в упрощенной постановке (плоско-деформационной или осесимметричной), это накладывает ряд ограничений и условностей при моделировании и практически не применимо для прогноза геомеханических процессов в окрестности подземных сооружений сложной пространственной конфигурации;
- разработанная концепция проведения геомеханического анализа с целью прогноза геомеханических процессов при строительстве подземных сооружений в условиях плотной городской застройки включает в себя три основных элемента (геомеханическая модель поведения среды, начальное поле напряженного состояния, численная модель системы “подземное сооружение – породный массив и методы оценки повреждений зданий и сооружений”, которые взаимосвязаны между собой и должны адаптироваться под конкретные условия строительства подземного сооружения;
- основой достоверного прогноза геомеханических процессов в окрестности подземного сооружения и распространения деформаций от участка их возникновения до земной поверхности является модель деформирования породы. Выбор модели зависит от рассматриваемого типа породы и определяется его фактическим механическим поведением. Основные элементы, которые должна включать в себя модель деформирования породы при прогнозе деформаций земной поверхности, являются элементы нелинейной упругости в диапазоне малых деформаций, анизотропия деформационных свойств и пластическое поведение среды. Пластическое поведение среды может быть описано в рамках теории нелинейно-упругого-идеально-пластического течения для пород высокой степени литификации (см. главу 5), где размер поверхности пластического течения остается неизменным, или в рамках теории пластического течения с упрочнением для пород, которые значительно меняют свой характер механического поведения в зависимости от достигнутой величины деформации. При прогнозе развития геомеханических процессов в окрестности породного обнажения подземного сооружения существенными являются процессы, которые происходят в породе на микроуровне и проявляются в виде формирования отдельных микроповерхностей скольжения на участках мобилизации контактных напряжений между отдельными частицами пород, как в случае со слабыми породами, или в виде микротрещин, рост которых может привести к формированию магистральных трещин и обрушению породной массы в рабочую область подземного сооружения (см. главу 4);
- анализ различных концепций разработки моделей деформирования среды позволил выявить, что для глинистых пород средней и высокой степени литификации, которые характеризуются высокой анизотропией механических

свойств, разработка модели на основании концепции многослойной среды имеет ряд преимуществ, которые заключаются в определении напряжений и деформаций на локальных площадках интегрирования, что позволяет учесть естественную анизотропию механических свойств глинистых пород и в явном виде учесть деформационную анизотропию как результат изменения напряженно-деформированного состояния;

- при прогнозе деформаций земной поверхности на упрощенных моделях требуется заранее знать величину ожидаемого смещения контура породного обнажения, которая обычно выражается через показатель  $GVL$ , эквивалентное давление, действующее на контуре породного обнажения на момент ввода постоянной обделки в работу или величину вынужденных деформаций породного контура;
- влияние деформаций обделки при строительстве одиночного подземного сооружения, представляющего протяженный тоннель, на развитие деформаций земной поверхности весьма ограничено и может не учитываться при решении практических задач. С другой стороны, если рассматриваются два и более подземных сооружения, которые находятся в зоне активного влияния друг на друга, деформация обделки уже построенного подземного сооружения испытывает изменение своей формы в поперечном сечении при строительстве нового подземного сооружения, что приводит и к перераспределению деформаций на земной поверхности. Схожий характер может наблюдаться и при строительстве одиночного подземного сооружения, если окружающий его породный массив не обладает достаточной способностью оказывать сопротивление внедрению в него обделки подземного сооружения, и одновременно жесткость самой обделки не достаточна для сохранения своей формы при действии внешних нагрузок;
- размер и форма мульды оседания земной поверхности определяются многими факторами, из которых наибольшее влияние имеют глубина заложения подземного сооружения, механическое поведение породы на участке строительства подземного сооружения, форма и размер подземного сооружения и принятая технология его строительства. Чем ниже прочность связей между отдельными частицами породы, тем более интенсивно реализуются деформации породного массива непосредственно над подземным сооружением, тем меньше ширина мульды оседания и больше ее радиус кривизны. Повышение прочности цементационных связей благоприятно сказывается на деформациях поверхности земли, мульда оседания выполаживается, а величина абсолютных осадок снижается;
- анализ различных элементов численной модели позволил установить их влияние на результаты численного моделирования прогноза развития геомеханических процессов в окрестности подземного сооружения. Так, наиболее существенными являются следующие элементы численной модели: принятый метод численного интегрирования и метод решения нелинейных уравнений; модель деформирования породы; граничные условия и размеры модели; достоверность представления конструкций инженерных сооружений; моделирование взаимодействия между элементами подземного сооружения и породного массива; идеализация учета последовательности разработки породного массива и момента ввода несущих конструкций подземного сооружения в работу;
- представленный пример расчета сложного взаимодействия подземного сооружения с объектом исторической застройки, расположенным на поверхности земли, позволил установить эффективность применения численных методов анализа и, в частности, метода конечных элементов для прогноза геомеханических процессов в окрестности подземного сооружения и деформаций земной поверхности. Выполненный численный анализ позволил установить влияние различных факторов на развитие деформаций земной поверхности;

- существующие подходы к прогнозу деформаций земной поверхности, когда прогноз деформаций породного массива и прогноз деформаций земной поверхности выполняются в рамках единой модели, не всегда возможно применить для подземных сооружений сложной пространственной конфигурации, так как продолжительность таких расчетов выходит за рамки разумного временного периода и они должны переосмыслены. В главе 7 настоящей работы предложен новый подход к прогнозу деформаций земной поверхности, основанный на разделении модели на элементы.

## Раздел 3. Исследование механического поведения твердых аргилитоподобных глинистых пород

### 3.1 Общие положения

При проектировании подземных сооружений, в частности объектов метрополитена, одной из важнейших задач является комплексное геомеханическое обоснование строительства подземных сооружений в заданных инженерно-геологических условиях. В частности, должны быть решены следующие задачи: расчет напряженно-деформированного состояния несущих конструкций подземных сооружений, прогноз устойчивости лба забоя тоннеля и выбор, при необходимости, его опережающего крепления, обоснование принятой технологии строительства подземного сооружения, прогноз деформаций земной поверхности при строительстве подземных сооружений и др. Достоверный прогноз геомеханических процессов, вызванных ведением строительных работ, основан на представлении о инженерно-геологических и гидрогеологических условиях строительства, о механическом поведении породного массива и пород, а также принятой последовательности ведения проходческих работ, момента ввода обделки в работу и т.д. Очевидно и то, что требования к детальности изучения данных процессов зависят от инструментария, который есть в наличии у инженера или исследователя. Если, например, в качестве инструментария для прогноза нагрузок, действующих на обделку подземного сооружения, использовать хорошо себя зарекомендовавший на практике метод Протодяконова (формирование зоны вывала пород) и его развитие, то для выполнения расчетов можно воспользоваться базовыми показателями, которые определяются на основании стандартных инженерно-геологических изысканий, а технология строительства в целом не учитывается. В то же время данный метод имеет и ряд ограничений, которые могут быть преодолены использованием более прогрессивных методов (методы математического моделирования) прогноза геомеханических процессов, которые успешно внедряются/внедрены в практику расчетов и проектирования подземных сооружений. Однако сами по себе математические методы моделирования геомеханических процессов в одиночку не способны привести к правильному решению поставленных перед инженером задач, и одной из которых является выбор математических моделей поведения породного массива/породы и обоснование их параметров. Выбор математической модели и ее параметров зависит от рассматриваемой горной породы и особенностей ее механического поведения.

Работа посвящена вопросам изучения развития геомеханических процессов в слоистых породных массивах, ярким примером которых являются протерозойские глины, являющиеся твердыми аргилитоподобными глинистыми породами. Протерозойские глины относятся к материалам, которые по характеру механической работы находятся между грунтами и горными породами, и многие аспекты их механического поведения до сих пор не изучены. С учетом тенденций последних лет, направленных на повышение требований промышленной безопасности в области оценки воздействия строительства подземных сооружений на расположенные на земной поверхности здания, сооружения и объекты инфраструктуры, повышенное внимание должно быть уделено изучению особенностей деформирования протерозойских глин в широком диапазоне их деформирования от сверхмалых деформаций ( $1 \cdot 10^{-6}$ ) до больших ( $1 \cdot 10^{-1}$ ) [169], что характерно для деформирования породного массива в окрестности подземных сооружений и позволяет повысить достоверность прогноза деформаций земной поверхности. Здесь в первую очередь необходимо изучить вопросы влияния различных факторов на особенности деформирования протерозойских глин, оценить их прочность, а также влияние напряженного состояния на ее деформационные свойства. Другим важным аспектом, который необходимо учитывать при рассмотрении слоистых сред является их

структура, которая оказывает значительное влияние на их механическое поведение, формируя так называемую анизотропию прочностных и деформационных свойств.

Рассматриваемый раздел состоит из подразделов, в которых представлен краткий анализ особенностей формирования глинистых пород средней степени литификации, проведен анализ механического поведения протерозойской глины и обобщены результаты лабораторных исследований, выполненных автором работы или проводимых за время написания диссертационной работы в лабораториях механики грунтов и механики горных пород Санкт-Петербургского горного университета. В заключении будет представлено физическое обоснование моделей глинистых пород средней степени литификации.

### **3.2 Особенности формирования глинистых пород средней степени литификации**

Согласно работе В.Н. Соколова [157] глины – наиболее распространенные горные породы, относящиеся к сложным природным минеральным системам. Они характеризуются чрезвычайно высокой дисперсностью минеральных частиц и специфическим поведением по отношению к воде.

Выделяют три стадии литификации глинистых пород (рисунок 3.1, таблица 3.1), которые оказывают существенное влияние на формирование микроструктуры глинистых пород [170-172]. Формирование микроструктуры глинистой породы на стадии раннего диагенеза (преобразования) осадка сначала обусловлено процессами уплотнения и дегидратации. При этом глинистая порода остается типичной коагуляционной дисперсной системой, а ее микроструктура полностью наследует микроструктуру осадка, сформированного во время его накопления. В дальнейшем основным фактором преобразования микроструктуры глинистых пород при диагенезе становится гравитационное уплотнение, прогрессивно возрастающее с глубиной погружения осадка. Процесс гравитационного уплотнения глинистых осадков сопровождается уменьшением влажности, повышением плотности и прочности, а также коренным изменением размера и формы структурных элементов, ориентации структурных элементов и типа структурных связей между частицами. При катагенезе происходят различные преобразования пород: изменение минерального состава, перекристаллизация, цементация и другие процессы, однако только уплотнение, сопровождающееся дегидратацией, имеет четко выраженную закономерность.

В результате литификации глинистых пород формируется плотная по своему сложению порода, механическое поведение которой преимущественно зависит от прочности цементационных связей и трения между глинистыми агрегатами. В результате таких преобразований глинистые породы приобретают свойства твердых тел. Для них характерны упругая деформация вплоть до хрупкого разрушения, небольшая пористость (10–35%), низкая сжимаемость, высокая прочность на сжатие 2–30 МПа, а также высокая анизотропия прочностных и деформационных свойств. Продолжение литификации глинистых пород приводит к формированию аргиллитоподобных глин со следами сланцеватости. Естественная влажность их не превышает 5%, плотность скелета 2.35 т/м<sup>3</sup>, пористость 15%, то есть они достигли весьма высокой степени литификации и превратились в типичную полускальную породу.

Примером глинистых пород средней степени литификации могут служить верхнепротерозойско-кембрийские глины, широко распространенные в северо-западной части Русской платформы.

Одним из результатов литификации глинистых пород является формирование анизотропии механических свойств пород. Анизотропией в общем случае называют

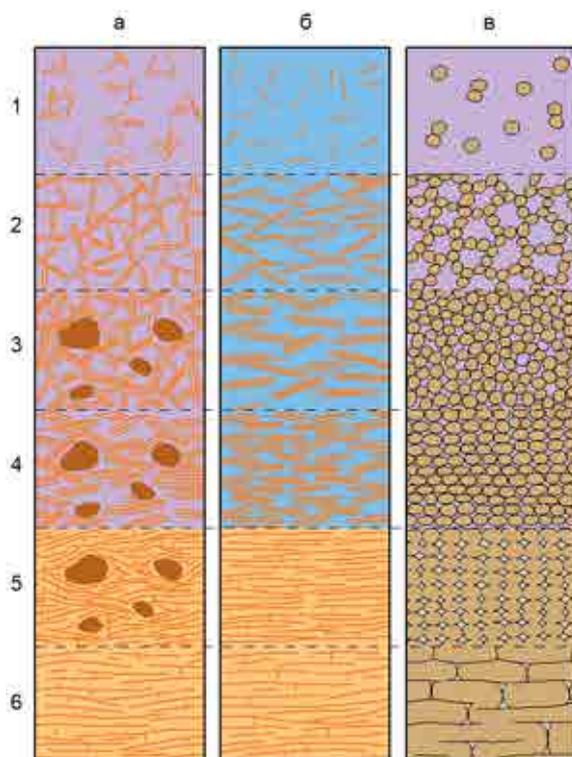


Рисунок 3.1 – Схема трансформации микроструктуры глинистых пород при прогрессивном литогенезе [172]: а – соленой бассейн, преобразование глинистого вещества; б – пресноводный бассейн, преобразование глинистого вещества; в – соленой бассейн, преобразование пылеватого вещества; 1 – агрегация и осаждение глинистых частиц; 2 – микроструктура современного осадка на стадии осадконакопления; 3, 4 – микроструктура на стадии раннего, среднего и позднего диагенеза; 5 – микроструктура при катагенезе; 6 – микроструктура при метагенезе

зависимость свойств среды от направления. Анизотропия является важной характеристикой пород. Понимание о работе анизотропных сред позволяет значительно повысить достоверность прогноза различных геомеханических процессов, имеющих место в окрестности подземных сооружений. Для глинистых пород анизотропия механических свойств в основном связана с их структурой.

Таблица 3.1 – Стадии литификации глинистых пород [172]

Стадии литификации	Степень литификации	Тип породы		Глубина формирования от поверхности земли
		Генетический	Литологический	
Диагенез	Предельно малая	Осадочная порода	Ил	0–15(20)м
Катагенез	Малая		Пластичная глинистая порода	До 2.5–3.0 км
	Средняя		Уплотненная глинистая порода	
	Высокая		Аргиллит	
	Предельно высокая		Сланцеватые аргиллиты	
Метагенез		Метаморфическая порода		Более 2.5–3.0 км

Анализ научных работ отечественных и зарубежных исследований [173–175] позволил установить следующие аспекты работы анизотропных глинистых сред. Количественно анизотропию оценивают коэффициентом анизотропии, который равен отношению максимальных величин к минимальным, полученным при измерении определенного параметра механического поведения породы в различных направлениях. Помимо коэффициента анизотропии необходимо иметь представление и распределение

прочностных и деформационных свойств в зависимости от направления приложения механического воздействия. Обычно такое распределение представляется через функцию распределения или микроструктурный тензор.

Выделяют два типа анизотропии. В первом случае имеют в виду анизотропию, обусловленную природой образования породного массива и поэтому называемую естественной, или природной, анизотропией. Во втором случае рассматривают изменение естественной анизотропии и развитие так называемой деформационной, или вынужденной, анизотропии, связанной с необратимыми деформациями. В основном это происходит за счет изменения напряженного состояния, деформирования пород, что приводит к некоторому изменению ее структуры. Такое строение структуры породы формируется по мере роста гравитационной нагрузки, которая выражается в изменении ее напряженного состояния и перестроении изначально условно изотропной структуры в анизотропную.

Анизотропия глинистых пород на разных структурных уровнях может быть двух видов, имеющих различную природу. В глинистых породах со слоистой текстурой, вызванной периодичностью накопления осадков, анизотропия связана с неоднородностью породы, так как текстурные элементы (слои) различаются по гранулометрическому составу, структурным связям, физико-механическим свойствам. Анизотропия свойств породы с ориентированной текстурой определяется упорядоченным расположением анизометрических частиц, являющихся в структурном отношении однородными элементами. Возможен также и комбинированный вариант, включающий указанные выше виды анизотропии.

### **3.3 Обобщение существующих представлений о физико-механических свойствах протерозойских глин**

Изучение твердых аргиллитоподобных глинистых пород в работе рассматривается на примере протерозойской глины, которая является основной геологической средой для строительства тоннелей и подземных сооружений сложной пространственной конфигурации в г. Санкт-Петербург. Протерозойские глины представляют собой толщу весьма твердых маловлажных глинистых пород с наличием тончайших прослоек цементированного тонкозернистого песка. По своей структуре они представляют из себя слоистую разность, направление слоистости которой ориентировано в горизонтальном направлении, и лишь на границе с четвертичными отложениями имеет перемятую структуру.

Изучение протерозойских глин выполнялось для нужд проектирования объектов Ленинградского метрополитена и позже Санкт-Петербургского метрополитена, а также при строительстве канализационных тоннелей. В исследование механического поведения протерозойских глин были вовлечены специалисты Горного института, ВНИМИ, ЛИСИ, ЛИИЖТ, Ленметрогипротранс и др. В основном, изучение механического поведения выполнялось в лабораторных условиях, и есть лишь отдельные работы, посвященные вопросам изучения деформирования и разрушения протерозойских глин в натуральных условиях.

Протерозойские глины по гранулометрическому составу могут быть отнесены к разряду пылеватых алевролитовых глин (таблица 3.2) [176, 177]. Согласно В.Д. Ломтадзе плотность протерозойских глин по данным исследователей варьируется от 2.08 до 2.25 кг/м<sup>3</sup>. Усредненное значение естественной влажности составляет 13.6% и варьируется в диапазоне от 10 до 20%. Пористость составляет 30%, коэффициент пористости изменяется от 0.36 до 0.54.

Наибольшее внимание при выполнении лабораторных исследований уделялось изучению механических свойств протерозойских глин. Были установлены деформационные показатели и прочностные показатели протерозойской глины, а также уделено внимание изучению анизотропии их механических свойств. Необходимо отметить, что разброс в полученных данных значителен, что объясняется некоторым различием в проведении лабораторных испытаний, методом отбора образцов (керна из скважин или монолитов из забоя), а также тем, что образцы протерозойской глины отбирались на различных участках, характеризующихся различной влажностью, а также содержанием прослоек песчаника.

Таблица 3.2 – Гранулометрический состав протерозойской глины

Размер частиц	1-0.5	0.5-0.25	0.25-0.1	0.1-0.05	0.05-0.01	0.01-0.005	менее 0.005
Процентное содержание	0.1	0.1	0.3	4.8	36.1	16.6	42.7

По данным Р.Н. Кремневой [178] средний модуль деформации протерозойские глины  $E_0 = 100$  МПа, средний модуль при разгрузке  $E_{ur} = 1500$  МПа (в интервале нагрузок 1.5–2.5 МПа), коэффициент поперечной деформации  $\nu_0 = 0.35$ , величина сцепления  $c = 300$  кПа, угол внутреннего трения  $\varphi = 25^\circ$ , прочность одноосному сжатию  $R_c = 1.5$  МПа, прочность одноосному растяжению  $R_t = 0.3$  МПа. Столь значительное отличие между модулем деформации и модулем упругости не отмечалось другими исследователями и не подтвердилось при проведении лабораторных испытаний.

В работе И.В. Ковалева [179] представлены диаграммы изменения модуля деформации протерозойской глины в зависимости от глубины ее отбора и природной влажности (рисунок 3.2). Видно, что увеличение модуля деформации напрямую связано с природной влажностью, и он увеличивается по мере снижения содержания воды в пористом пространстве. В то же время можно отметить, что увеличение модуля деформации, по данным автора, происходит и с увеличением глубины отбора образцов, что может свидетельствовать о меньшей степени естественной нарушенности глинистых пород по мере удаления от границы, разделяющей четвертичные отложения и протерозойские глины. Автор отмечал, что значение модуля, характеризующего стадию разгрузки/последующей нагрузки  $E_{ur}$  выше модуля деформации протерозойских глин  $E_0$  в 2.5–2.6 раза. Значение коэффициента поперечной деформации  $\nu_0$  может быть принято равным 0.35.

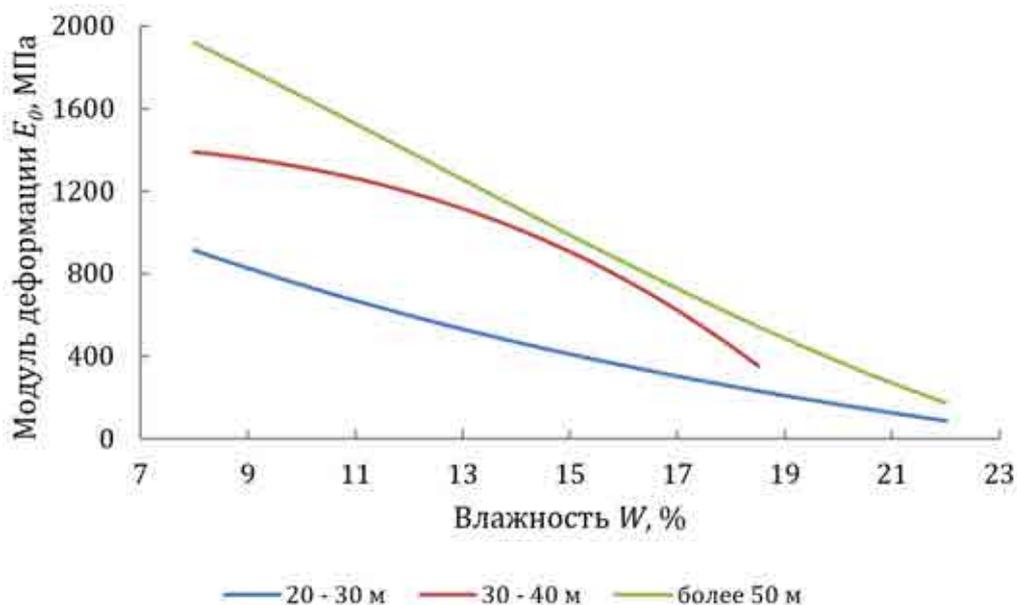


Рисунок 3.2 – Зависимость модуля деформации протерозойской глины от влажности на различных глубинах [178]

Интересными представляются результаты, полученные А.В. Кузьминым [180], который обобщил зависимость между модулем деформации  $E_0$  (МПа) и значением главных минимальных напряжений  $\sigma_3$  и показал, что модуль деформации протерозойских глин увеличивается по мере роста средних напряжений:

$$E_0 = 84\sigma_3 + 1054. \quad (3.1)$$

Исследования, проводимые в лабораториях ВНИМИ [181-183], Ленметрогипротранса, ЦНИИСА, позволили установить, что свойства залегающей в верхней части протерозойской толщи, переходный слой глинистых пород весьма отличаются от свойств коренных пород. Глины переходного слоя находятся в дислоцированном состоянии, содержат примеси четвертичных отложений, валунов и гравия, они сильно обводнены и трещиноваты. С увеличением глубины деформационные и прочностные свойства протерозойских глин возрастают (таблица 3.3).

Таблица 3.3 – Физико-механические свойства протерозойской глины

Показатели	Порода		
	Протерозойские перемятые глины	Протерозойские глины в верхних слоях	Протерозойские глины в глубоких слоях
Влажность, %	18–23	14–16	12–13
Объемный вес, кН/м <sup>3</sup>	20.0	21.5	22 -22.5
Коэффициент пористости	0.6	0.5	0.45
Прочность одноосному сжатию перпендикулярно слоистости, МПа	0.7	1.5	3.0
Прочность одноосному сжатию параллельно слоистости, МПа	-	1.0	2.0
Модуль деформации, МПа	30–50	100–250	250–500

Исследование прочностных свойств протерозойской глины показали, что они варьируется в весьма широком диапазоне. Так, результаты, полученные В.Д. Ломтадзе [184, 185] показали, что прочность на одноосное сжатие изменяется от 2.3 до 8.2 МПа, при среднем значении 5.3 МПа. Исследования, проведенные специалистами ВНИМИ, позволили установить, что величина прочности на одноосное сжатие изменяется в диапазоне от 5.5 до 5.8 МПа. Прочность на одноосное растяжение варьируется от 0.31 до 0.45 МПа.

По данным ЛИИЖТ, испытания протерозойской глины в условиях трехосного сжатия в диапазоне наименьших главных напряжений от 0.2 до 0.8 МПа позволили определить показатели ее объемной прочности. Так, средняя величина сцепления составила 0.54 МПа, угол внутреннего трения  $31^\circ$ . Схожие исследования были проведены и в лаборатории ВНИМИ, где диапазон главных минимальных напряжений изменялся от 0 до 0.5 МПа. Полученная огибающая прочности представляла из себя ломаную кривую, разделенную на несколько участков, каждому из которых соответствовали определенные показатели прочностного критерия Кулона – Мора.

По данным ВНИМИ, длительная прочность в условиях одноосного сжатия составляла 65–70% от мгновенной, в условиях объемного сжатия сцепление снижалось на 30%, в то время как угол внутреннего трения практически не изменялся, что хорошо соотносится с исследованиями, полученными и на других породах.

Исследования физико-механических свойства протерозойских глин, проводившихся Ленинградской лабораторией ЦНИИС совместно с лабораторией механических свойств ВНИМИ, указывают на серьезное отличие в свойствах вдоль и перпендикулярно напластованию пород [184, 185]. Выявлено, что величина предела прочности при одноосном сжатии перпендикулярно слоистости 3.2–3.6 МПа и параллельно слоистости 1.0–2.0 МПа [186]. Модуль деформации при приложении нагрузки перпендикулярно слоистости составляет 270–280 МПа, параллельно слоистости 710–770

МПа, коэффициент поперечной деформации 0.09–0.2 [187]. Коэффициент поперечной деформации  $\nu_0$  при увеличении уровня напряжений возрастает, при этом значение, полученное при нагружении перпендикулярно слоистости, несколько больше, чем в направлении параллельно слоистости (таблица 3.4).

Таблица 3.4 – Значение коэффициентов поперечной деформации [187]

Направление действия нагрузки	Уровень действующих напряжений, МПа							
	0.75	1.125	1.5	1.87	2.25	2.62	3.01	3.38
Перпендикулярно слоистости	-	0.095	0.162	0.183	0.190	0.193	0.201	0.204
Параллельно слоистости	0.095	-	0.011	-	0.136	-	-	-

Результаты натурных исследований, обработанные согласно аналитическому решению Ю.Н. Айвазового [188], показали, что модуль деформации глин в условиях естественного залегания при приложении нагрузки перпендикулярно слоистости 244 МПа, а параллельно слоистости 710 МПа. Испытания, проведенные В.Д. Ломтадзе показали, что значения модуля деформации в направлении параллельно слоистости изменялись в диапазоне от 400 до 1300 МПа, перпендикулярно слоистости от 200 до 800 МПа.

В работах Ю.М. Карташова [186, 189] были изучены прочностные свойства перпендикулярно слоистости (рисунок 3.3а) и параллельно слоистости (рисунок 3.3б). Результаты данных исследований показали, что огибающая прочности протерозойской глины имеет криволинейный вид, который в работе был упрощен ломаной кривой с двумя линейными участками.

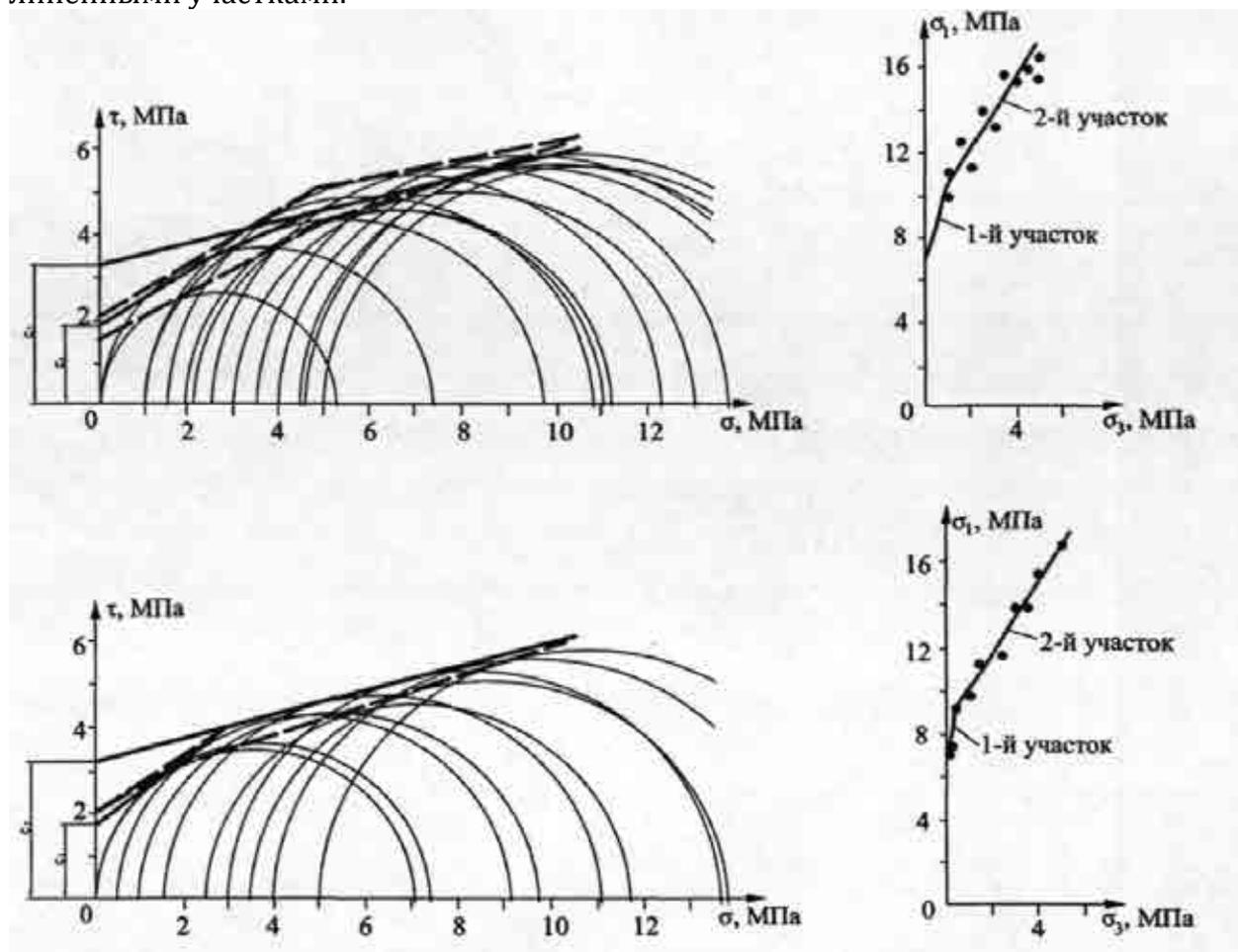


Рисунок 3.3 – Паспорта прочности протерозойской глины перпендикулярно слоистости (а) и параллельно слоистости (б) по результатам исследований Ю.М. Карташова [176]

Анализ полученных результатов (таблица 3.5) позволил установить, что показатели прочности протерозойской глины незначительно отличаются в направлениях, перпендикулярном и параллельном слоистости. При этом с увеличением всестороннего давления, наблюдается снижение разницы между прочностными характеристиками, получаемыми в зависимости от направления приложения нагрузки.

Таблица 3.5 – Прочностные свойства протерозойской глины по данным Ю.М. Карташова [189]

Направление действия нагрузки	Параметры на различных участках паспорта прочности					
	I участок			II участок		
	$c_1$ , МПа	$\varphi_1$ , МПа	$\sigma_1 = v + w\sigma_3$	$c_1$ , МПа	$\varphi_1$ , МПа	$\sigma_1 = v + w\sigma_3$
Сжатие параллельно напластованию	1.75	36.86	$70.0 + 4.0\sigma_3$	3.17	15.32	$82.9 + 1.7\sigma_3$
Сжатие перпендикулярно напластованию	1.89	32.86	$69.5 + 3.4\sigma_3$	3.30	15.17	$86.2 + 1.7\sigma_3$

В то же время исследования, проведенные автором диссертационной работы на образцах протерозойской глины, отобранных из забоя станции Санкт-Петербургского метрополитена “Бухарестская” (представлены в последующих разделах), показали, насколько другими получились результаты, где влияние структуры глинистой породы оказалось более высоким.

Исследования длительных свойства протерозойских глин, проводимые в Ленинградской лаборатории ЦНИИС совместно с лабораторией ВНИМИ [190, 191], показали, что протерозойские глины в значительной степени обладают реологическими свойствами.

На рисунок 3.4 показаны кривые ползучести протерозойской глины. Видно, что поперечные деформации меньше продольных деформаций во всем рассматриваемом временном диапазоне, а коэффициент поперечной деформации меньше 0.5. То есть, объемные деформации, которые испытывает порода при деформировании, приводит к ее уплотнению.

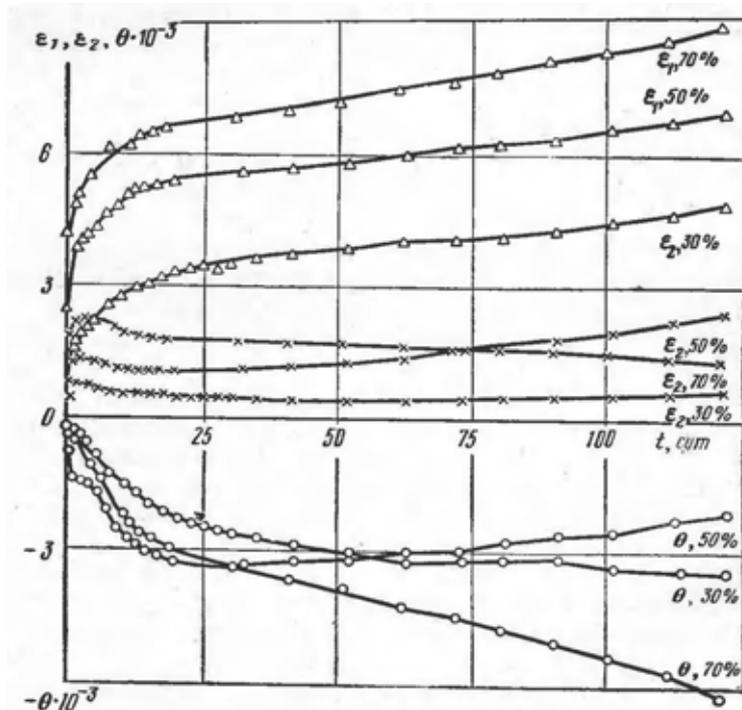


Рисунок 3.4 – Кривые ползучести протерозойской глины (г. Санкт-Петербург) при  $\sigma_{пр} = 9.1$  МПа

Выражение линейной зависимости между напряжениями, деформациями и временем, предложенные Больцманом, можно записать в виде [192]:

$$\varepsilon(t) = \frac{1}{E} \left[ \sigma(t) + \int_0^t L(t, \tau) \sigma(\tau) d\tau \right], \quad (3.2)$$

где  $\varepsilon(t)$  – деформация для какой-либо кривой ползучести в момент времени  $t$ ;  $\sigma(t)$  – напряжения для какой-либо кривой ползучести в момент времени  $t$ ;  $E$  – модуль упругости материала образца;  $L(t, \tau)$  – ядро интегрального уравнения;  $t$  – время, с.

Исследования горных пород показали достаточно хорошее соответствие при аппроксимации процесса деформирования степенным ядром типа Абеля по экспериментальным данным [177-179].

Если в интегральном уравнении (3.2) принять, что  $\sigma = \text{const}$ , и  $L(t, \tau) = \delta(t - \tau)^{-\alpha}$ , тогда

$$\varepsilon(t) = \varepsilon_0 \left[ 1 + \frac{\delta}{1 - \alpha} t^{1-\alpha} \right], \quad (3.3)$$

где  $\varepsilon_0$  – мгновенная деформация;  $\alpha, \delta$  – параметры уравнения.

Выражение для функции ползучести имеет вид

$$\Phi = \frac{\delta}{1 - \alpha} t^{1-\alpha} = \frac{\varepsilon(t) - \varepsilon_0}{\varepsilon_0}. \quad (3.4)$$

Обработка результатов лабораторных испытаний протерозойских глин позволила определить параметры функции ползучести  $\alpha = 0.842$  и  $\delta = 0.0107$  1/с.

Длительные деформационные показатели протерозойской глины можно найти, воспользовавшись следующими выражениями:

$$E_t = \frac{E_0}{1 + \Phi}; \quad (3.5)$$

$$v_t = 0.5 - \frac{0.5 - v}{1 + \Phi}; \quad (3.6)$$

$$G_t = \frac{E}{1 + 1.5 \frac{\Phi}{1 + v}}, \quad (3.7)$$

где  $\Phi$  – функция ползучести;  $E_t, G_t, v_t$  – соответственно переменные модули деформации и сдвига и коэффициент поперечной деформации.

В работе К.П. Безродного [187] приведены результаты длительных испытаний образцов протерозойской глины при одноосном сжатии (таблица 3.6) и при объемном сжатии (таблица 3.7), в виде параметров функции. Напряжения при одноосном сжатии  $\sigma_1$  варьировались от 0.75 до 2.25 МПа. Объемные длительные испытания проводились при значениях главного максимального напряжения  $\sigma_1 = 1.45$  МПа, 2.17 МПа, 2.9 МПа, что составляло 0.4, 0.6, 0.8 от разрушающего напряжения при одноосном сжатии (прочность при одноосном сжатии  $\sigma_{\text{сж}} = 3.4$  МПа). Боковое давление  $\sigma_2 = \sigma_3$  составляло 0.2, 0.6 и 1.0 МПа.

Таблица 3.6 – Величины параметров  $\alpha$  и  $\delta$ , полученных по результатам испытаний образцов породы на ползучесть при одноосном сжатии

Наименование характеристики	Перпендикулярно слоистости	Параллельно слоистости
Диапазон осевых напряжений, МПа	1.12–2.62	0.75–2.25
Длительность испытаний, сут.	86	31
Параметр $\alpha$	0.822–0.842	0.865
Параметр $\delta$ , 1/с	0.0092–0.0107	0.0174

Таблица 3.7 – Значение параметров  $\alpha$  и  $\delta$ , полученных по результатам испытаний образцов породы на ползучесть при объемном сжатии

Параметры	Боковое давление $\sigma_2 = \sigma_3$ , МПа			Среднее значение
	0.2	0.6	1.0	
$\alpha$	0.891	0.898	0.863	0.884
$\delta$ , 1/с	0.013	0.0136	0.0086	0.0121

Исследования влияния масштабного эффекта на механические свойства протерозойской глины были проведены А.М. Жуковой [193], в работе которой было показано, что при превышении диаметром образца величины 60 мм последующее увеличение его размеров не оказывает существенного влияния на изменение его прочности. Такой вывод был получен как при проведении испытаний при одноосном сжатии (рисунок 3.5а), так и при проведении трехосных испытаний. По результатам исследований были получены зависимости изменения модуля деформации от размера образца и величины всестороннего давления (рисунок 3.5б). Как видно, размер исследуемого образца оказывает значительное влияние на величину модуля деформации. Однако, как отмечала автор исследования, как и в случае с оценкой прочности протерозойской глины, диаметр образца, равный 60 мм, является представительным.

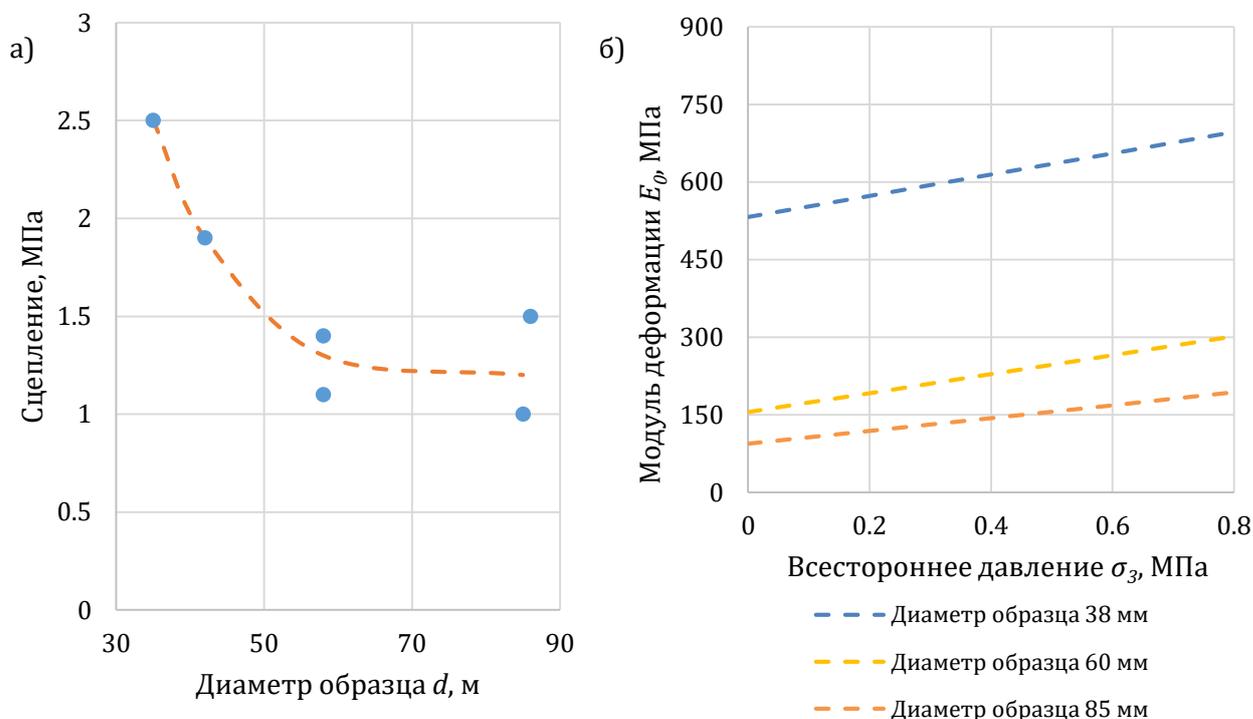


Рисунок 3.5 – Изменение показателя прочности протерозойской глины от размеров образца и зависимость между размерами образца и величиной модуля деформации при различных значениях всестороннего давления [193]

Комплексно вопросы изучения механического поведения литифицированных глинистых пород представлены в работах Р.Э. Дашко, которые обобщены в монографии [194]. Р.Э. Дашко в своих работах отмечала, что наличие как макро-, так и микротрещиноватости имеет определяющее значение при исследовании прочности, устойчивости и деформируемости литифицированных глин при их взаимодействии с сооружениями (таблица 3.8). Представленные результаты позволяют сделать вывод о значительном влиянии условий формирования глинистых пород на их прочностные и деформационные свойства.

Таблица 3.8 – Изменение показателей свойств нижнекембрийских синих глин по глубине [194]

№ зоны	H, м	W, %	$\rho$ , т/м <sup>3</sup>	Размер блока, м	Прочность образца в блоке				$\varepsilon$ , %
					При трехосных испытаниях		При стабилометрических испытаниях		
					c, кПа	$\varphi$ , град.	c, кПа	$\varphi$ , град.	
I	0-2	21.4-27.0	1.96-2.05	0.15-0.20	35-50	0	55-75	0-3	6.2
II	3-8	20.0-23.0	2.08-2.19	0.20-0.30	75-117	0-2	110-145	6-8	5.7
III	8-17	16.0-21.0	2.10-2.22	0.30-0.45	220-340	6-8	340-400	6-8	5.7
IV	17-26	15.5-18.0	2.15-2.28	0.50-0.60	400-520	6-8	480-550	6-9	5.2
V	26-40	15.5-18.0	2.14-2.22	0.60-0.70	570-680	8-10	600-680	8-12	4.6
VI	более 40	15.5-18.0	2.12-2.22	1.00-1.20	700-820	8-10	750-820	8-12	3.0

В целом можно отметить, что представленные в научных работах результаты изучения механических свойств протерозойских глин весьма представительны. Выполнено изучение ее прочностных и деформационных свойств при различных видах напряженного состояния. Уделено внимание изучению структуры протерозойской глины на характер ее деформирования и получены коэффициенты анизотропии. В то же время в работах практически не рассматривается и не делаются выводы о влиянии средних напряжений на ее деформационные показатели, что является неотъемлемой частью математической модели поведения среды, позволяющей в значительной степени повысить достоверность прогноза распространения деформаций от подземного сооружения до земной поверхности. Не выполнено изучение механического поведения протерозойской глины в диапазоне очень малых – малых деформаций, в котором обычно наблюдается значительное изменение модуля сдвига от большего значения к меньшему. Изучение влияния структуры протерозойской глины на анизотропию прочностных свойств весьма условно.

Таким образом, необходимо провести дополнительные исследования с целью получения новых знаний о механическом поведении протерозойской глины в режимах, которые ранее не были изучены и необходимы для выполнения достоверного прогноза как деформаций в окрестности подземного сооружения, так и прогноза деформаций земной поверхности.

### 3.4 Лабораторные исследования механических характеристик протерозойских глинистых пород

#### 3.4.1 Программа проведения лабораторных испытаний

С учетом представленных выше особенностей поведения твердых аргиллитоподобных глинистых пород, программа испытаний протерозойских глин должна включать в себя комплекс лабораторных исследований, позволяющих оценить их работу в диапазоне от очень малых (эквивалентные деформации сдвига  $\gamma = 1.0 \cdot 10^{-6}$ ) до больших деформаций ( $\gamma = 5.0 \cdot 10^{-2}$ ). Предложенные методы исследования позволят также изучить вопросы влияния естественной и вынужденной анизотропии на деформационные свойства протерозойских глин в диапазоне очень малых деформаций; испытания пород стандартными методами с применением локальных высокочувствительных датчиков деформаций, которые включают в себя:

стабилометрические испытания образцов породы на сжатие в направлениях, перпендикулярном и параллельном слоистости; изотропное уплотнение протерозойской глины при высоких значениях всестороннего давления; испытания, направленные на определение предела прочности при одноосном сжатии, растяжении и сдвиге в направлениях, перпендикулярном и параллельном слоистости.

Необходимо отметить, что проведение лабораторных испытаний позволит не только получить количественные показатели механических свойств протерозойских глин, обобщить данные о их поведении в виде аналитических выражений, но и подтвердить/опровергнуть влияние различных факторов на их механические свойства.

Исходным материалом для изготовления образцов служили монолиты протерозойской глины, отобранные из забоя центрального станционного тоннеля станций метрополитена “Проспект славы”, “Международная” и “Бухарестская”. Отличительной особенностью протерозойской глины, отобранной из забоя станции метрополитена “Проспект славы”, являлось значительное включение слоев песчаника в протерозойскую глину. Это не наблюдалось в образцах, отобранных на станциях метрополитена “Международная” и “Бухарестская”. Несмотря на то, что при отборе монолита куски породы с большим содержанием песчаника отбрасывались, его содержание в получаемых образцах значимо и может оказать влияние на результаты определения механических свойств протерозойской глины. Глубина заложения участков отбора проб составляла приблизительно 60 м от поверхности земли. Усредненный покрывающий слой протерозойской глины, сложенный четвертичными отложениями, составлял 25 м.

Подготовка образцов горных пород к лабораторным испытаниям включала операции по выбуриванию образцов диаметром 60 мм и 90 мм из монолитных кусков породы, торцевание образцов путем обработки на специальном керноотрезном и шлифовальном оборудовании. Подготовку поверхностей образцов производили с удовлетворением стандартных требований: отклонение от плоскостности торцевых поверхностей не более 0.02 мм; отклонение от перпендикулярности длинной оси образца не более 0.06 мм на 60 мм длины; отклонение от прямолинейности боковых поверхностей не более 0.3 мм по всей длине образца.

Для последующей обработки результатов испытаний (расчета значений поперечной деформации и площади поперечного сечения образца) использовали величину среднего диаметра. Для этого диаметр образца измеряли электронным штангенциркулем в трех местах по высоте (в середине и у торцов) в двух взаимно перпендикулярных направлениях, с точностью не более 0.1 мм. За средний диаметр принимали среднее арифметическое результатов всех измерений. Высоту образца измеряли с точностью не более 1 мм. После подготовки образцов выполнялось их парафинирование, что позволяло сохранить их естественную влажность на протяжении длительного периода времени.

**Программа проведения испытаний глинистой породы в условиях одноосного сжатия.** Целями проведения лабораторных испытаний протерозойской глины при одноосном сжатии являются: определение прочности породы на одноосное сжатие  $R_{сж}$ ; определение модуля деформации породы в диапазоне от малых до больших деформаций  $E_0$ ; определение модуля разгрузки породы в диапазоне от малых до больших деформаций  $E_{ur}$ ; определение коэффициента поперечной деформации при нагрузке  $\nu_0$ ; определение коэффициента поперечной деформации при разгрузке  $\nu_{ur}$ ; построение диаграмм изменения секущего модуля деформации в диапазоне от сверхмалых до малых деформаций. Все показатели определялись как в направлении перпендикулярно слоистости, так и в направлении параллельно слоистости.

Сущность метода заключается в измерении максимальной разрушающей силы, приложенной к торцам образца правильной формы через стальные плоские плиты.

Соотношение высоты  $h$  к диаметру  $D$  приблизительно равно 2.0, что при диаметре образцов 60 мм соответствовало их высоте, равной 120 мм. В случае невозможности изготовления образцов требуемой высоты (из-за раскалывания вдоль поверхностей ослабления в процессе подготовки) испытаниям на сжатие подвергали образцы максимально возможной высоты.

Испытания породы при одноосном сжатии выполнялись на сервогидравлической испытательной системе. При выполнении лабораторных испытаний на образец породы устанавливается датчики продольных и поперечных деформаций. Чувствительность датчиков устанавливалась равной  $1 \cdot 10^{-5}$  д.е., что позволяло отслеживать процесс нелинейного деформирования породы в диапазоне малых деформаций. Нагружение образца выполнялось в режиме заданной деформации, скорость приложения продольной деформации принята  $1 \cdot 10^{-5}$  д.е./с.

При проведении испытания нагружение образца выполнялось следующим образом: 0 этап нагружения – преднагрузка породы; 1 этап нагружения – увеличение нагрузки до величины напряжений, примерно соответствующей 5% от предела прочности породы одноосному сжатию; 2 этап нагружения – снижение нагрузки практически до нулевого значения; 3 этап нагружения – увеличение нагрузки до величины напряжений, примерно соответствующей 50% от предела прочности породы одноосному сжатию; 4 этап нагружения – снижение нагрузки примерно до величины напряжений, соответствующих 10% от предела прочности породы одноосному сжатию; 5 этап нагружения – увеличение нагрузки вплоть до разрушения и выхода породы на запредельную стадию деформирования. Такой подход позволял в рамках одного испытания получить сразу все показатели деформационных свойств породы и величину прочности на одноосное сжатие. В процессе испытания дополнительно отслеживалось изменение объемных деформаций породы.

Деформационные характеристики (модуль деформации и коэффициент поперечной деформации) определялись в обязательном (для данного вида механических испытаний) диапазоне осевых напряжений от 5 до 50% от величины предела прочности при одноосном сжатии. Деформационные характеристики при разгрузке (модуль деформации при разгрузке и коэффициент поперечной деформации при разгрузке) определялись по кривой разгрузки. Для некоторых образцов, где интенсивное развитие микротрещин начиналось до момента достижения напряжениями величины менее 50% от предела прочности, деформационные показатели определялись в диапазоне осевых деформаций от 5% до момента начала интенсивного развития микротрещин.

По результатам испытаний выполнялось построение диаграмм изменения главных максимальных напряжений  $\sigma_1$  от продольных  $\varepsilon_1$  и поперечных  $\varepsilon_3$  относительных деформаций образца (рисунок 3.6).

Предел прочности при одноосном сжатии  $R_{сж}$  определялся по формуле

$$R_{сж} = \frac{P}{S}, \quad (3.8)$$

где  $P$  – разрушающая сила;  $S$  – площадь поперечного сечения образца.

Модуль деформации при первичном нагружении  $E_0$  и коэффициент поперечной деформации  $\nu_0$  определялись по следующим формулам (см. рисунок 3.6):

$$E_0 = \frac{\sigma_1'' - \sigma_1'}{\varepsilon_1'' - \varepsilon_1'}; \quad (3.9)$$

$$\nu_0 = \frac{\varepsilon_3'' - \varepsilon_3'}{\varepsilon_1'' - \varepsilon_1'}$$

Модуль деформации при разгрузке  $E_{ur}$  и коэффициент поперечной деформации при разгрузке  $\nu_{ur}$  определялись по следующим формулам (см. рисунок 3.6):

$$E_{ur} = \frac{\sigma_1'' - \sigma_1'}{\varepsilon_1'' - \varepsilon_1'''}; \quad (3.10)$$

$$\nu_{ur} = \frac{\varepsilon_3'' - \varepsilon_3'''}{\varepsilon_1'' - \varepsilon_1'''}.$$

Определение секущего модуля упругости в диапазоне от очень малых до малых деформаций определялось по тем же формулам (3.10) с шагом величины относительной продольной деформации  $1 \cdot 10^{-5}$  до того момента, пока величина касательного модуля упругости не устремлялась к постоянному значению.

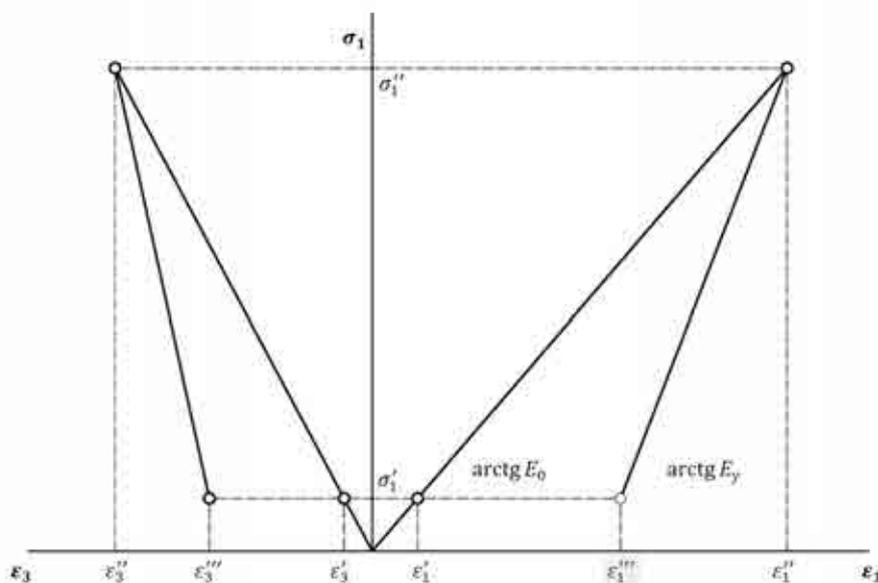


Рисунок 3.6 – Идеализированные графики развития продольных и поперечных деформаций по мере роста главных максимальных напряжений

**Программа проведения лабораторных испытаний образца глинистой породы раскалыванием по образующим.** Определение предела прочности при одноосном растяжении выполнено методом раскалывания по образующей. Сущность метода заключается в измерении разрушающей силы, приложенной к образцу через стальные встречно-направленные плиты специальной формы.

Испытания бразильским методом выполнены на цилиндрических образцах, диаметр  $D$  которых соответствовал диаметру кернов, при этом длина  $t$  приблизительно равнялась диаметру  $D$ .

Для определения предела прочности при одноосном растяжении цилиндрические образцы были подвергнуты раскалыванию путем сжатия между плитами в сооснике, рассчитанной на нагрузку до 1000 кН с погрешностью  $\pm 0,5$  кН.

При выполнении испытаний была осуществлена попытка измерить количество энергии, выделяемой при разрушении образца. Для этого перпендикулярно участку роста трещины располагался датчик продольных деформаций, который фиксировал ширину раскрытия трещины. Параллельно с этим по мере роста трещины фиксировалась величина остаточной несущей способности образца.

При испытании образца породы бразильским методом цилиндрический образец нагружается двумя линейными радиальными нагрузками, направленными параллельно друг другу. Для изотропного материала прочность породы согласно одноосному растяжению определяется как

$$\sigma_t = \frac{P}{\pi RL}, \quad (3.11)$$

где  $P$  – соосная радиальная нагрузка;  $R$  – радиус образца;  $L$  – длина образца.

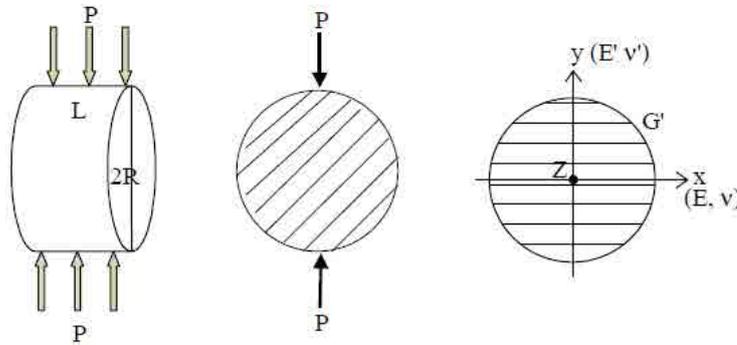


Рисунок 3.7 – Схема нагружения образца соосными радиальными линейными нагрузками

Однако для определения прочности на растяжение трансверсально-изотропного материала необходимо вводить поправку на различие в деформационных свойствах в зависимости от направления приложения. Для трансверсально-изотропной среды предел прочности одноосному растяжению может быть определен по приближенной формуле [195]

$$\sigma_{pt} \approx \frac{P}{\pi RL} \left[ \left( \sqrt[4]{\frac{E_h}{E_v}} \right)^{\cos(2\theta_b)} - \frac{\cos(4\theta_b)}{4} (b - 1) \right], \quad (3.12)$$

где  $E_v$  – модуль деформации породы в направлении перпендикулярно слоистости;  $E_h$  – модуль деформации породы в направлении параллельно слоистости;  $b$  – коэффициент.

$$b = \frac{\sqrt{E_v E_h}}{2} \left( \frac{1}{G_{vh}} - \frac{2\nu_{vh}}{E_v} \right). \quad (3.13)$$

**Программа проведения лабораторных испытаний образца глинистой породы сферическими инденторами.** Проведение лабораторного исследования прочностных свойств разрушением образцов сферическими инденторами выполнялось в следующей последовательности. Образец зажимался между двумя сферическими инденторами (рисунок 3.8). Далее прикладывалась нагрузка вплоть до разрушения образца. Фиксировалась разрушающая нагрузка и геометрические параметры, характеризующие разрушение образца, площадь поверхности разрушения образца и площадь наибольших из зон внедрения сферических инденторов в образец (рисунок 3.9).

Обработка результатов лабораторных исследований и построение паспорта прочности протерозойских глин в направлениях, параллельном и перпендикулярном слоистости, была выполнено на основании методики, представленной в работах В.А. Коршунова [196, 197].

Последовательность построения паспорта прочности породы заключается в последовательном определении главных напряжений (максимального главного и минимального главного нормальных напряжений), которые характеризуют определенный вид напряженного состояния.

**Программа проведения лабораторных испытаний глинистых пород в условиях объемного сжатия.** Проведение испытаний протерозойской глины в условиях объемного сжатия было выполнено на сервогидравлической системе (рисунок 3.10а).



Рисунок 3.8 – Схема проведения испытания породы сферическими инденторами



Рисунок 3.9 – Участки внедрения сферического индентора в тело образца

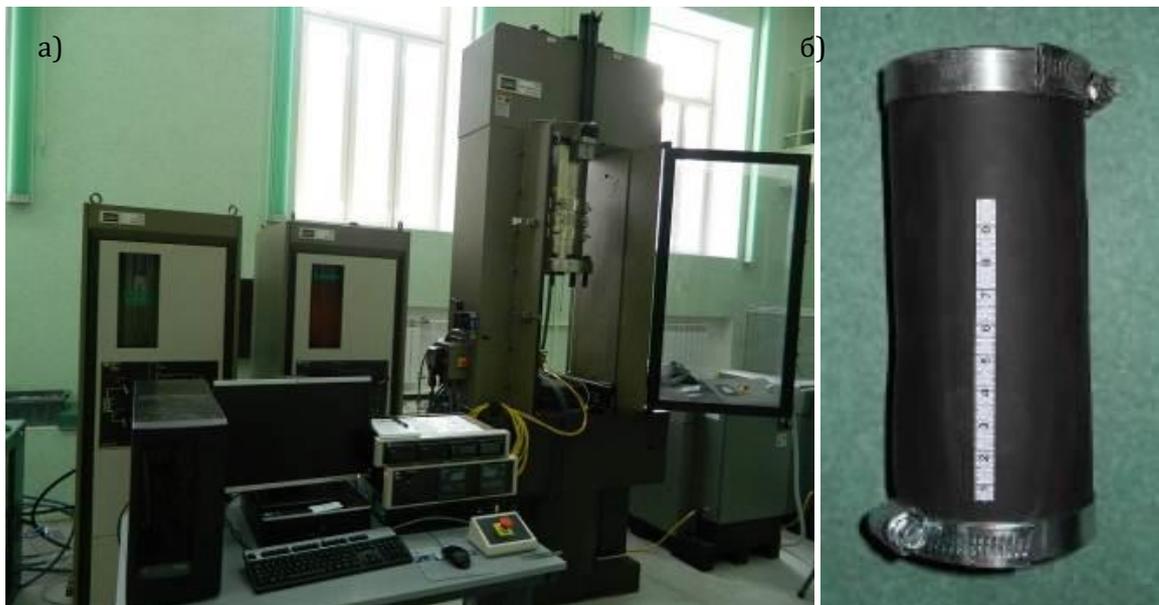


Рисунок 3.10 – Сервогидравлическая система (а) и гидроизоляция образца при подготовке к испытанию на объемное сжатие (б)

При подготовке к испытаниям образец для предохранения от проникновения в его поры рабочей жидкости (технического масла) помещали в резиновую трубчатую оболочку

(рисунок 3.10б). Торцы образца изолировали от жидкости плоскими стальными подкладками.

Образцы протерозойской глины (рисунок 3.11) выполнялись диаметром 60 мм. Высота образца в среднем была в 2 раза выше его диаметра. С учетом сложности обеспечения параллельности торцов образца, дефектов поверхности образца, сколов, которые образовывались на этапе подготовки, высота образца варьировалась. Принципиальная схема установки представлена на рисунках ниже (рисунок 3.12). Все испытания проводились по консолидировано-недренированной схеме.

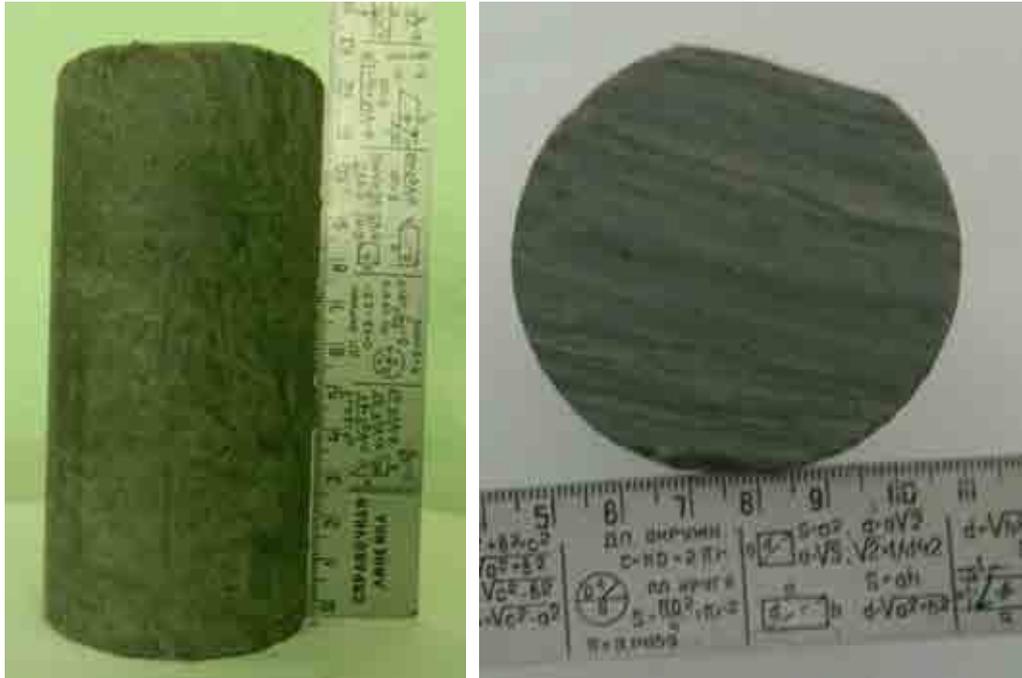


Рисунок 3.11 – Измерение размеров образца перед испытанием



Рисунок 3.12 – Установка образца в камеру трехосного сжатия

Процедура проведения стабилметрических лабораторных испытаний без насыщения образца жидкостью по консолидированно-недренированной схеме включала в себя следующие этапы:

- I. Этап всестороннего нагружения образца.
  - a. Выполняется нагружение образца всесторонним давлением до заданной величины. Нагружение выполняется по линейному закону от нулевого значения до заданной величины со скоростью 0.5 МПа/час.
  - b. В дальнейшем выполняется удержание всестороннего давления на постоянной величине до стабилизации деформаций.
  - c. На данном этапе допускается фильтрация жидкости из пористого пространства образца.
- II. Этап девиаторного нагружения образца.
  - a. Прикладывается осевая нагрузка по схеме заданных деформаций со скоростью осевой деформации  $10^{-6} \text{ с}^{-1}$ . За граничную величину деформации принимается величина выхода кривой деформирования на участок остаточной прочности.
  - b. В процессе испытания выполняется измерение осевых и поперечных деформаций.
  - c. На данном этапе фильтрация жидкости из пористого пространства образца не допускается.

Испытания породы выполняются согласно указаниям, представленным в таблице (таблица 3.9).

Таблица 3.9 – Программа стабилметрических испытаний протерозойской глины

Направление нагружения	Параметры испытания	Всестороннее давление, МПа			
		0.5	1	2.5	5
Перпендикулярно слоистости	Количество образцов	2	2	2	2
	Скорость нагружения на стадии создания всестороннего давления, МПа/час	0.5	0.5	0.5	0.5
	Скорость девиаторного нагружения, $\text{с}^{-1}$	$10^{-6}$	$10^{-6}$	$10^{-6}$	$10^{-6}$
Параллельно слоистости	Количество образцов	2	2	2	2
	Скорость нагружения на стадии создания всестороннего давления, МПа/час	0.5	0.5	0.5	0.5
	Скорость девиаторного нагружения, $\text{с}^{-1}$	$10^{-6}$	$10^{-6}$	$10^{-6}$	$10^{-6}$

Испытания на этапе девиаторного нагружения проводились в следующем режиме нагружения:

В диапазоне деформаций от  $1 \cdot 10^{-5}$  до  $1 \cdot 10^{-3}$  осуществлялось три цикла нагрузки и последующей разгрузки. Выполнялись измерения продольных и поперечных деформаций с шагом  $1 \cdot 10^{-5}$  как на стадии нагружения, так и разгрузки. Скорость девиаторного нагружения  $10^{-6} \text{ с}^{-1}$ .

Далее выполнялось увеличение напряжения  $q = \sigma_1 - \sigma_3$  до величины равной 2 МПа. После чего осуществлялась разгрузка до  $q$ , равного 0.5 МПа. Скорость девиаторного нагружения  $10^{-6} \text{ с}^{-1}$ .

Далее нагружение образца продолжалось вплоть до достижения остаточной прочности породы. Скорость девиаторного нагружения  $10^{-6} \text{ с}^{-1}$ .

### 3.4.2 Результаты лабораторных испытаний протерозойской глины в условиях одноосного сжатия

Диаграмма деформирования протерозойской глины представлена на примере испытаний образца № 3. Определение стандартных показателей механических свойств протерозойской глины в направлениях, перпендикулярном (таблица 3.10) и параллельном (таблица 3.11) слоистости, сведены в таблицы. При статистической обработке результатов на данном этапе исследования, учитывались показатели, полученные для каждого из образцов, несмотря на то что некоторые из них значительно отклонялись от средних величин.

Таблица 3.10 – Механические характеристики протерозойской глины по результатам одноосных испытаний перпендикулярно слоистости

№ образца	Модуль деформации, МПа	Модуль упругости, МПа	Коэффициент поперечной деформации	Коэффициент Пуассона	Прочность на одноосное сжатие, МПа
4	253	516	0.06	0.08	4.58
5	279	508	0.15	0.16	2.84
6	112	291	0.18	0.22	3.54
7	219	517	0.09	0.48	1.35
8	300	890	-	-	1.45
9	373	788	0.02	0.06	2.85
10	402	757	0.10	0.23	2.12
Среднее значение	277	610	0.09	0.19	2.7
Средне-квадратичное отклонение	97	209	0.06	0.15	1.2
Коэффициент вариации, %	35	34	59	77	43

Таблица 3.11 – Механические характеристики протерозойской глины по результатам одноосных испытаний параллельно слоистости

№ образца	Модуль деформации, МПа	Модуль упругости, МПа	Коэффициент поперечной деформации	Коэффициент Пуассона	Прочность на одноосное сжатие, МПа
1	650	1393	0.22	-	2.43
2	512	1024	0.20	-	3.50
3	538	1082	0.18	-	3.05
Среднее значение	567	1167	0.20	-	3.0
Средне-квадратичное отклонение	73	199	0.02	-	0.5
Коэффициент вариации, %	13	17	10	-	18

Коэффициент анизотропии деформационных свойств, выраженный через отношение модуля деформации параллельно слоистости к модулю деформации перпендикулярно слоистости, равен 2.05. Коэффициент анизотропии деформационных свойств, выраженный через отношение модуля упругости параллельно слоистости к модулю упругости перпендикулярно слоистости, равен 1.91. Коэффициент анизотропии прочностных свойств, выраженный через отношение прочности породы на одноосное

сжатие параллельно слоистости к прочности на одноосное сжатие перпендикулярно слоистости, равен 1.12. Отношение модуля упругости к модулю деформации протерозойской глины в направлении перпендикулярно и параллельно слоистости соответственно равно 2.20 и 2.06.

Полученные результаты достаточно хорошо соотносятся с предыдущими исследованиями. Однако величина анизотропии деформационных свойств несколько меньше, что может объясняться наличием значительного включения песчаника в тело протерозойской глины.

Оценивая погрешность результатов, видно, что более стабильные результаты получаются при испытании протерозойской глины в направлении параллельно слоистости по отношению к результатам испытания породы в направлении перпендикулярно слоистости.

Необходимо отметить, что в процессе испытания образцов протерозойской глины их разрушение зачастую происходило в виде раскалывания образца за счет формирования продольных поверхностей разрыва. Однако формирование продольных поверхностей разрыва не приводило к достижению предела прочности породы и дальнейший рост напряжений внутри образца продолжался. Этот эффект хорошо виден по росту поперечных деформаций, скорость которых, начиная с определенного момента, резко возрастала, и увеличивался объем образца. Такое резкое увеличение объема нельзя объяснить только дилатансионными процессами; в основном это связано с формированием трещин отрыва и разделения образца на части. Более детально процесс разрушения будет изучен в условиях всестороннего сжатия.

На основании результатов лабораторных испытаний построены диаграммы изменения касательного модуля деформации от величины относительных продольных деформаций (рисунок 3.14, рисунок 3.15). Как видно из представленных зависимостей, наблюдается нелинейная взаимосвязь между жесткостью породы и достигнутой величиной деформации в диапазоне малых деформаций. Подобный эффект был получен практически на всех испытанных образцах протерозойской глины (как в направлении перпендикулярно, так и в направлении параллельно слоистости) за исключением образцов № 6 и № 7, при измерении деформаций которых данный эффект хотя и проявлялся, но не столь выражено, как на других образцах.

Начальный модуль деформации пород при очень малых деформациях отличался от модуля деформации при больших деформациях в 4–7 раз. Максимальное значение модуля сдвига было приурочено к начальному участку деформирования, и происходило его уменьшение по мере роста продольных деформаций. Величина модуля деформаций устремлялась к постоянному значению.

Массовые испытания протерозойских глин под строящийся объект в г. Санкт-Петербурге позволили изучить взаимосвязь между глубиной отбора глинистой породы и ее механическими характеристиками (рисунок 3.16). Из представленных результатов можно сделать вывод, что диапазон изменения модуля упругости и модуля деформации протерозойской глины расширяется, и отдельные образцы породы показывают увеличение этих показателей с глубиной, однако разброс данных значителен и не позволяет установить четкой закономерности. Построение диаграмм изменения коэффициента поперечной деформации и предела прочности при одноосном сжатии в целом не позволяет сделать какой-либо вывод об их изменении с глубиной. Вероятно, что структура протерозойских глин по глубине неоднородна, что и приводит к столь широкому разбросу значений.

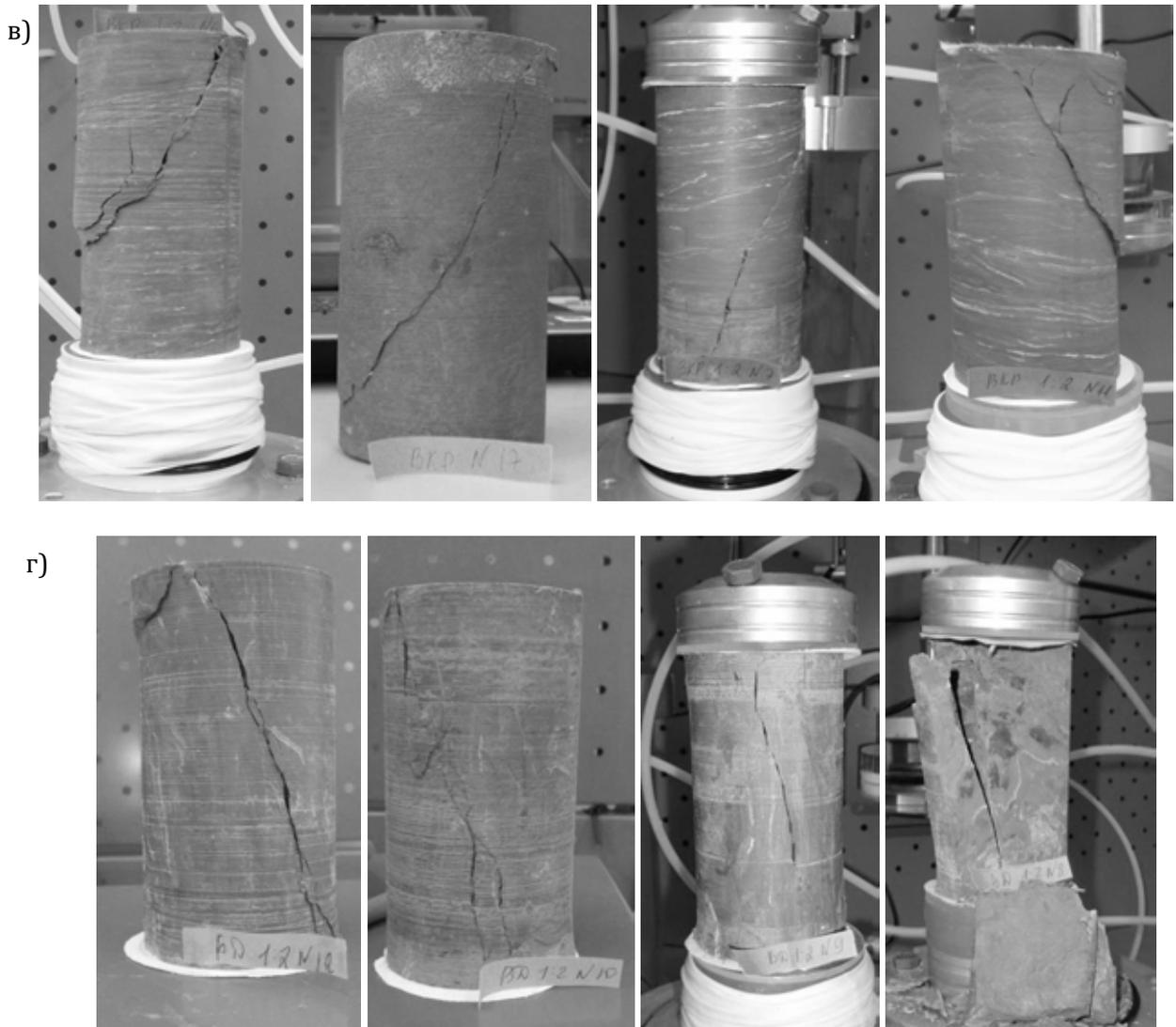
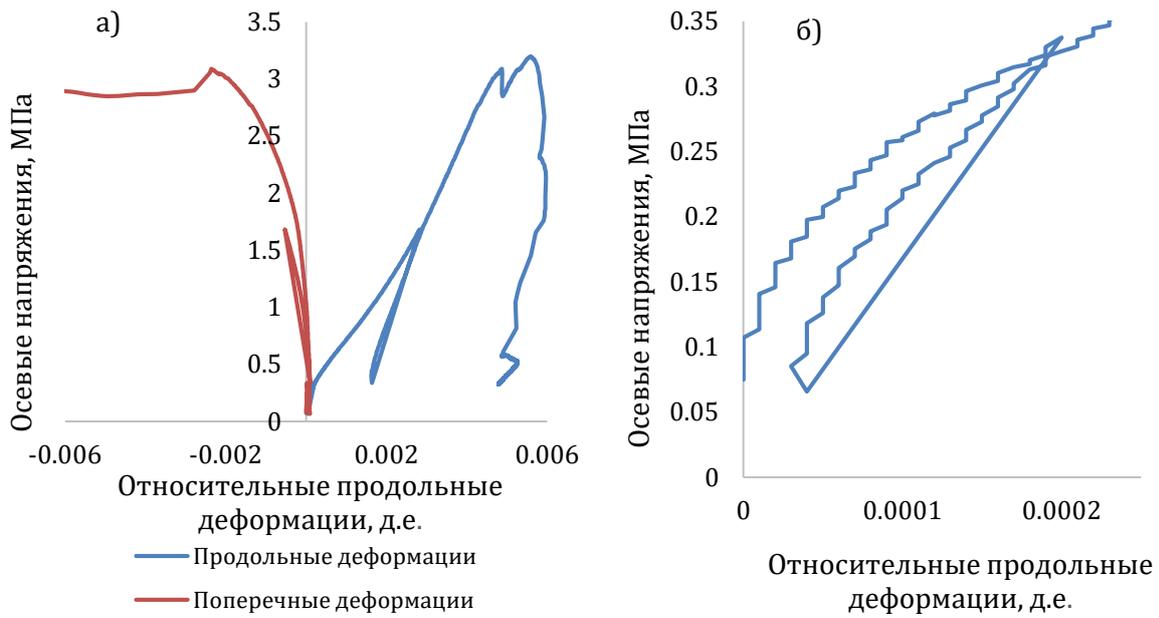


Рисунок 3.13 – Результаты испытаний образца протерозойской глины при одноосном сжатии (образец № 3): а – диаграмма деформирования породы для всего диапазона деформаций; б – диаграмма деформирования породы в диапазоне малых деформаций; в – характерная форма разрушения образца при испытании в направлении перпендикулярно слоистости; г – характерная форма разрушения образца при испытании в направлении параллельно слоистости

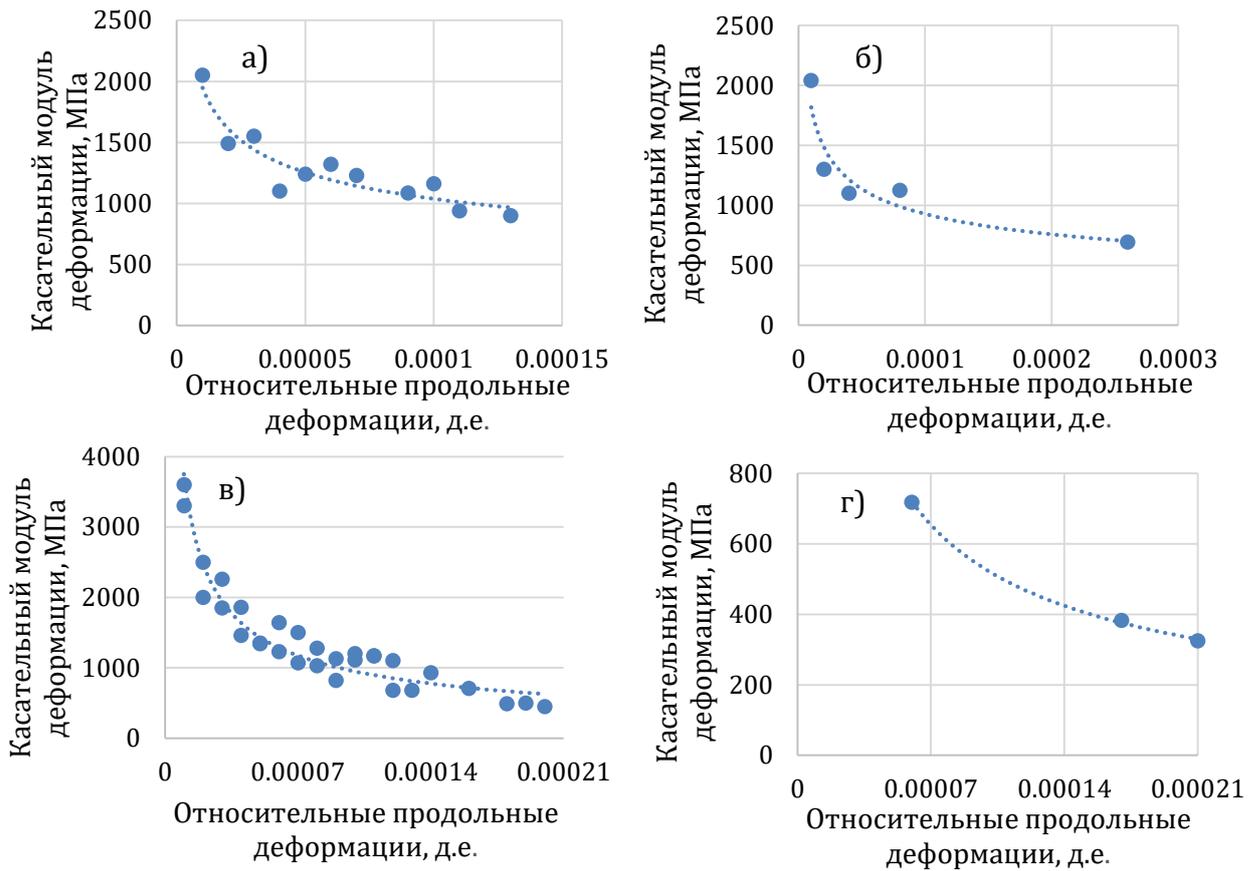


Рисунок 3.14 – Изменение касательного модуля деформации от величины достигнутых относительных продольных деформаций: а-г – образцы № 1, 2, 3, 4

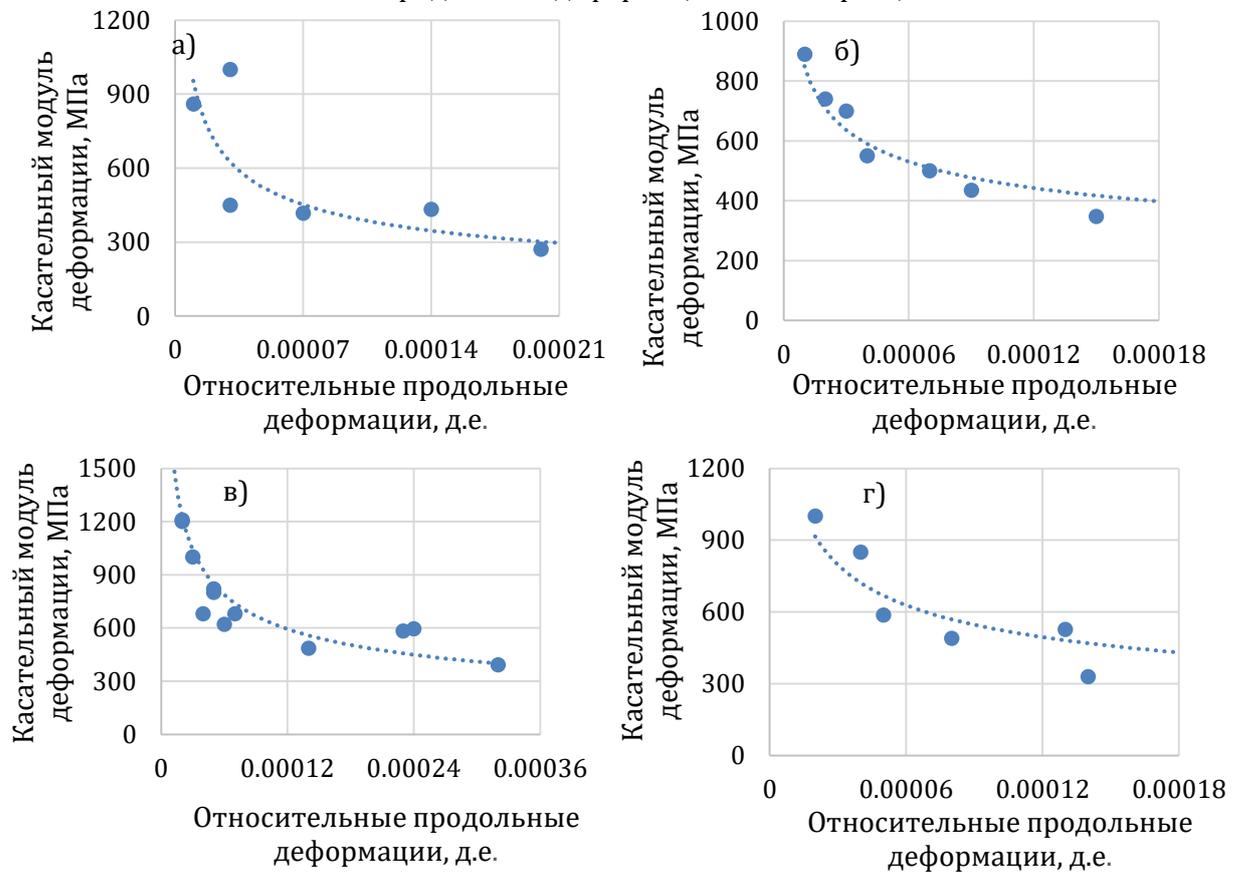


Рисунок 3.15 – Изменение касательного модуля деформации от величины достигнутых относительных продольных деформаций: а-г – образцы № 5, 7, 8, 10

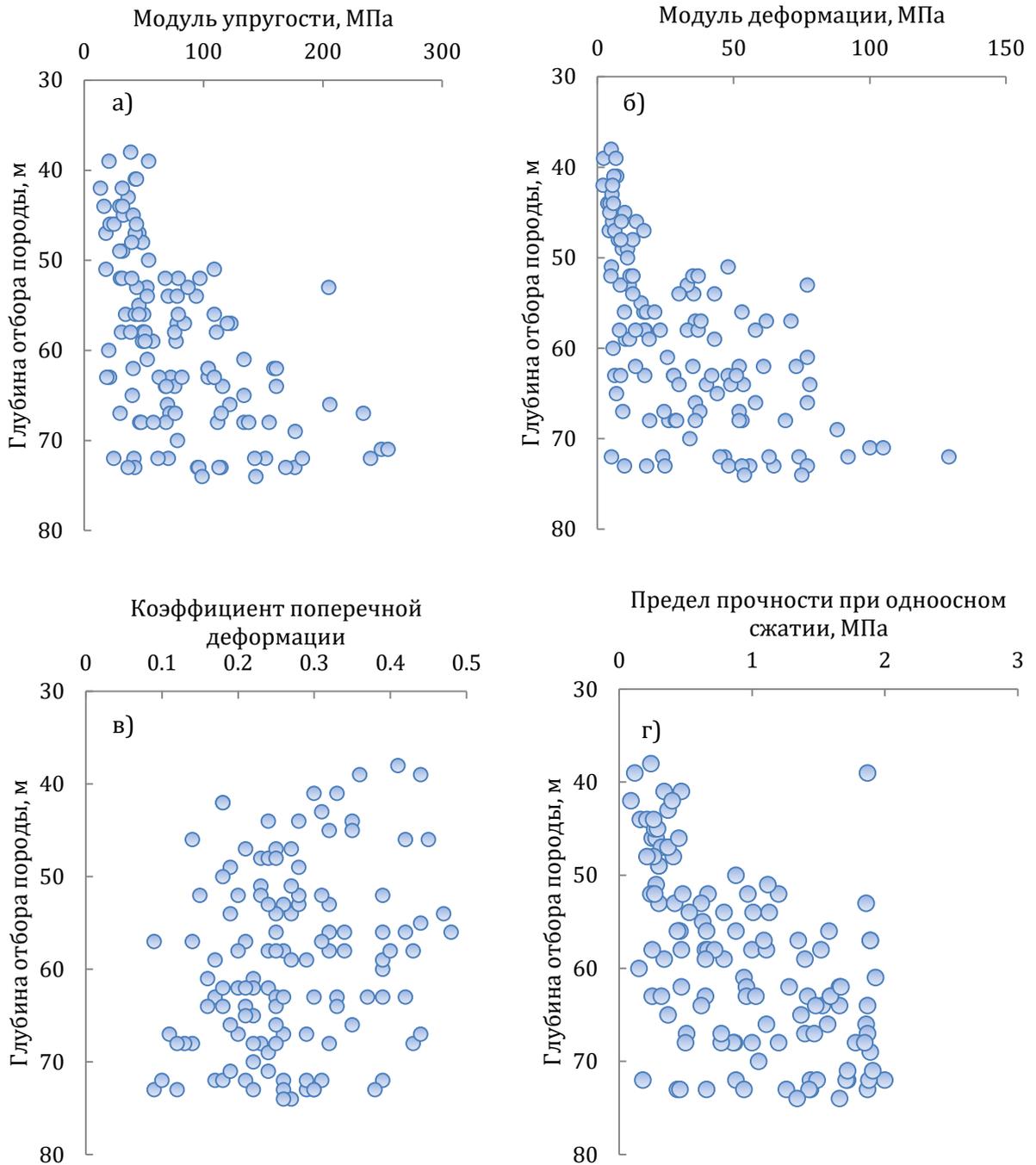


Рисунок 3.16 – Изменение механических характеристик протерозойских глин от глубины отбора образца: а – модуль упругости; б – модуль деформации; в – коэффициент поперечной деформации; г – предел прочности при одноосном сжатии

Перестроив полученные данные в осях “модуль упругости – прочность” и “модуль деформации – прочность”, удалось установить взаимосвязь между этими показателями. Рост прочности породы при одноосном сжатии протерозойской глины сопровождается увеличением модуля упругости (рисунок 3.17а) и модуля деформации породы (рисунок 3.17б). При этом с увеличением прочности породы увеличивается разброс значений деформационных свойств, характерных для данной прочности. То есть чем выше прочность пород, тем более они неоднородны.

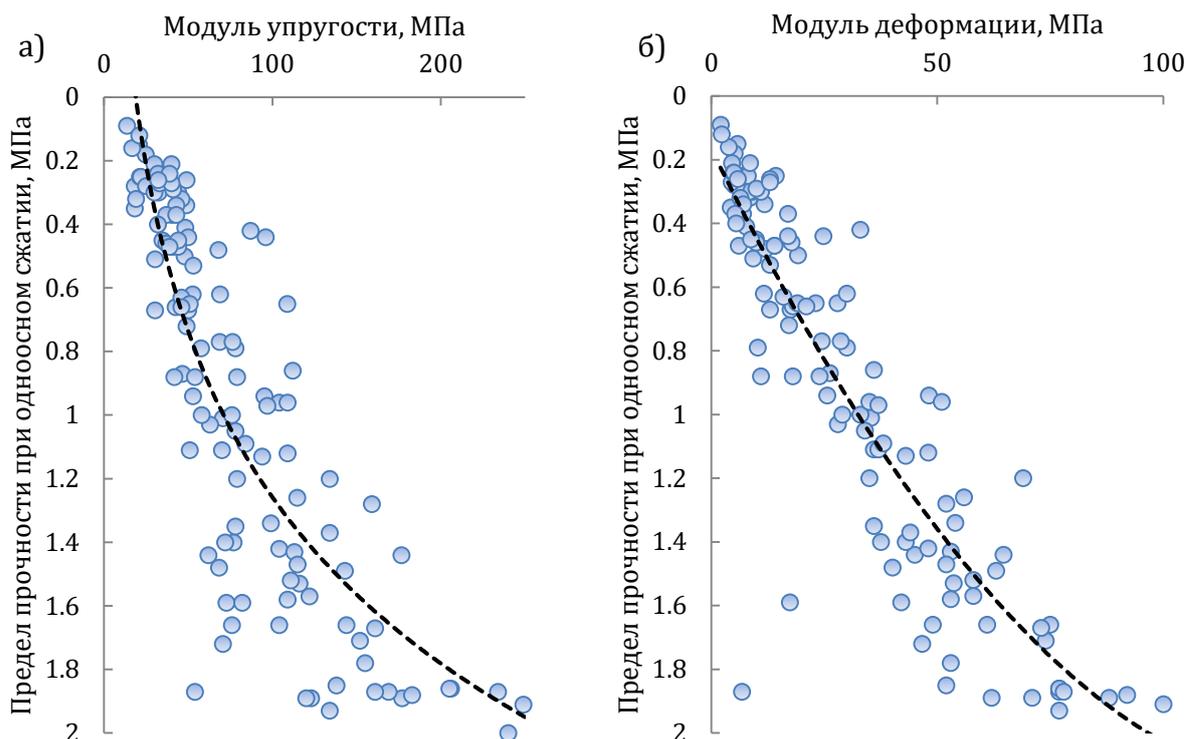


Рисунок 3.17 – Взаимосвязь между пределом прочности при одноосном сжатии и модулем упругости (а) и модулем деформации (б)

### 3.4.3 Результаты испытаний протерозойской глины в условиях объемного сжатия

Лабораторные испытания протерозойской глины в условиях объемного сжатия проводились при величинах всестороннего давления, равных 0.5, 2.5, 5.0 и 10 МПа. Нагружение образцов протерозойской глины выполнялось как перпендикулярно слоистости, так и параллельно слоистости. Параметры образцов протерозойской глины сведены в таблицы (таблица 3.12, таблица 3.18). Картина разрушения образца протерозойской глины в условиях объемного сжатия представлена на рисунке ниже (рисунок 3.18).

На основании полученных данных были построены паспорта прочности протерозойской глины в осях главных напряжений и осях “напряжения  $q = \sigma_1 - \sigma_3$  – средние напряжения  $p$ ” (рисунок 3.19). Анализируя построенные паспорта прочности протерозойской глины, можно отметить, что вне зависимости от направления нагружения огибающая прочность представляет собой криволинейную кривую, взаимосвязь между пределом прочности и действующими нормальными напряжениями имеет нелинейный вид. Прочность протерозойской глины в направлении перпендикулярно и параллельно слоистости различна, при этом максимальное различие прочности, характеризуемое коэффициентом анизотропии, характерно для условий действия только растягивающих напряжений и постепенно уменьшается по мере роста нормальных сжимающих напряжений. Значения коэффициента анизотропии прочностных свойств для условий одноосного сжатия, одноосного растяжения и чистого сдвига приведены в соответствующих разделах. Коэффициент анизотропии прочностных свойств при условиях объемного сжатия в диапазоне изменения главных минимальных напряжений (всестороннее давление) от 0.5 до 5.0 МПа изменяется от 1.27 до 1.08, при этом большее значение соответствует меньшей величине минимальных главных напряжений.

Таблица 3.12 – Параметры образцов протерозойской глины для испытания методом разрушения сжатием по образующим

№ образца	Направление нагружения	Диаметр, мм	Высота, мм	Плотность, кг/м <sup>3</sup>	Боковое давление $\sigma_3$ , МПа
2	Перпендикулярно слоистости	61.6	115.2	2270	5.0
4		61.6	103.2	2260	5.0
5		61.6	103.2	2260	5.0
8		61.6	116.3	2230	2.5
9		61.6	99.0	2390	5.0
10		61.6	99.3	2355	10
12		61.9	110.5	2185	0.5
15		62.3	129.3	2190	2.5
17		61.8	98.0	2170	0.5
3	Параллельно слоистости	61.4	124.4	2190	5.0
6		62.0	123.6	2140	5.0
7		62.0	123.6	2140	5.0
11		61.0	134.4	2160	0.5
13		61.4	125.3	2156	2.5
14		61.2	129.3	2190	2.5
16		60.3	119.4	2060	0.5



Рисунок 3.18 – Характерные картины разрушения образцов протерозойской глины в условиях объемного сжатия (в направлении перпендикулярно слоистости)

То есть, по мере увеличения минимальных главных напряжений влияние слоистой структуры протерозойских глин снижается, и, по-видимому, последующее увеличение минимальных главных напряжений позволит рассматривать протерозойскую глину в таких условиях, как изотропная среда. Однако столь высокие значения минимальных главных напряжений не свойственны для решения практических задач в области прогноза зон предельного состояния в окрестности тоннелей и подземных сооружений Санкт-Петербургского метрополитена. В таблицы (таблица 3.13, таблица 3.14) сведены результаты обработки лабораторных испытаний.

Результаты обработки трехосных испытаний протерозойских глин представлены в виде диаграмм изменения модуля деформации от минимальных главных напряжений (рисунок 3.20, рисунок 3.21). Из зависимостей видно, что при увеличении напряжений, способствующих обжатию пород, показатели деформационных свойств возрастают. Данный эффект характерен как для испытаний, проводимых в направлении перпендикулярно слоистости, так и для испытаний в направлении параллельно слоистости. Так, повышение минимальных главных напряжений с 0.5 до 5.0 МПа привело

Таблица 3.13 – Механические характеристики протерозойской глины в направлении перпендикулярно слоистости

№ образца	Боковое давление, МПа	Механические свойства							
		$E_0$ , МПа	$E_{50}$ , МПа	$E_q$ , МПа	$E_y$ , МПа	$\nu_0$	$\sigma_{сж}$ , МПа	$q$ , МПа	$p$ , МПа
12	0.5	540	380	450	560	0.14	7.7	7.2	2.9
17	0.5	510	470	500	810	0.15	7.8	7.3	2.9
8	2.5	670	880	960	1080	0.065	13.5	11.0	6.2
15	2.5	840	980	1180	1200	0.021	13.1	10.6	6.0
2	5.0	915	305	295	840	0.151	8.4	3.4	6.1
4	5.0	-	-	-	-	-	-	-	-
5	5.0	1110	650	460	1110	0.182	11.6	6.6	7.2
9	5.0	1310	1310	780	-	0.098	16.8	11.8	8.9
10	10.0	1450	1390	660	-	0.068	23.4	13.4	14.5

Таблица 3.14 – Механические характеристики протерозойской глины в направлении параллельно слоистости

№ образца	Боковое давление, МПа	Механические свойства						
		$E_0$ , МПа	$E_{50}$ , МПа	$E_q$ , МПа	$E_y$ , МПа	$\nu_0$	$\sigma_{сж}$ , МПа	$q$ , МПа
11	0.5	1460	1120	820	1770	0.07	6.5	6.0
16	0.5	1180	1070	750	1550	0.17	5.7	5.2
13	2.5	1440	1150	620	2160	-	9.5	7.0
14	2.5	1530	1300	830	2180	-	10.7	8.2
3	5.0	1500	1380	890	2332	0.12	15.5	10.5
6	5.0	-	-	-	-	-	-	-
7	5.0	1800	1630	1300	-	-	15.7	10.7

Примечание:  $E_0$  – начальное значение модуля деформации;  $E_{50}$  – значение модуля деформации, соответствующего напряжениям, равным 0.5 от предела прочности;  $E_y$  – модуль упругости;  $\nu_0$  – коэффициент поперечной деформации;  $\sigma_{сж}$  – предельное значение нормальных сжимающих напряжений;  $q$  – эквивалентные касательные напряжения;  $p$  – величина средних напряжений при достижении предела прочности.

к увеличению модуля деформации в 2.2 раза в направлении перпендикулярно слоистости, в 1.35 раза в направлении параллельно слоистости.

Обобщая представленные результаты, можно отметить, что взаимосвязь между средними напряжениями и модулем деформации протерозойских глин может быть достаточно хорошо описана следующим общепринятым аналитическим выражением:

$$E(\sigma) = E^{ref} \left( \frac{c \cos \varphi + \sigma_3 \sin \varphi}{c \cos \varphi + p^{ref} \sin \varphi} \right)^n, \quad (3.14)$$

где  $E^{ref}$  – значение модуля деформации, соответствующее средним напряжениям  $p^{ref}$ ;  $c$  – сцепление;  $\varphi$  – угол внутреннего трения;  $\sigma_3$  – минимальное главное напряжение;  $p^{ref}$  – величина средних напряжений, при которых выполняется определение начального значения модуля деформации и обычно принимается равным 100 кПа;  $n$  – показатель, характеризующий влияние напряжения на величину модуля деформации.

Представленное уравнение удобно использовать с практической точки зрения для задания зависимости между величиной действующих деформаций и деформационными характеристиками породы, в данном случае протерозойской глины. Удобство данного уравнения заключается в распространенности его использования в моделях материалов пород, реализованных в различных программных продуктах, предназначенных для решения геомеханических и геотехнических задач.

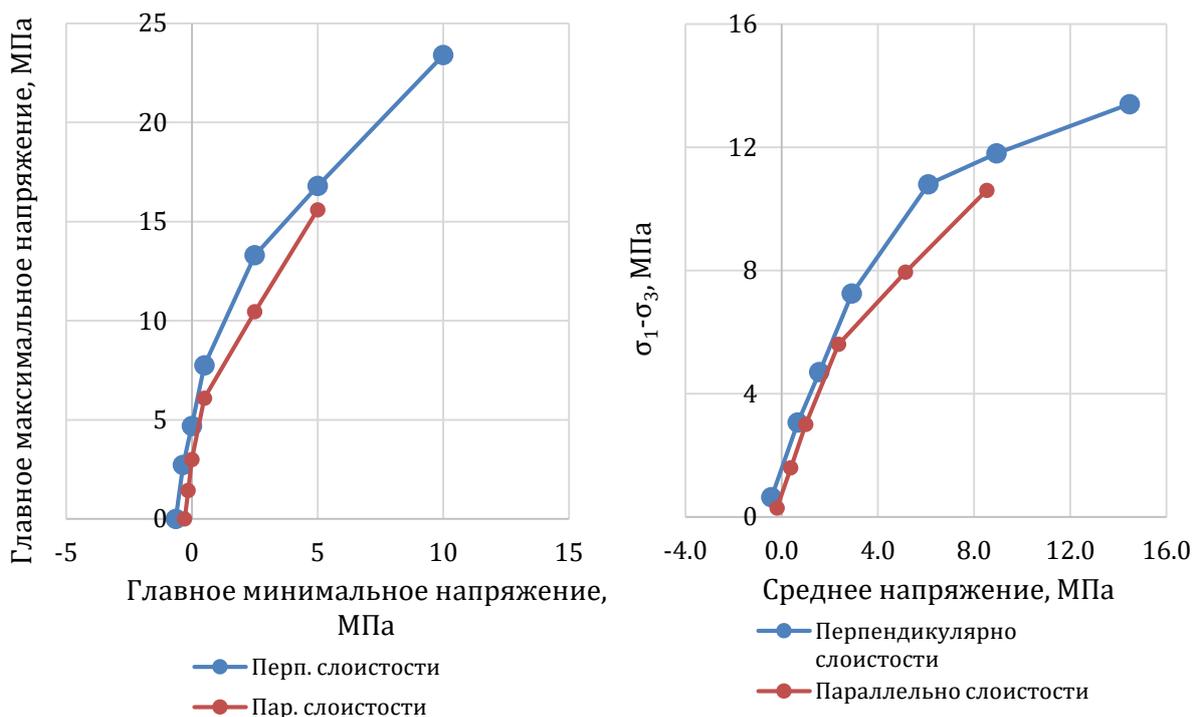


Рисунок 3.19 – Паспорт прочности протерозойской глины в осях главных напряжений (а) и инвариант напряжений (б)

Обработка результатов лабораторных испытаний позволила установить, что показатель  $n$  для протерозойских глин в направлении перпендикулярно слоистости изменяется от 0.70 до 0.75, параллельно слоистости от 0.30 до 0.35.

Таким образом, можно отметить, что характерная особенность, присущая слабым породам, – уменьшать жесткость по мере накопления деформаций формоизменения и увеличивать ее с увеличением средних напряжений – присуща и твердым аргиллитоподобным глинистым породам. Параметры аналитической зависимости могут быть уточнены по мере накопления результатов лабораторных испытаний.

Результаты лабораторных исследований протерозойской глины в условиях всестороннего равнокомпонентного сжатия (изотропная компрессия) позволили выделить три участка ее деформирования (рисунок 3.22, рисунок 3.23). Первый участок характеризует стадию работы глины в переуплотненном состоянии. Второй участок характеризует деформирование протерозойской глины в условиях нормального уплотнения с характерным для данной стадии изменением объема за счет пластического закрытия пористого пространства. Третий участок характеризует достижение предела сжимаемости пористого пространства. Величина структурной прочности изменяется в диапазоне от 21 до 26 МПа, а величина предела сжимаемости пористого пространства достигается при величине средних напряжений 35 МПа.

Необходимо отметить, что даже первая стадия деформирования, которая обычно характеризуется только упругими деформациями, не является таковой для протерозойской глины. Циклы нагрузки, разгрузки с последующей нагрузкой показывают, что на данной стадии поведение протерозойской глины при разгрузке является более жестким по отношению к деформированию при нагрузке. Предел сжимаемости пористого пространства достигается при величине продольных деформаций около 0.2 д.е. За пределом данной границы последующее уплотнение не происходит. С учетом полученных данных коэффициент переуплотнения  $OCR$  протерозойской глины для типовых условий г. Санкт-Петербурга составляет от 14 до 18.

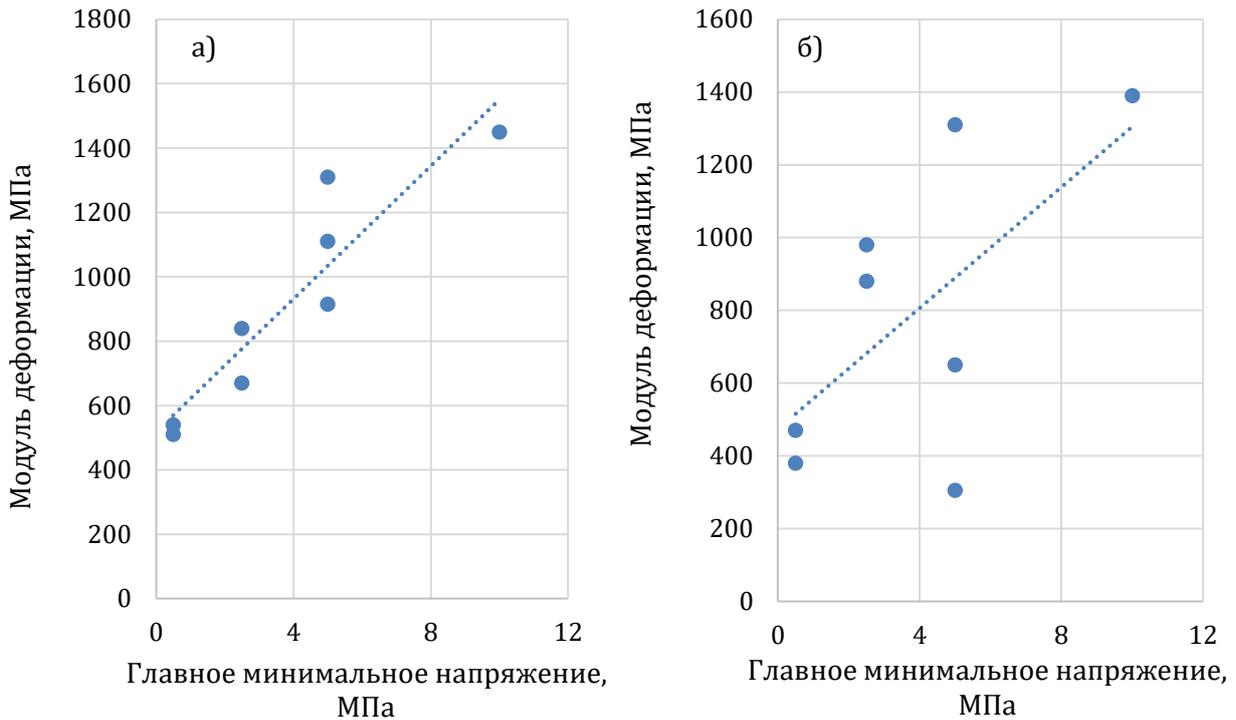


Рисунок 3.20 – Взаимосвязь между деформационными показателями и начальным напряженным состоянием (перпендикулярно слоистости): а – зависимость начального модуля деформации  $E_0$  от величины главных минимальных напряжений  $\sigma_3$ ; б – зависимость модуля деформации, соответствующего напряжениям, равным 50% от его прочности  $E_{50}$  от величины главных минимальных напряжений  $\sigma_3$

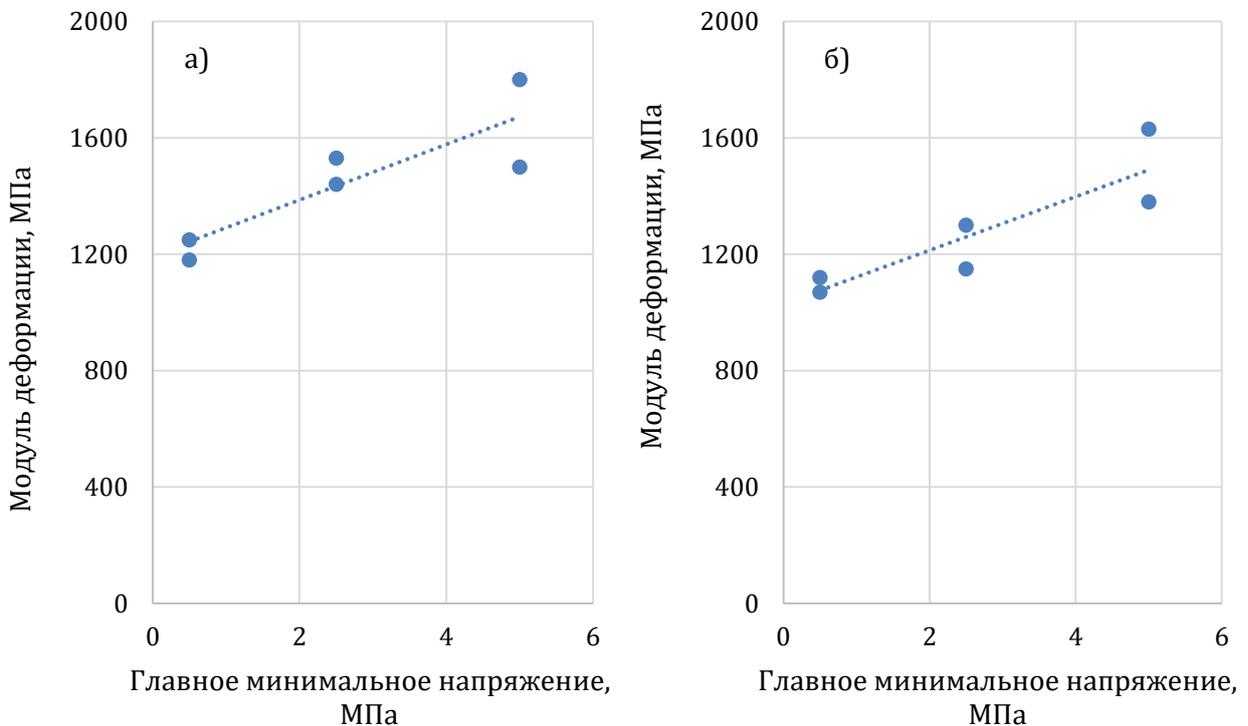


Рисунок 3.21 – Взаимосвязь между деформационными показателями и начальным напряженным состоянием (параллельно слоистости): а – зависимость начального модуля деформации  $E_0$  от величины главных минимальных напряжений  $\sigma_3$ ; б – зависимость модуля деформации, соответствующего напряжениям, равным 50% от его прочности  $E_{50}$  от величины главных минимальных напряжений  $\sigma_3$

Полученные данные позволяют говорить о том, что достижение дополнительного уплотнения протерозойских глин в условиях строительства подземных сооружений невозможно, так как сжимающие напряжения, действующие в окрестности строящегося подземного сооружения, значительно меньше величины структурной прочности породы. Это позволяет упростить формулировку геомеханической модели поведения аргиллитоподобных глинистых пород и не включать поверхность пластического течения и закон упрочнения, отвечающие за объемное поведение модели.

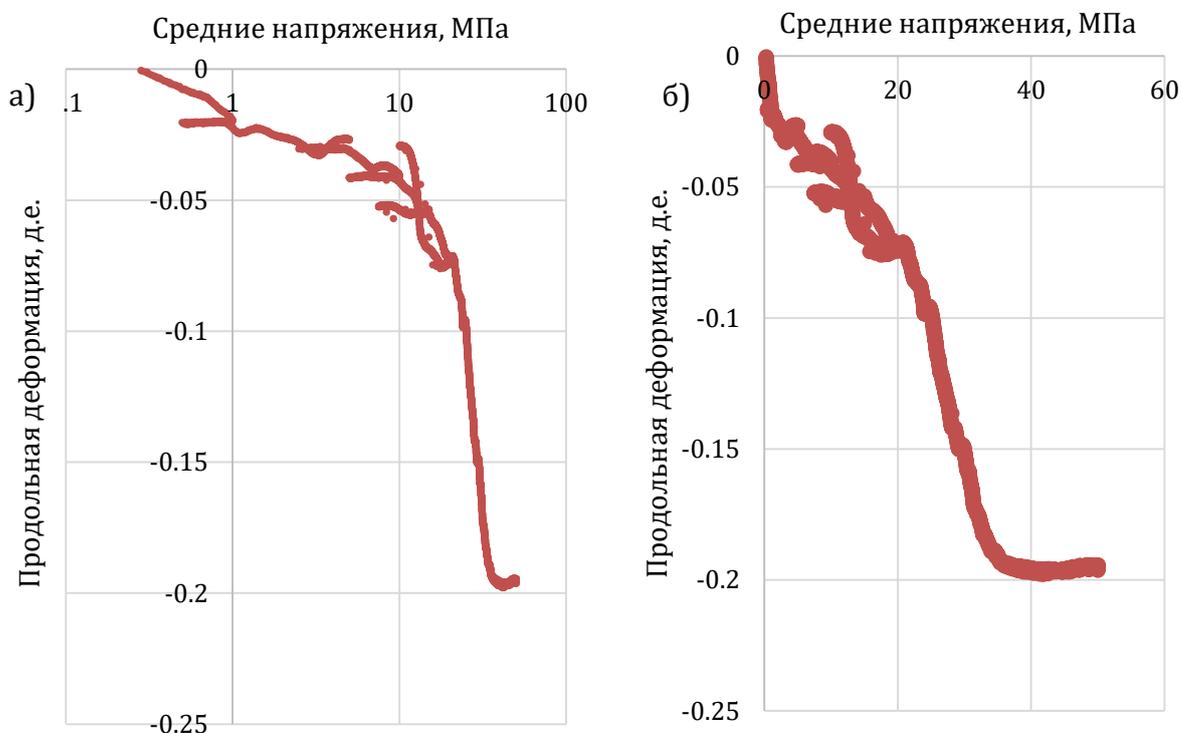


Рисунок 3.22 – Деформирования образца протерозойской глины в условиях всестороннего сжатия (образец № 1): а – логарифмическая шкала; б – обычная шкала

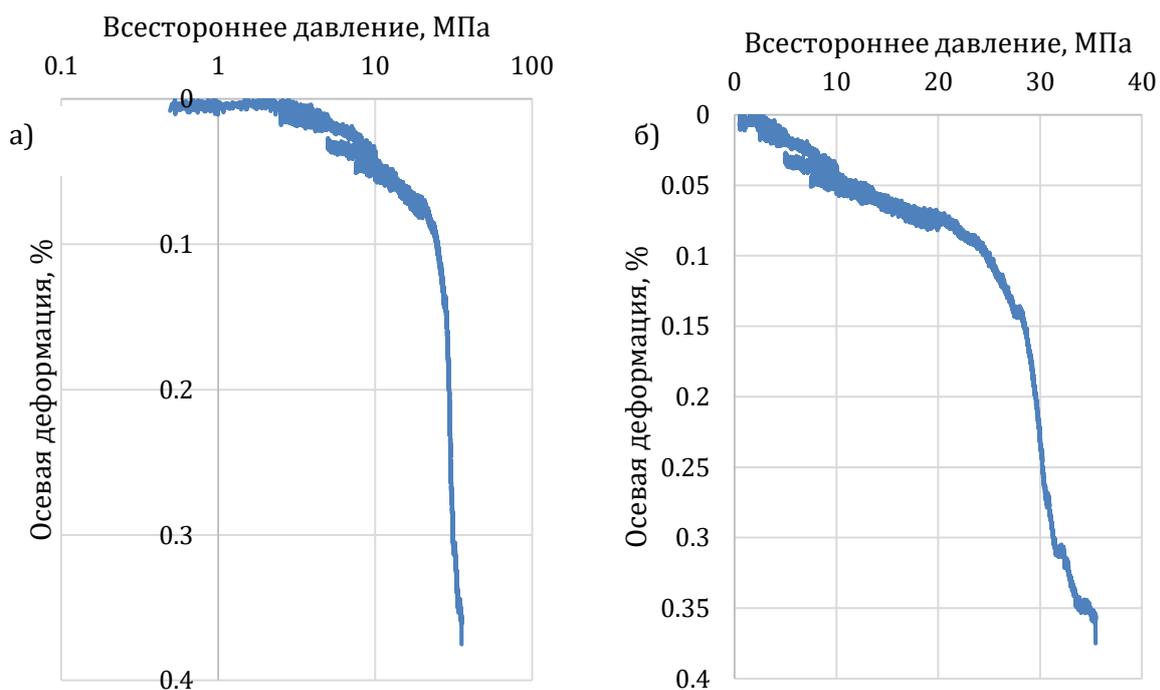


Рисунок 3.23 – Деформирования образца протерозойской глины в условиях всестороннего сжатия (образец № 2): а – логарифмическая шкала; б – обычная шкала

Дополнительные исследования поведения протерозойской глины в условиях трехосного сжатия были выполнены на образцах, отобранных из забоя станции Санкт-Петербургского метрополитена “Бухарестская”, изучалась деформационная и прочностная анизотропия. Глубина отбора образцов составляет 65 м от поверхности земли.

Испытание образцов выполнялось по консолидированно-недренированной схеме нагружения. Нагружение образцов глины выполнялось в продольном и поперечном направлениях (параллельно и перпендикулярно слоистости). Боковое напряжение изменялось в диапазоне 0–0.75 МПа. Результаты лабораторных испытаний сведены в таблицы (таблица 3.15, таблица 3.16).

Таблица 3.15 – Физические свойства породы, испытываемой по консолидированно-недренированной схеме

Глубина отбора образца, м	$W$ , %	$\rho$ , кг/м <sup>3</sup>	$\rho_d$ , кг/м <sup>3</sup>	$\rho_s$ , кг/м <sup>3</sup>
Параллельно слоистости				
65 (1)	7.7	2330	2170	2650
65 (2)	10.7	2280	2060	2650
65 (3)	10.4	2330	2110	2650
65 (4)	8.1	2370	1290	2650
Перпендикулярно слоистости				
65 (1)	11.4	2350	2110	2650
65 (2)	11.1	2320	2090	2650
65 (3)	5.8	2350	2220	2650
65 (4)	7.9	2340	2160	2650
65 (5)	10.3	2280	2070	2650
65 (6)	9.3	2280	2080	2650
65 (7)	11	2270	2040	2650
65 (8)	9.7	2270	2070	2650

Примечание:  $W$  – природная влажность;  $\rho$  – плотность породы;  $\rho_d$  – плотность скелета породы;  $\rho_s$  – плотность частиц породы;  $n$  – пористость породы;  $e$  – коэффициент пористости породы;  $S_r$  – коэффициент водонасыщения.

Таблица 3.16 – Механические свойства протерозойской глины параллельно слоистости по результатам консолидированно-недренированных испытаний

Глубина отбора образца, м	$W$ , %	$\sigma_1$ , МПа	$\sigma_3$ , МПа	$q$ , МПа	$C_u$ , МПа	$E_0$ , МПа	$\varepsilon_1$ , %
Параллельно слоистости							
65 (1)	7.7	2.87	0.00	2.87	1.435	273	1.05
65 (2)	10.7	4.30	0.25	4.05	2.025	257	1.67
65 (3)	10.4	4.28	0.50	3.78	1.890	254	1.68
65 (4)	8.1	4.17	0.50	3.67	1.835	386	1.08
Перпендикулярно слоистости							
65 (1)	11.4	2.64	0.00	2.64	1.320	104	2.53
65 (2)	11.1	3.22	0.25	2.97	1.485	156	2.06
65 (3)	5.8	3.54	0.50	3.04	1.520	188	1.88
65 (4)	7.9	3.26	0.50	2.76	1.380	159	2.05
65 (5)	10.3	3.23	0.75	2.48	1.240	235	1.37
65 (6)	9.3	3.53	0.75	2.78	1.390	257	1.37
65 (7)	11	6.73	0.50	6.23	3.115	715	0.94
65 (8)	9.7	8.80	0.75	8.05	4.025	651	1.35

Примечание:  $W$  – природная влажность;  $\sigma_1$  – осевое напряжение на пределе прочности породы;  $\sigma_3$  – боковое напряжение;  $C_u$  – сопротивление недренированному сдвигу;  $E_0$  – модуль деформации породы;  $\varepsilon_1$  – продольные деформации на момент достижения предела прочности породы.

По результатам лабораторных испытаний построены паспорта прочности протерозойской глины в направлении параллельно слоистости (рисунок 3.24а) и

перпендикулярно слоистости (рисунок 3.24б). С учетом неполного спектра проведения лабораторных испытаний на образцах, отобранных из забоя станции метрополитена “Бухаресткая”, диаграммы прочности построены только на основании результатов трехосных испытаний, которых недостаточно для того, чтобы получить представительную картину, охватывающую весь диапазон изменения напряжений. Как видно из представленной диаграммы, линейная огибающая прочности кругов Мора недостаточно хорошо описывает объемную прочность протерозойской глины.

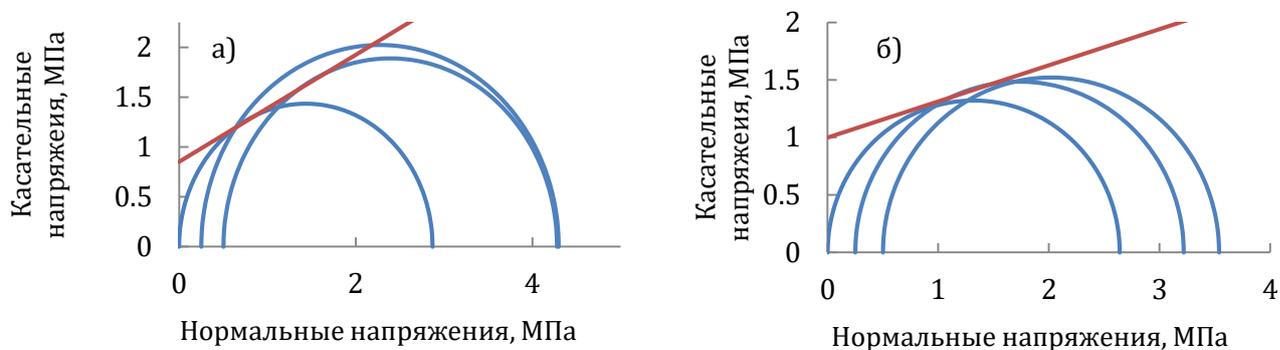


Рисунок 3.24 – Паспорт прочности протерозойской глины в направлении параллельно слоистости (а) и перпендикулярно слоистости (б)

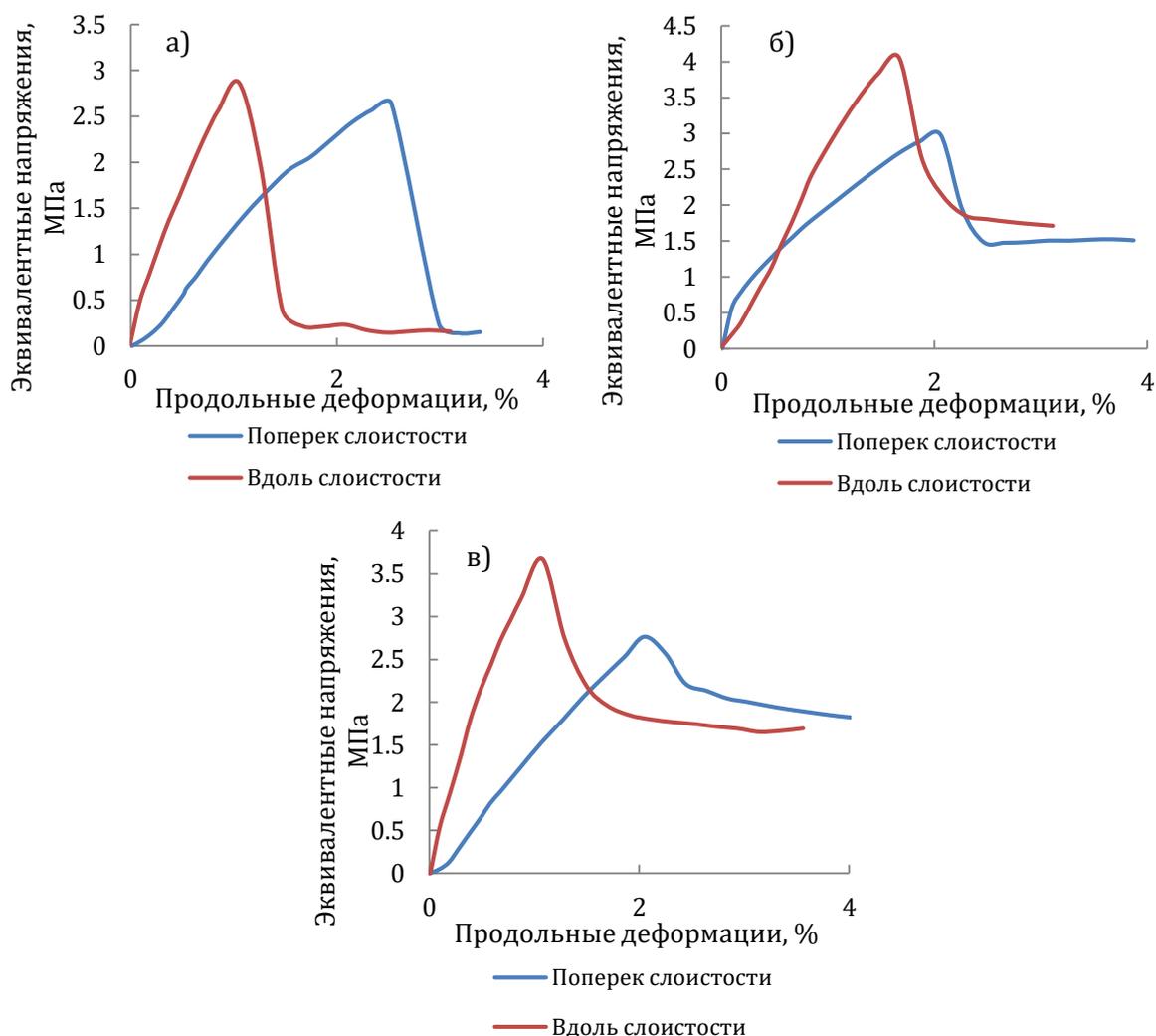


Рисунок 3.25 – Поведение протерозойской глины при нагружении вдоль и поперек слоистости: а - боковое давление  $\sigma_3 = 0$  МПа; б - боковое давление  $\sigma_3 = 0.25$  МПа; в - боковое давление  $\sigma_3 = 0.5$  МПа

Анализ кривых деформирования протерозойской глины (рисунок 3.25) позволил установить, что для данного участка отбора образцов прочность породы несколько выше в направлении параллельно слоистости, при этом величина деформаций на пределе прочности наоборот выше при испытании породы в направлении перпендикулярно слоистости и соответственно составляют 1.0–1.5% и 2.0–2.5%. Результаты подтверждают влияние слоистой структуры протерозойской глины на ее механические свойства. Если обратить внимание на кривые деформирования, то видно, что практически вплоть до достижения предела прочности материал ведет себя как линейно-деформируемая среда, что несколько упрощает запись уравнений при формулировке геомеханической модели поведения среды. Таким образом, геомеханическая модель поведения среды может быть сформулирована в рамках теории упругопластического поведения либо как идеально-пластическая среда, где стадия до предельного деформирования может быть описана в рамках теории упругости с последующим переходом в пластическую стадию деформирования, либо как упругопластическая среда с упрочнением, где закон упрочнения будет отвечать за допредельную стадию деформирования. Второй подход имеет преимущество над первым при решении задач, где одновременно породный массив испытывает как нагружение, так и разгрузку.

Отношение модуля деформации протерозойской глины  $E_0$  и эквивалентных напряжений  $q_u$ , при величине которого достигается предел прочности в продольном и поперечном направлениях, представлены в табличном виде (таблица 3.17).

Таблица 3.17 – Анизотропия деформационных и прочностных свойств протерозойской глины

Боковое давление $\sigma_3$	$\frac{E_{0\parallel}}{E_{0\perp}}$	$\frac{q_{u\parallel}}{q_{u\perp}}$
0.00	2.62	1.08
0.25	1.65	1.36
0.50	1.60	1.37

Таким образом, на основании проведенного исследования можно сделать вывод о наличии выраженной деформационной и прочностной анизотропии протерозойских глин. Различие в деформационных свойствах по направлениям выражено более ярко, а  $E_{0\parallel}/E_{0\perp}$  в зависимости от величины бокового давления составляет 1.6–2.62. Отношение прочности в продольном и поперечном направлениях  $q_{u\parallel}/q_{u\perp}$  составляет 1.08–1.37. Малое количество проведенных лабораторных испытаний образцов протерозойской глины не позволяет выявить зависимость изменения коэффициента анизотропии деформационных и прочностных свойств от вида напряженного состояния. Можно отметить, что жесткость протерозойской глины в направлении вдоль слоистости выше, чем в направлении, перпендикулярно слоистости.

#### 3.4.4 Результаты испытаний протерозойской глины сжатием по образующим

Параметры образцов протерозойской глины, на которых проводились испытания для определения прочности на одноосное растяжение методом сжатия по образующим, сведены в таблицу (таблица 3.18).

Результаты испытаний протерозойской глины сжатием по образующим с целью определения предела прочности на одноосное растяжение сведены в таблицы (таблица 3.19, таблица 3.20). В процессе испытаний фиксировалась разрушающая нагрузка, а также относительные нормальные деформации в направлении действия максимальных растягивающих напряжений и ширина раскрытия трещин после достижения породой предела прочности. Необходимо отметить, что по результатам испытаний должна была быть построена кривая разупрочнения породы при растяжении, которая характеризует зависимость остаточной прочности от ширины раскрытия трещины, что в дальнейшем бы

позволило определить величину энергии затраченной на разрушение породы. Однако, как показали лабораторные испытания, жесткость протерозойской глины недостаточна для определения таких показателей по рассматриваемой схеме нагружения. Образец в процессе разрушения (формирования магистральной трещины отрыва) распирался о нагружающие пластины, что не позволяло определить величину смещений, соответствующих полному раскрытию трещины. В дальнейшем будет выполнена попытка изменить схему испытания для определения необходимых показателей.

Таблица 3.18 – Параметры образцов протерозойской глины для испытания методом разрушения сжатием по образующим

№ образца	Направление нагружения	Диаметр, мм	Высота, мм	Плотность, кг/м <sup>3</sup>
1	Перпендикулярно слоистости	60.1	43.5	2230
2		59.5	51.0	2350
3		60.5	40.5	2360
4		60.5	44.5	2280
5		61.5	65.5	-
6		61.0	74.5	2080
7	Параллельно слоистости	61.7	69.8	2160
8		60.5	62.2	2190
9		61.2	57.0	2210
10		61.0	63.2	2260
11		60.4	49.5	2150

Таблица 3.19 – Результаты испытания образцов протерозойской глины для определения прочности на одноосное растяжение в направлении, перпендикулярном слоистости

№ образца	Разрушающая нагрузка, кН	Ширина раскрытия трещины на момент достижения предельной нагрузки, мм	Площадь поверхности разрушения, см <sup>2</sup>	Предел прочности одноосному растяжению, МПа
1	1737	0.0345	26.14	0.42
2	1688	0.0710	30.34	0.35
3	2030	-	24.50	0.52
4	2617	-	26.92	0.61
5	2249	0.0150	33.73	0.42
6	2394	0.0420	45.44	0.33
Среднее значение параметров				0.45
Среднеквадратичное отклонение				0.1
Коэффициент вариации, %				24

Таблица 3.20 – Результаты испытания образцов протерозойской глины для определения прочности на одноосное растяжение в направлении, параллельном слоистости

№ образца	Разрушающая нагрузка, кН	Ширина раскрытия трещины на момент достижения предельной нагрузки, мм	Площадь поверхности разрушения, см <sup>2</sup>	Предел прочности одноосному растяжению, МПа
7	1368	-	43.06	0.20
8	913	0.0280	37.64	0.15
9	1688	0.0040	34.88	0.30
10	3457	0.0055	38.52	0.57
11	644	0.0180	29.89	0.13
Среднее значение параметров				0.20
Среднеквадратичное отклонение				0.07
Коэффициент вариации, %				38

Усредненная прочность породы одноосному растяжению в направлении, перпендикулярном слоистости, равна  $0.45 \pm 0.10$  МПа, в направлении, параллельном слоистости, –  $0.20 \pm 0.07$  МПа. Таким образом, коэффициент анизотропии прочности

протерозойской глины при действии растягивающих напряжений составляет 2.25. С учетом представленных ранее результатов по анизотропии прочности протерозойской глины при одноосном сжатии, коэффициент анизотропии которой равен 1.12, можно сделать вывод, что чем ближе напряженное состояние к растянутой зоне, тем сильнее проявляется анизотропия деформационных свойств.

### 3.4.5 Результаты испытаний протерозойской глины раскалыванием сферическими инденторами

Типовые картины разрушения образцов после их раскалывания соосными инденторами представлены на ниже (рисунок 3.26).



Рисунок 3.26 – Фотографии образцов протерозойской глины после их раскалывания сферическими инденторами

Результаты испытаний протерозойской глины в направлении параллельно слоистости (таблица 3.21) сведены в табличный вид (таблица 3.22). Результаты испытаний протерозойской глины в направлении перпендикулярно слоистости (таблица 3.23) и обработка результатов по методике, представленной ранее, сведены в табличный вид (таблица 3.24). По результатам испытаний протерозойской глины породы построены паспорта прочности (рисунок 3.27).

Таблица 3.21 – Результаты испытаний протерозойской глины методом сферических инденторов в направлении параллельно слоистости

№ обр.	$P$ , кН	$A$ , мм	$B$ , мм	$K$	$S$ , см <sup>2</sup>	$F$ , см <sup>2</sup>
1	490	61.4	62.1	1.000	38.1	3.8
2	170	32.7	61.9	0.785	15.9	1.8
3	395	34.3	61.7	0.785	16.6	2.5
4	480	61.4	59.9	0.785	28.9	4.1
5	380	61.1	60.7	1.000	37.1	2.8
6	740	50.2	59.8	1.000	30.0	3.5

Прочность протерозойской глины одноосному растяжению в направлении параллельно и перпендикулярно слоистости соответственно равны 0.29 МПа и 0.64 МПа. Прочность протерозойской глины одноосному сжатию в направлении параллельно и перпендикулярно слоистости соответственно равна 1.89 МПа и 3.74 МПа. Прочность протерозойской глины чистому сдвигу в направлении параллельно и перпендикулярно слоистости соответственно равна 0.48 МПа и 1.00 МПа.

Таблица 3.22 – Результаты обработки испытаний протерозойской глины методом сферических инденторов в направлении параллельно слоистости

№ обр.	$\sigma_t$ , МПа	$\sigma_r$ , МПа	$\sigma_p$ , МПа	$C_0$ , МПа	$\varphi_0$ , град.	$\sigma_{сж}$ , МПа	$C$ , МПа	$\varphi$ , град.
1	0.128	1.28	0.233	0.41	54.9	1.69	0.48	31.3
2	0.107	0.94	0.192	0.32	52.8	1.26	0.37	29.8
3	0.237	1.60	0.413	0.62	47.8	2.21	0.69	26.3
4	0.166	1.17	0.291	0.44	48.7	1.61	0.49	26.9
5	0.102	1.34	0.190	0.37	59.1	1.72	0.45	34.6
6	0.246	2.10	0.441	0.72	52.2	2.82	0.83	29.3
Среднее значение параметров			0.294	0.48	52.6	1.89	0.55	29.7
Среднеквадратичное отклонение			0.110	0.16	4.1	0.55	0.17	3.0
Коэффициент вариации, %			37.5	32.5	7.9	29.3	31.2	10.2

Таблица 3.23 – Результаты испытаний протерозойской глины методом сферических инденторов в направлении перпендикулярно слоистости

№ обр.	$P$ , кН	$A$ , мм	$B$ , мм	$K$	$S$ , см <sup>2</sup>	$F$ , см <sup>2</sup>
1	28.77	28.77	61.91	0.785	13.98	1.85
2	42.24	42.24	58.08	1.000	24.53	2.35
3	38.15	38.15	52.69	1.000	20.10	3.65
4	28.38	28.38	61.05	1.000	17.33	2.39
5	26.66	26.66	58.52	0.785	12.25	1.73

Таблица 3.24 – Результаты обработки испытаний протерозойской глины методом сферических инденторов в направлении перпендикулярно слоистости

№ обр.	$\sigma_t$ , МПа	$\sigma_r$ , МПа	$\sigma_p$ , МПа	$C_0$ , МПа	$\varphi_0$ , град.	$\sigma_{сж}$ , МПа	$C$ , МПа	$\varphi$ , град.
1	0.304	2.30	0.537	0.84	50.1	3.14	0.95	27.8
2	0.306	3.19	0.558	0.99	55.6	4.18	1.16	31.8
3	0.366	2.02	0.619	0.86	43.9	2.87	0.94	23.7
4	0.439	3.18	0.771	1.18	49.3	4.36	1.33	27.3
5	0.425	3.01	0.744	1.13	48.8	4.14	1.27	27.0
Среднее значение параметров			0.646	1.00	49.5	3.74	1.13	27.5
Среднеквадратичное отклонение			0.107	0.16	4.2	0.68	0.18	2.9
Коэффициент вариации, %			16.5	15.6	8.5	18.2	16.0	10.5

Анализируя представленные результаты, можно отметить что величины прочности на одноосное растяжение, полученные по рассматриваемому методу и методу разрушения образца сжатием по образующим достаточно хорошо согласуются друг с другом. Так коэффициент анизотропии прочности при одноосном растяжении по двум рассмотренным методам соответственно получился равным 2.20 и 2.25. В то же время сходимости по величинам прочности на одноосное растяжение не наблюдается. Так, коэффициент анизотропии прочности при одноосном сжатии по рассматриваемой методике равен 1.97, в то время как коэффициент анизотропии, полученный по прямому методу определения прочности при одноосном сжатии, равен 1.12. С учетом этого, применение рассмотренной методики для изучения всего комплекса механических свойства протерозойских глин без внесения в нее изменений не рекомендуется.

### 3.5 Формирование физической модели поведения протерозойской глины

Представленные в разделе 3.4 результаты исследований механического поведения протерозойской глины позволяют получить хорошее представление о ее поведении на макроуровне. В тоже время интерес представляет и работа такой породы на микроуровне,

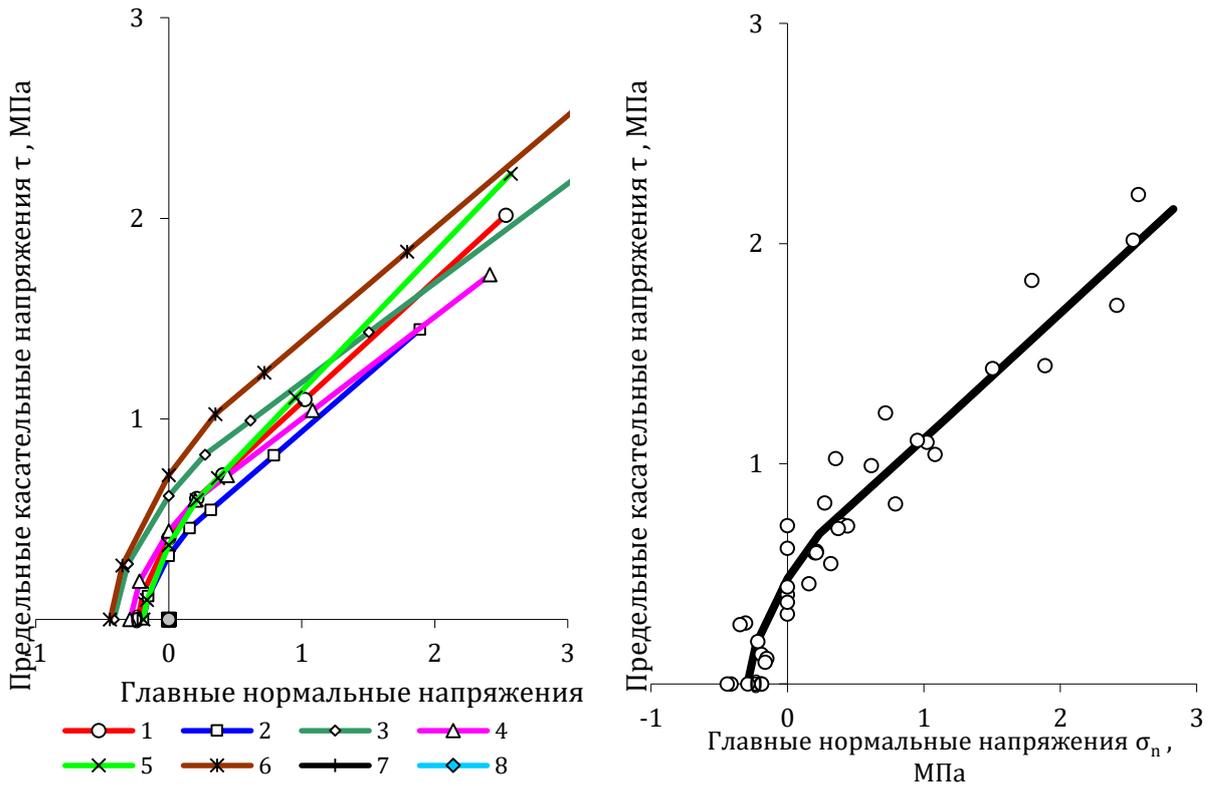


Рисунок 3.27 – Паспорта прочности протерозойской глины, построенные по результатам испытания образцов сферическими инденторами в направлении параллельно слоистости, (а) и паспорт прочности протерозойской глины, построенный по усредненным показателям прочностных свойств в направлении параллельно слоистости (б)

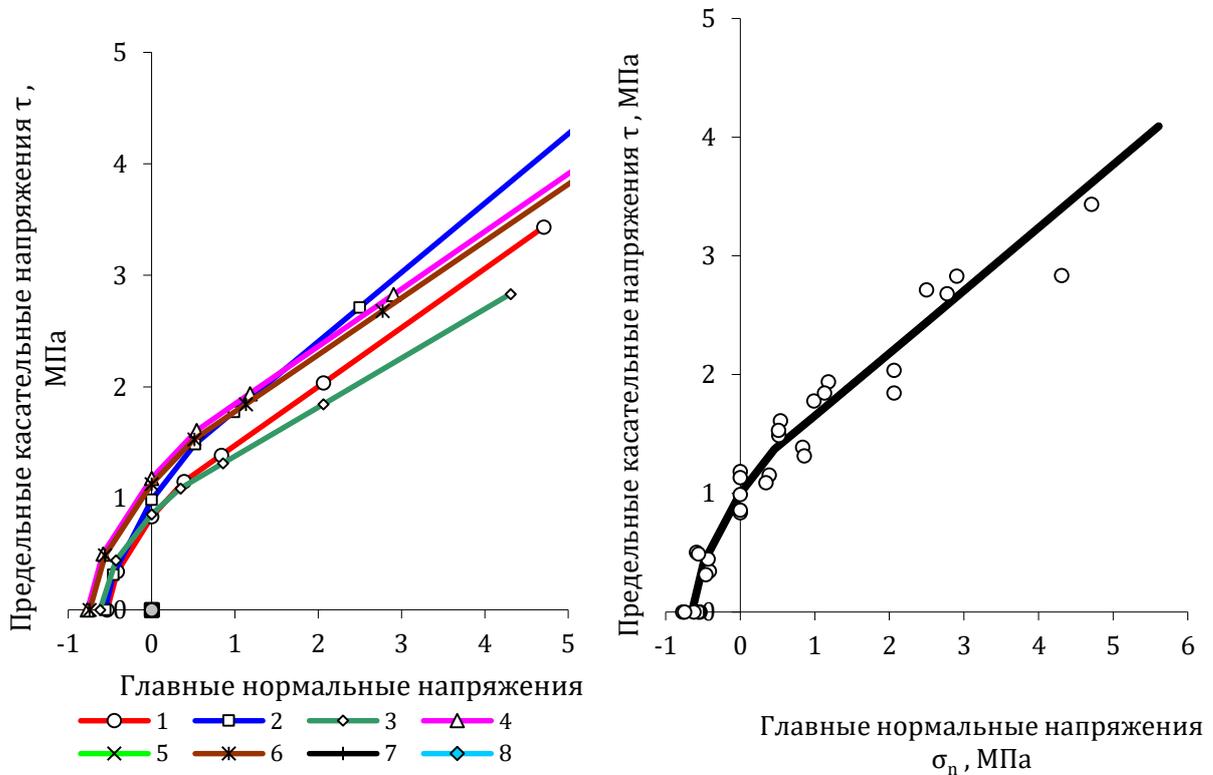


Рисунок 3.28 – Паспорта прочности протерозойской глины, построенные по результатам испытания образцов сферическими инденторами в направлении перпендикулярно слоистости, (а) и паспорт прочности протерозойской глины, построенный по усредненным показателям прочностных свойств в направлении перпендикулярно слоистости (б)

изучение которой позволит выработать предпосылки к формулировке модели деформирования такой среды с учетом локального взаимодействия.

Структура глин на макроуровне (рисунок 3.29) характеризуется строением твердого (состоящего из минеральных и органических образований) каркаса породы, пористостью и наличием микронеоднородностей (микрослоистости и микротрещиноватости).

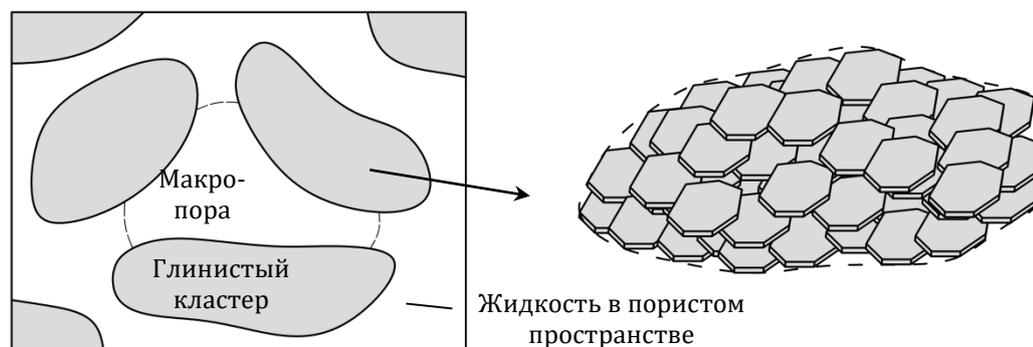


Рисунок 3.29 – Структура глин на макро- (а) и микроуровнях (б)

Породы можно рассматривать на разном уровне масштабов, что позволяет выявить и обосновать особенности их поведения, наблюдаемые на макроуровне. Можно выделить следующие структурные уровни:

- микроскопический уровень (наноуровень): среда рассматривается на уровне кристаллов, размер элементов неоднородностей составляет  $10^{-8}$ – $10^{-5}$  м;
- субмакроскопический уровень (мезоуровень): среда рассматривается на уровне элементарного объема литологической разности, размер элементов неоднородностей составляет  $10^{-5}$ – $10^{-3}$  м;
- макроскопический уровень: среда рассматривается на структурном уровне, размер элементов неоднородностей составляет  $10^{-3}$ – $10^1$  м;
- мегаскопический уровень (структурный элемент): среда рассматривается как сложное структурное образование, обладающее текстурой и находящиеся под действием гравитационных и тектонических сил, размер элементов неоднородностей составляет более 1 м.

Сыпучая среда, к которой с некоторой долей допущения можно отнести и породы, может быть описана как набор дискретных частиц. Тогда общее поведение породы будет зависеть от механических свойств материала частиц породы, плотности и структуры их упаковки и взаимодействия на контакте отдельных частиц друг с другом. Зная расположение частиц относительно друг друга, усредненный размер частиц, модуль сдвига и коэффициент Пуассона материала частиц, а также угол внутреннего трения между частицами и их сцепление, можно описать поведение такой среды на микроуровне.

Согласно [198] микроструктуру глинистых пород можно рассматривать на четырех различных масштабных уровнях (рисунок 3.30):

- *Глинистые частицы*: частицы глин имеют пластинчатую форму. Их толщина отличается от продольного и поперечного размера примерно в 100 раз. Размер таких частиц колеблется в диапазоне 0.01–1 мкм.
- *Глинистые пластины*: их размер колеблется в диапазоне 5–10 мкм. Они включают в себя глинистые частицы чешуйчатой формы. По контуру глинистые пластины покрыты тонким слоем гетита. В качестве матрицы выступают оксиды железа, в качестве заполнителя глинистые частицы и связанная вода.
- *Глинистый агрегат, являющийся подмножеством глинистых пластин*: глинистые пластины притягиваются друг к другу за счет поверхностных сил, возникающих между ними (химические, электростатические, Ван дер Вальса и др.). Эти силы притягивают глинистые пластины друг к другу, образуя глинистые кластеры. Размеры кластеров

продолжают расти до тех пор, пока гравитационные силы не становятся значительно больше поверхностных сил, действующих между отдельными глинистыми пластинами. На этом этапе глинистый кластер теряет возможность притягивать к себе другие пластины, и его рост прекращается. Предельный размер кластера зависит от типа глинистых пластин, жидкости внутри порового пространства и истории осадка накопления. В качестве матрицы выступают оксиды железа, в качестве заполнителя глинистые пластины и межагрегатная вода.

- *Глинистый материал*, природный материал, состоящий из сцементированных между собой *глинистых агрегатов*.

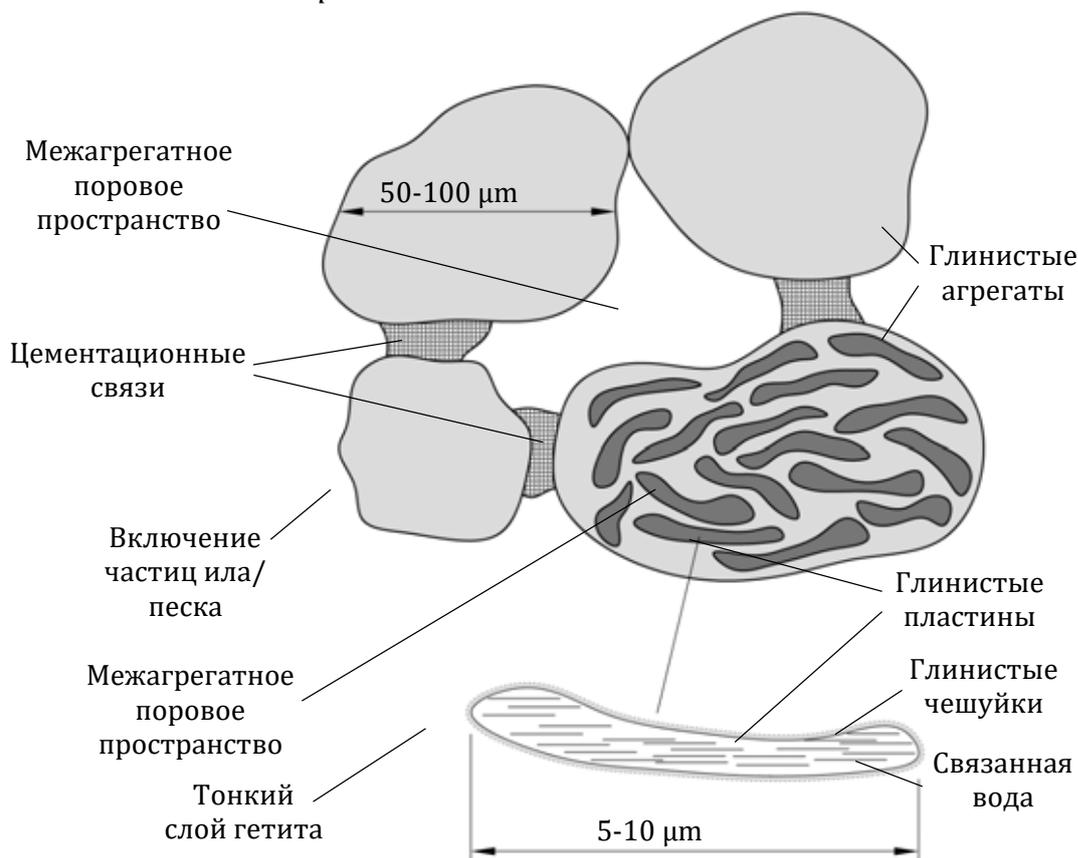


Рисунок 3.30 – Микроструктурное представление глинистой породы [199]

Так как между глинистыми частицами действуют поверхностные силы, создавая взаимное притяжение отдельных частиц друг к другу, глинистый агрегат не испытывает значительных деформаций под действием обычных внешних нагрузок, а форма его остается практически неизменной, что позволяет его рассматривать как отдельный элемент. С другой стороны, взаимодействие между глинистыми агрегатами в основном происходит под действием механических сил, что позволяет рассматривать взаимодействие между ними как между набором отдельных “частиц” (рисунок 3.31).

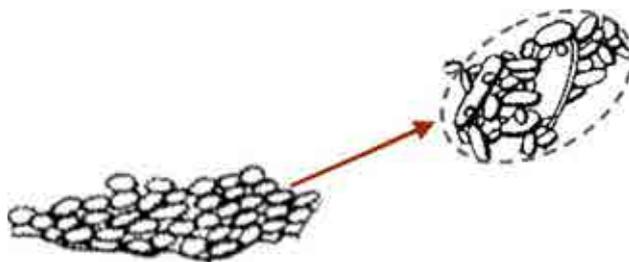


Рисунок 3.31 – Схематическое представление глинистого кластера в виде частицы [200]

Основное отличие между частицей песка и глинистым агрегатом – это значительно более высокая способность его к деформированию. Деформативность глинистого агрегата зависит от того, какую структуру образовали глинистые частицы между собой.

Исследование, выполненное Хичером [200], посвященное изучению микроструктуры глинистых пород при помощи электронной микроскопии, показало, что глинистые кластеры ведут себя подобно частицам в сыпучей среде. Основное различие в характере поведения песка и глины заключается в особенностях деформирования частиц, из которых они состоят. Так, деформативность глинистого агрегата оказывает значительное влияние на изменение объема глины при дренированных испытаниях, а также развитие напряжений при недренированных испытаниях. Упругое поведение при малых деформациях ( $<10^{-3}$ ), когда смещение глинистых агрегатов относительно друг друга незначительно, в основном вызвано деформацией индивидуальных кластеров. По мере роста деформаций все большее влияние начинает оказывать взаимное смещение глинистых кластеров относительно друг друга. В таких условиях основным фактором, оказывающим влияние на поведение глинистой породы, является трение, возникающее между отдельными кластерами, которое зависит от их формы и шероховатости поверхности.

С.С. Вялов в своей работе [201] придерживался схожего подхода, говоря о структурных особенностях глины. Взаимодействие между отдельными частицами породы может рассматриваться только у взвешенных, свежесвыпавших осадков и суспензий. Для подавляющего большинства нормально уплотненных и переуплотненных пород характерно агрегированное состояние.

Анализ порового пространства глин позволил выявить две группы пор, одни размером 1  $\mu\text{м}$ , межагрегатное пространство, вторые размером 10  $\mu\text{м}$ , пространство между агрегатами. Размеры и количество пор значительно уменьшаются при действии всестороннего равнокомпонентного напряженного состояния, при этом межагрегатное поровое пространство остается практически неизменным при незначительных величинах напряжений, а уплотнение глины реализуется за счет межагрегатного пространства. Это позволяет говорить о том, что изменение объема происходит за счет перегруппировки глинистых агрегатов [187].

Под микроструктурным уровнем взаимодействия в дальнейшем в работе будет пониматься уровень взаимодействия между глинистыми агрегатами. Рассматривать взаимодействие между глинистыми пластинами внутри агрегата или глинистыми частицами внутри глинистой пластины нецелесообразно, так как их вклад в общую картину деформирования глинистых пород весьма мал, а в основном взаимодействие между глинистыми агрегатами определяет прочность и деформационную способность глины на макроуровне.

Таким образом, упрощенно глинистые агрегаты можно рассматривать как набор сфер неправильной формы соответствующего размера, которые взаимодействуют между собой по плоскости контакта [202]. Разработка геомеханической модели (глава 5) поведения литифицированных глинистых пород будет исходить из представленной выше физической модели взаимодействия.

Жесткость индивидуальных контактов зависит от сил взаимодействия между частицами, жесткости самих частиц, плотности упаковки частиц и их размера. При рассмотрении литифицированных глинистых пород между глинистыми агрегатами в основном можно ограничиться учетом сил, передающихся через скелет породы, и учетом цементационных сил.

### 3.6 Заключение по разделу 3

Представленный в разделе материал позволяет сделать следующие выводы:

- комплексное изучение механического поведения протерозойских глин в лабораторных условиях позволило изучить деформирование протерозойской глины в широком диапазоне достигнутых величин деформаций и напряжений. В частности, получены зависимости деформирования протерозойских глин в диапазоне малых деформаций, где наблюдается нелинейный характер деформирования глины. Схожие зависимости получены как в направлении перпендикулярно, так и в направлении параллельно слоистости. Построенные диаграммы зависимости касательного модуля деформаций в диапазоне малых деформаций от достигнутой величины продольных деформаций позволяют говорить о поэтапном снижении его величины с увеличением деформаций, вплоть до постоянного значения;
- выполненный комплекс лабораторных исследований, который включал в себя нагружение глины соосными инденторами, раскалывание по образующим, испытание при одноосном и объемном сжатии, позволил получить показатели прочности протерозойской глины при различных видах напряженного состояния. Обобщение полученных данных позволило построить паспорта прочности протерозойской глины в направлении параллельно и перпендикулярно ее слоистости. Отмечено влияние структуры протерозойской глины на ее прочностные свойства;
- исследования деформирования протерозойской глины в условиях одноосного и объемного сжатия позволили установить влияния минимальных главных напряжений на ее деформационные свойства. Так, увеличение минимальных главных напряжений приводит к увеличению значения модуля деформации и модуля упругости протерозойской глины. При этом данный эффект отмечен как на начальной стадии деформирования протерозойской глины, так и с ростом величины достигнутой деформации;
- в целом необходимо отметить, что слоистая структура протерозойской глины оказывает влияние на все ее механические свойства. Наибольшее анизотропия как прочностных, так и деформационных свойств проявляется при малых значениях минимальных главных напряжений, и по мере их роста влияние структуры заметно снижается. Коэффициент анизотропии деформационных свойств выше, чем прочностных, то есть влияние структуры протерозойской глины в допредельной стадии деформирования выше, чем в предельной и запредельной;
- выполненные лабораторные исследования позволили сформировать более полное представление о деформировании и разрушении протерозойских глин и могут быть использованы в качестве материала для изучения ее поведения, разработки новых или адаптации существующих уравнений состояния материала, а также на стадии проектировании подземных сооружений в рассматриваемых глинах;
- анализ микроструктуры глинистых пород позволил выделить несколько структурных уровней. Частицы глины объединяются в глинистые пластины, которые в дальнейшем формируют глинистые агрегаты. Основное взаимодействие осуществляется на уровне глинистых агрегатов;
- анализ работы глинистых пород на микроструктурном уровне показал, что основные деформации развиваются за счет упругого деформирования глинистых агрегатов и взаимного сдвига отдельных кластеров относительно друг друга;
- взаимодействие между глинистыми агрегатами можно рассматривать, как взаимодействие между частицами в сыпучей среде, однако прочность реализуется не только за счет трения, но и за счет связей между кластерами частиц, характеризующихся сцеплением.

## **Раздел 4. Разработка численных моделей прогноза геомеханических процессов при строительстве подземных сооружений в твердых аргиллитоподобных глинистых породах, характеризующихся анизотропией прочностных и деформационных свойств**

### **4.1 Общие положения**

Аргиллитоподобные глинистые породы при малых величинах бокового обжатия ведут себя как хрупкие среды, что характерно для условий, формируемых в приконтурной зоне породного обнажения, а сам процесс разрушения происходит за счет формирования и распространения микротрещин отрыва и сдвига. Большое количество экспериментальных данных и в частности результаты лабораторных испытаний, представленных в разделе 3 показывают, что на механическое поведение аргиллитоподобных глин значительное влияние оказывает их микроструктура, которая представляет собой напластование вытянутых глинистых кластеров, ориентированных в одном направлении. В результате ориентированной структуры аргиллитоподобных глинистых пород формируется естественная анизотропия прочностных и деформационных свойств. Такой характер механического поведения отмечен по результатам лабораторных условий и, что самое главное, в окрестности породных обнажений [203–205], что выражается в виде изгиба, расслоения и потери устойчивости слоя глинистых пород.

Исследования процессов деформирования и разрушения породного массива в приконтурной области традиционно выполняется в рамках механики сплошной среды, когда породный массив рассматривается как упругопластическая среда, а сам механизм упругопластического деформирования усреднен по определенной области. В то же время хрупкое разрушение аргиллитоподобных глин приводит к формированию большого количества новых поверхностей ослабления, на которых локализуется сдвиговые и нормальные растягивающие деформации. Образование новых поверхностей ослабления, ориентация которых заранее не известна и определяется в процессе расчета, формирует так называемую деформационную анизотропию, которая в свою очередь оказывает влияние на последующий процесс деформирования и разрушения глинистой породы (рисунок 4.1). Для описания столь сложного механического поведения горной породы применяются различные подходы, которые реализуются в рамках механики сплошной среды, дискретной среды или дискретно-сплошной среды.

В рамках механики сплошной среды широкое распространение при идеализации работы горной породы получили методы, основанные на рассмотрении процесса деформирования на микро- и макроуровнях (микроструктурный и макроструктурный подходы). Моделирование механического поведения горной породы на различных стадиях ее деформирования в рамках сплошной среды с применением микроструктурного подхода представлено в работах А.Г. Оловянного [142, 143], Z.P. Bazant [206], O.C. Zenkiewicz [141], Y. Zhao [207], F. Homand [208, 209], и др. Эти работы объединяет принцип рассмотрения процессов деформирования на микроструктурных площадках (площадках интегрирования), которые наклонены относительно главных осей на определенный угол, в то время как деформации на макроструктурном уровне получаются суммированием деформаций с микроуровней по определенному закону. Это позволяет не задаваться заранее предопределенным направлением развития трещин, а получать информацию о формировании новых трещин в процессе расчета.

Разработкой моделей поведения материала и решением практических задач геомеханики, основанных на макроструктурном подходе, занимались А.Г. Протосеня [86],

Y.W. Pan [210], G.I. Ofoegbu [211] и др. Данный класс моделей обладает хорошей

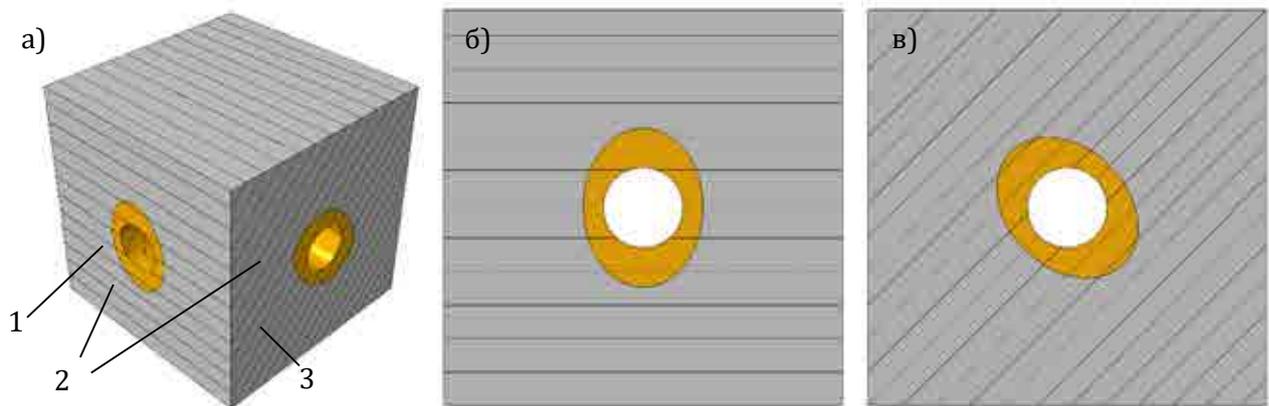


Рисунок 4.1 – Качественный характер формирования зоны предельного состояния в окрестности породного обнажения: а – аксонометрическая схема; б – пересечение породным обнажением горизонтальной слоистости; в – пересечение тоннелем наклонной слоистости; 1 – породное обнажение; 2 – зона предельного состояния (зона нарушенных пород); 3 – направление слоистости

сходимостью, и они достаточно эффективно могут быть реализованы на основании численных методов анализа. Однако недостатком макроструктурных моделей деформирования и разрушения горных пород является то, что они основаны на феноменологическом подходе, который не позволяет описать некоторые механические процессы с достаточной степенью достоверности. Параметры таких моделей не всегда имеют физически понятный смысл и зачастую могут быть определены только с применением оптимизационных методов. В целом можно отметить, что такой класс моделей можно использовать для прогноза проявлений геомеханических процессов на макроуровне, но не для изучения самого процесса формирования и развития микротрещин в рассматриваемом объеме горной породы или породного массива.

Механика дискретных сред, реализация которой, например, выполнена в программных комплексах UDEC и 3DEC, а также ряде других программных продуктов, в основном используется для описания механического поведения нарушенного породного массива, который разбит некоторым количеством поверхностей ослабления. Сам процесс деформирования не сопровождается формированием новых трещин, а только раскрытием и выходом из зацепления существующих, что несколько снижает область применения данного метода для изучения процессов деформирования на уровне образца горной породы и изучения процесса их развития в породном массиве. Однако в ряде работ [212–217] показано, что данный метод при внесении необходимых изменений может быть успешно использован для изучения процессов деформирования и разрушения горных пород.

Наиболее полно процессы деформирования и разрушения среды можно реализовать в рамках метода конечно-дискретных элементов, который представляет собой комбинацию элементов механики сплошной среды с элементами механики дискретных сред. В рамках механики сплошной среды выполняется описание механических процессов на допредельной стадии деформирования, как с применением элементов теории упругости, так и на основании теорий упругопластического или вязкоупругопластического течения. В рамках механики дискретных сред рассматривается возможность формирования трещин отрыва, трещин сдвига или их комбинации. Формирование и рост поверхностей ослабления (микротрещин) в явном виде позволяет перейти от допредельной стадии деформирования среды к запредельной. Первые исследования в данной области представлены в работах А. Munizha [218-220]. В

дальнейшем возможности данного метода были расширены [221–227] и был выпущен ряд программных реализаций данного метода Y-Geo, Irazu и ProRock.

Существует несколько основных подходов к реализации метода конечно-дискретных элементов, которые отличаются как по строгости соответствия механических процессов действительному характеру деформирования и разрушения, так и по сложности. Первый подход, который реализован в коммерческом программном продукте ELFEN [228-232], заключается в рассмотрении тела на начальном этапе как сплошной среды с постепенным формированием плоскостей ослабления по мере того, как реализуется один из критериев разрушения. Особенность реализации дискретно-сплошной среды в данном программном комплексе заключается в том, что после достижения критерием разрушения заданного значения сетка конечных элементов на рассматриваемом участке перестраивается так, что на участке формирования трещины отрыва или сдвига происходит разделение сетки с образованием нового контактного условия по границе элементов. Таким образом, вместо сплошной непрерывной среды формируется сетка элементов, узлы ряда элементов которой не связаны друг с другом, а формируют контактную пару, что позволяет им перемещаться относительно друг друга в тангенциальном и нормальном направлениях, в то время как общая жесткость рассматриваемой системы снижается. Достоинством такого подхода является отсутствие дополнительных требований к построению расчетной сетки, что снижает трудоемкость подготовки сеточной модели. Недостатком является весьма непростой алгоритм для перестроения расчетной сетки, а также сложность или, в некоторых случаях, невозможность реализации такого подхода в рамках существующих программных комплексов для выполнения численного анализа, так как доступ к инструментам, позволяющим модифицировать расчетное ядро, обычно отсутствует.

Второй подход заключается в создании расчетной элементной сетки, которая включает в себя два типа конечных элементов. Первый тип конечных элементов – сплошной элемент, он отвечает за деформации материала в допредельной стадии деформирования. При этом закон поведения может быть произвольным, а взаимосвязь между приращениями напряжений и деформаций может быть задана как функция от напряжений, деформаций или других переменных. Такой подход дает возможность использовать уже существующие модели поведения материала, разработанные в рамках теорий линейной и нелинейной упругости, теории пластического течения и др. Второй тип конечных элементов – когезионные элементы, они позволяют реализовать работу материала в запредельной стадии деформирования за счет формирования ослаблений на границе сплошных элементов. Особенностью когезионных элементов является эффективная работа при значительном отличии размеров элементов в длину, в ширину и по толщине. До достижения напряжениями или деформациями предельной величины данный тип элемента не оказывает влияния на поведение материала и обеспечивает связь между сплошными элементами. Однако после достижения напряжениями или деформациями предельных величин жесткость когезионных элементов снижается от полной до нулевого значения согласно принятому закону разупрочнения среды, формируя поверхности ослабления внутри материала (микротрещины). Формирование новых поверхностей ослабления постепенно ослабляет материал на глобальном уровне и позволяет моделировать процесс зарождения и распространения трещин, то есть процесс разрушения материала. Основное достоинство такого подхода заключается в возможности его реализации практически в любом программном комплексе общего назначения для выполнения конечно-элементного анализа (Abaqus, Ansys, Ls-Dyna, MSC Marc и др). Основным недостатком такого подхода являются особые требования к формированию конечно-элементной сетки и размерам конечных элементов. Конечно-элементная сетка должна быть максимально неупорядоченная, что позволит формироваться поверхностям ослабления в произвольном, а не в заранее заданном направлении. Размеры конечных

элементов должны быть достаточно малы по сравнению с рассматриваемым объектом, что в значительной степени сказывается на продолжительности вычисления. Однако данные недостатки не являются непреодолимыми, так как современные алгоритмы генерации конечно-элементной сетки могут создавать как упорядоченную, так и неупорядоченную сетку, а методы решения систем линейных уравнений достаточно хорошо распараллеливаются, что позволяет значительно снизить продолжительность каждого конкретного расчета.

Реализация метода конечно-дискретных элементов в работе выполнена на основании второго подхода, а его внедрение осуществлено в программный комплекс Abaqus/Explicit за счет расширения его функционала.

#### **4.2 Принципы разработки численных моделей в рамках метода конечно-дискретных элементов**

Построение численной модели в рамках метода конечно-дискретных элементов включает несколько основных этапов. Первый этап заключается в выборе или разработке уравнений механического поведения сплошных элементов и когезионных элементов. Обычно для описания механического поведения среды, моделируемой сплошными элементами, используются уравнения теории упругости, реже пластичности, в то время как для описания механического поведения когезионных связей используются уравнения теории упругости с элементами механики разрушения. Второй этап включает генерацию элементной сетки, где сплошные элементы отделены друг от друга когезионными элементами, то есть узлы сплошных элементов не связаны друг с другом, а передача усилий от одного сплошного элемента к смежному сплошному элементу осуществляется через когезионные элементы. Такой подход обеспечивает непрерывность перемещений до момента формирования поверхности ослабления и отдельное деформирование среды после образования поверхности ослабления. Третий этап включает в себя разработку модели контактного взаимодействия между гранями сплошных элементов, позволяющей обеспечить контакт между поверхностями сплошных элементов после формирования поверхности ослабления (исключения когезионного элемента из работы). Наибольшую сложность представляет третий этап, так как алгоритм поиска контакта между вновь формируемыми поверхностями должен отслеживать их положение в процессе решения задачи и в автоматическом режиме включать или отключать контактное взаимодействие. Так как работа не посвящена непосредственно разработке алгоритма поиска контактного взаимодействия, реализация предложенного метода выполнена в программном комплексе общего назначения Abaqus/Explicit, который позволяет моделировать изменение напряженно-деформированного состояния среды на основании явной схемы интегрирования уравнений по времени и реализует эффективные алгоритмы поиска контактов между поверхностями на различных этапах решения задачи. Ниже (рисунок 4.2) представлен алгоритм реализации метода конечно-дискретных элементов применительно к программному комплексу Abaqus/Explicit.

Существующие алгоритмы генерации конечно-элементной сетки выполняют ее построение таким образом, что взаимосвязь между смежными элементами осуществляется через общие узлы, что обеспечивает выполнение условия непрерывности перемещений. Для реализации дискретно-сплошного представления среды необходимо разделить сплошные элементы так, чтобы каждый из них не имел общих узлов друг с другом. Сплошные элементы обычно имеют форму треугольника (постановка задачи в плоской деформации), клина (плоская деформация, реализуемая в пространственной постановке) или тетраэдра (обобщенная пространственная постановка), что позволяет сформировать максимально неструктурированную сетку. Ниже (рисунок 4.3), представлены варианты связи сплошных элементов через когезионные элементы.

Когезионные элементы на рисунках условно показаны ненулевой толщины. При

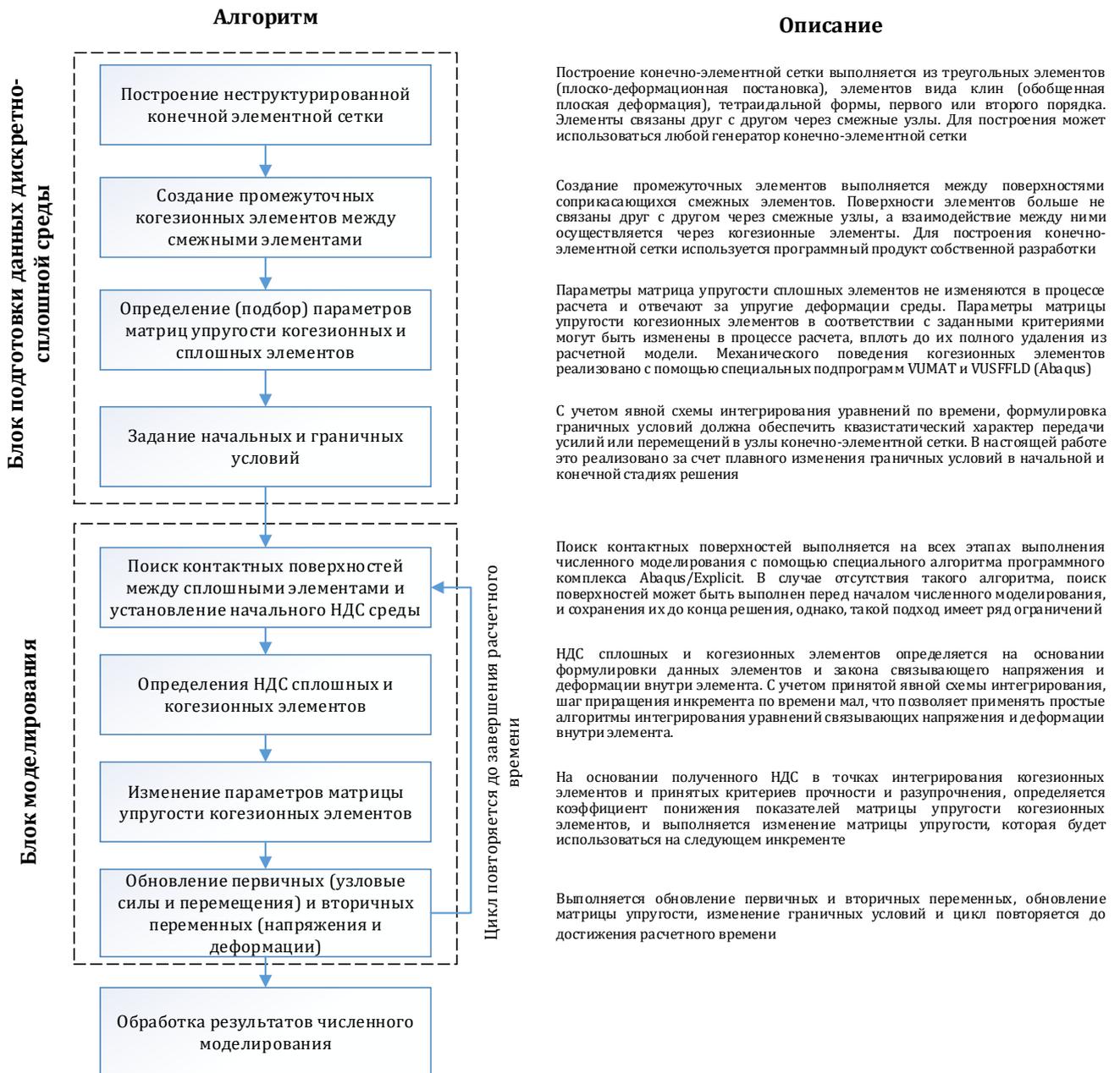


Рисунок 4.2 – Алгоритм проведения численного моделирования при дискретно-сплошном представлении среды

выполнении моделирования их геометрическая толщина принимается равной нулю, а физическая толщина определяется через внутренний параметр, который не меняется в процессе решения. Отметим, что указанный подход может быть использован для формирования дискретно-сплошной среды как из элементов первого (узлы элемента формируются только в его вершинах), так и из элементов второго порядка (узлы дополнительно формируются на гранях элемента).

Для повышения прогноза деформаций на допредельной стадии деформирования используются треугольные или тетраэдральные элементы второго порядка, то есть каждая грань треугольного элемента содержит 3 узла, а поверхность тетраэдрального элемента содержит 6 узловых точек. Для того чтобы соединить такие сплошные элементы, можно использовать когезионные элементы второго порядка или несколько когезионных элементов первого порядка. Так грани смежных треугольных элементов второго порядка

связываются через два когезионных элемента прямоугольной формы первого порядка, в то время как две поверхности тетраэдральных элементов второго порядка связываются через четыре когезионных элемента типа “клин” (рисунок 4.4).



Рисунок 4.3 – Примеры геометрического представления конечно-элементной сетки в рамках дискретно-сплошного подхода: а – плоская деформация; б – плоская деформация, реализуемая в пространственной постановке; в – обобщенная пространственная постановка

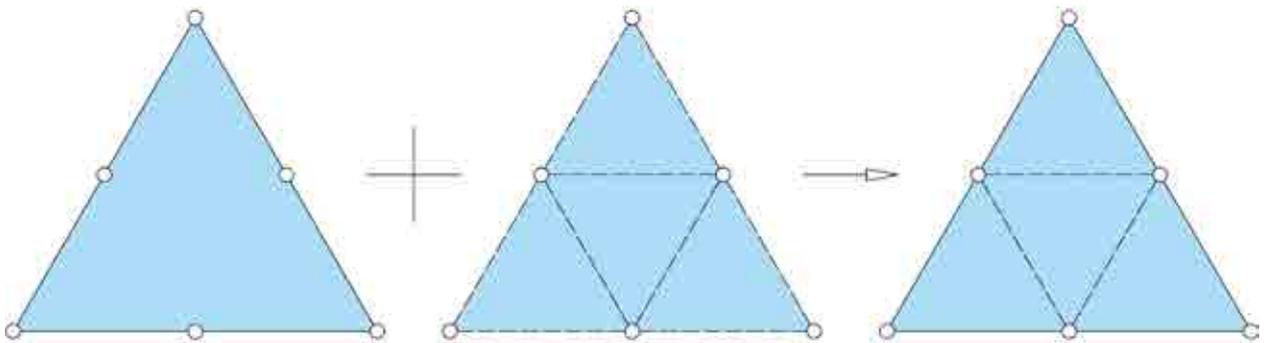


Рисунок 4.4 – Связь между гранью (поверхностью) сплошных элементов второго порядка и когезионными элементами первого порядка (а – плоская деформационная постановка; б – обобщенная пространственная постановка):

1 – сплошной элемент; 2 – когезионный элемент; 3 – узлы конечно-элементной сетки

В связи с тем, что существующие программы для генерации элементной сетки позволяют формировать только совместные сетки, где сплошные элементы связаны между собой через смежные узловые точки, в рамках работы были разработаны алгоритмы генерации элементных сеток для условий плоской деформации и решения пространственных задач пригодных для их последующего применения в рамках метода конечно-дискретных элементов. На основании предложенного алгоритма было разработано программное решение, которое позволяло генерировать элементную сетку для элементов первого и второго порядка как в условиях плоской деформации (треугольный или прямоугольный элементы), так и для решения пространственных задач (тетраэдральный, призматический элементы или элемент типа “клин”). Выходной файл включал в себя узловые точки и элементы в формате, принятом в программном комплексе Abaqus/Explicit. Разработанное программное решение позволяет также выполнять генерацию элементной сетки, где сплошные элементы не связаны друг с другом, а когезионные элементы между ними отсутствуют. Тогда взаимодействие между сплошными элементами с самого начала решения задачи выполняется через контактные

условия. Выполняется поиск поверхностей соприкасающихся друг с другом сплошных элементов, между которыми реализуется взаимосвязь.

Механизм деформирования и разрушения когезионных элементов (см. раздел 4.3) реализован через пользовательскую процедуру VUSDFLD, которая позволяет переопределять параметры модели поведения среды в процессе решения задачи. В процессе решения отслеживалось изменение средних напряжений в каждой точке интегрирования когезионных элементов и выполнялась корректировка прочностных показателей среды.

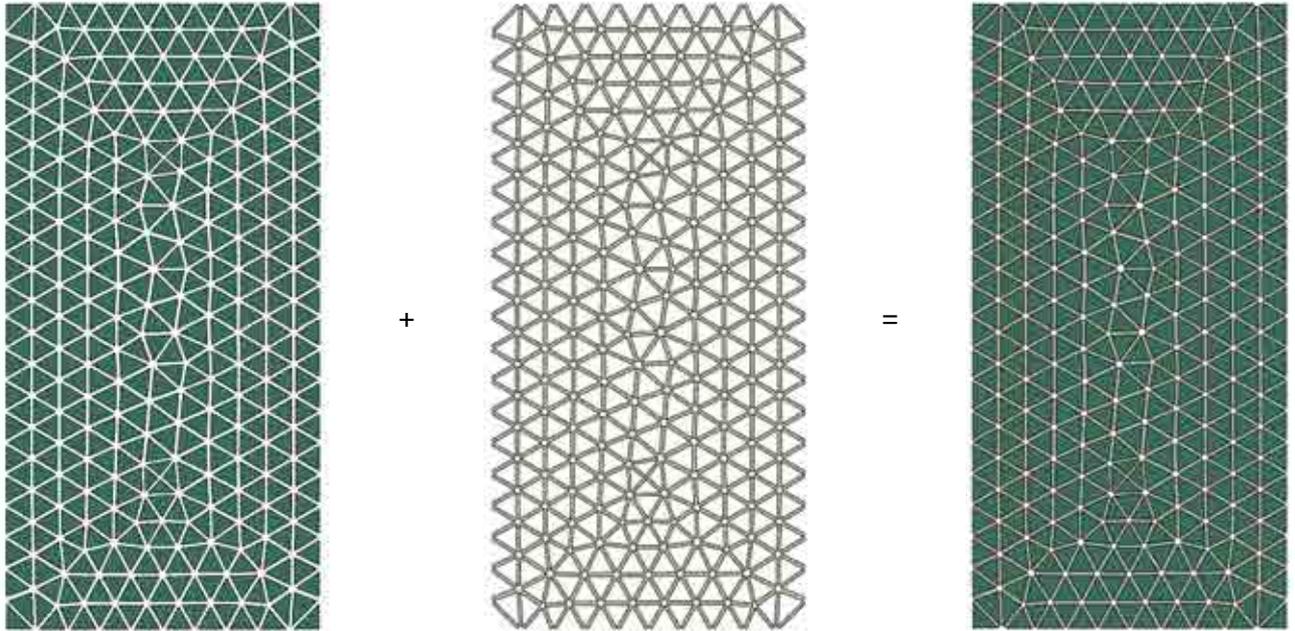


Рисунок 4.5 – Пример дискретизация образца горной породы в рамках метода конечно-дискретной среды (толщина когезионных элементов приведена отличной от нуля для наглядности)

### 4.3 Уравнения механического поведения среды

Для описания механического поведения сплошных элементов могут использоваться элементы теории упругости, теории пластического течения, теории вязкого и вязко-пластического течения, а также их комбинации. Эти теории хорошо известны, и уравнения связи между напряжениями и деформациями в общем виде в данном разделе не приводятся (см. главу 5). В работе среда, моделируемая сплошными элементами, рассматривалась как линейная деформируемая изотропная или трансверсально-изотропная среда. Некоторая нелинейность деформирования на допредельной стадии, достижение предела прочности и разупрочнение среды реализованы через изменение жесткости когезионных элементов. Механическое поведение когезионных связей необходимо разделить на две составляющих: поведение в допредельной и запредельной стадиях деформирования.

Механическое поведение когезионных связей в допредельной стадии деформирования выражается через линейную связь между напряжениями и деформациями, которую в общем виде можно представить, как

$$\begin{pmatrix} t_n \\ t_t \\ t_s \end{pmatrix} = \begin{bmatrix} E_{nn} & E_{ns} & E_{nt} \\ E_{ns} & E_{ss} & E_{st} \\ E_{nt} & E_{st} & E_{tt} \end{bmatrix} \begin{pmatrix} \varepsilon_n \\ \varepsilon_t \\ \varepsilon_s \end{pmatrix}. \quad (4.1)$$

Представленная матрица упругости позволяет обеспечить взаимосвязь между всеми компонентами вектора напряжений и вектора деформаций. Однако для

рассматриваемой модели среды полная связь между векторами напряжений и деформаций не нужна и элементы матрицы упругости, расположенные вне главной диагонали, можно приравнять к 0:

$$\begin{pmatrix} t_n \\ t_t \\ t_s \end{pmatrix} = \begin{bmatrix} E_{nn} & 0 & 0 \\ 0 & E_{ss} & 0 \\ 0 & 0 & E_{tt} \end{bmatrix} \begin{pmatrix} \varepsilon_n \\ \varepsilon_t \\ \varepsilon_s \end{pmatrix}, \quad (4.2)$$

где  $E_{ij}$  – коэффициенты матрицы упругости.

Вектор напряжений в рассматриваемой плоскости когезионного элемента  $\mathbf{t}$  содержит три компонента: нормальное напряжение  $t_n$  и касательные напряжения  $t_s$  и  $t_t$ . Соответствующие им величины перемещений обозначим как  $\delta_n, \delta_s, \delta_t$ . Обозначив  $T_0$  за толщину когезионного слоя, величины номинальных деформаций найдем через компоненты перемещений по следующим формулам:

$$\varepsilon_n = \frac{\delta_n}{T_0}; \quad \varepsilon_t = \frac{\delta_t}{T_0}; \quad \varepsilon_s = \frac{\delta_s}{T_0}, \quad (4.3)$$

где  $\varepsilon_n, \varepsilon_t, \varepsilon_s$  – номинальные нормальные и касательные деформации.

Плотность когезионной связи  $\bar{\rho}_c$  найдем как произведение плотности когезионного материала  $\rho_c$  на толщину когезионного слоя  $T_c$ :

$$\bar{\rho}_c = \rho_c T_c. \quad (4.4)$$

Для того чтобы влияние когезионного элемента на допредельной стадии деформирования было минимальным, величина его жесткости должна быть принята равной бесконечности, однако в рамках рассматриваемого численного метода анализа это невозможно, так как элементы являются не абсолютно жесткими, а обладают конечной жесткостью. Поэтому предварительно величина жесткости когезионных связей определяется согласно уравнению

$$E_c = \left( \frac{E_\alpha}{T_c} \right) T_0, \quad (4.5)$$

где  $E_\alpha$  – модуль упругости когезионного материала;  $T_c$  – начальная толщина когезионного слоя.

Механическое поведение когезионного элемента в запредельной стадии деформирования описывается в рамках механики разрушения, где накопление повреждений в материале приводит к снижению жесткости когезионных (связей?).

В модели рассматривается, что когезионные связи между отдельными элементами среды могут быть повреждены или разрушены за счет превышения их прочности отрыву растягивающими напряжениями и/или прочности сдвигу касательными напряжениями. Критерий достижения предела прочности когезионного материала можно в общем виде представить, как

$$\max \left\{ \frac{\langle t_n \rangle}{t_n^0}, \frac{t_s}{t_s^0}, \frac{t_t}{t_t^0} \right\} = 1, \quad (4.6)$$

где  $t_n^0, t_s^0, t_t^0$  – соответственно прочность когезионных связей растяжению в направлении  $n$ , прочность когезионных связей сдвигу в направлении  $s$  и  $t$ .

Схематично процесс механического поведения когезионных связей, принятый при формировании численной модели в рамках метода конечно-дискретных элементов, представлен ниже (рисунок 4.6). Он включает в себя как описание деформирования и разрушения среды на действие касательных напряжений, так и описание нормальных растягивающих напряжений.

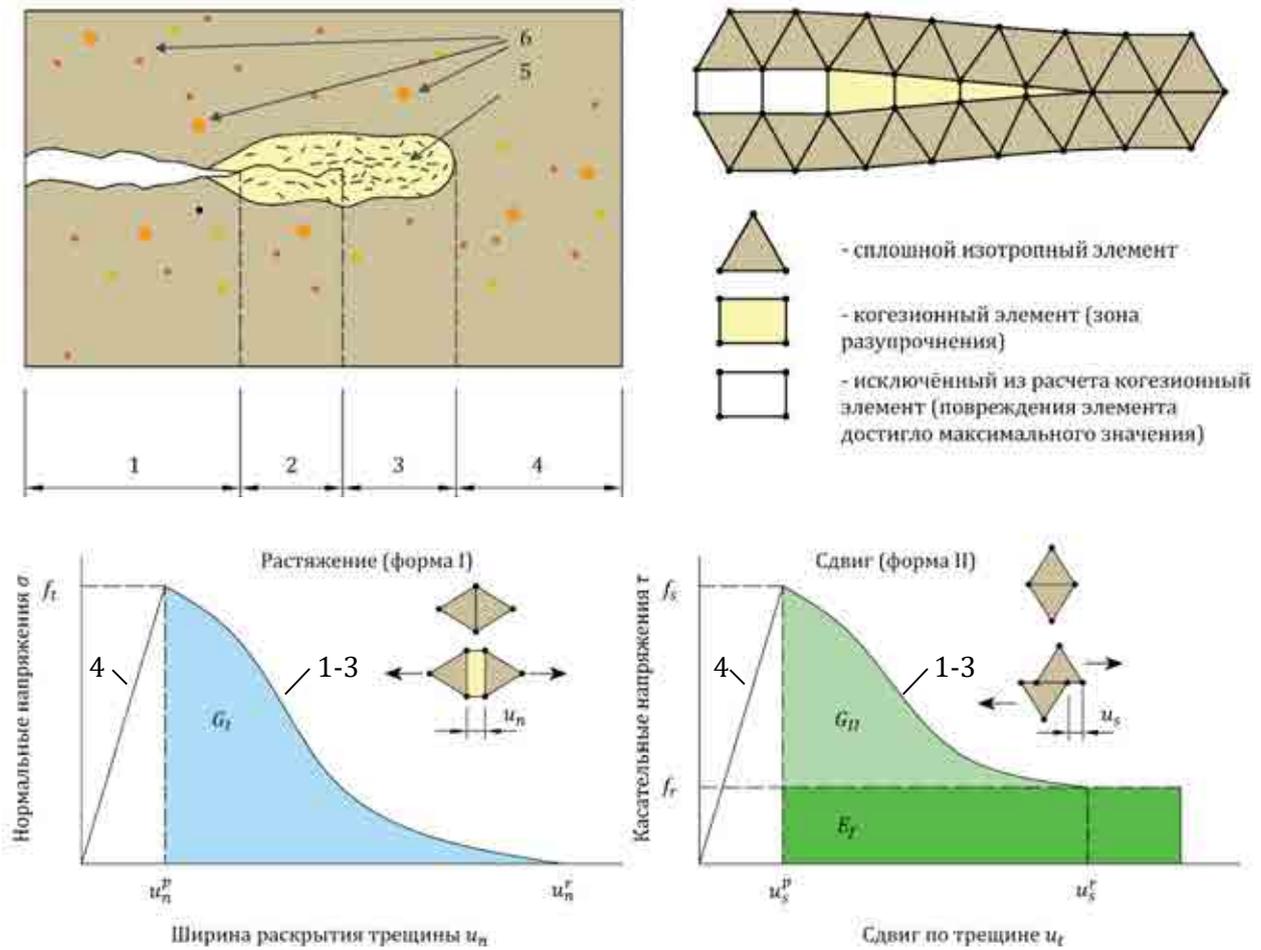


Рисунок 4.6 – Механизм разрушения когезионных связей [207-211]:

1 – участок сформировавшейся трещины; 2 – участок раскрытия трещины; 3 – участок формирования микротрещин; 4 – ненарушенная среда; 5 – участок формирования трещины; 6 – включения, формирующие неоднородность среды

Таким образом, если напряжение по одному из критериев превышает предел прочности, жесткость когезионных связей снижается по определенному правилу. Необходимо отметить, что повреждение когезионных элементов при их деформировании в нормальном направлении могут накапливаться только в том случае, если напряжения являются растягивающими.

Для того чтобы оценить степень повреждения, введем зависимость, которая показывает, с какой скоростью происходит деградация жесткости среды после достижения предельного напряженного состояния через показатель повреждения среды  $D$ . Его величина варьируется от 0, что соответствует отсутствию повреждения среды, до 1, что соответствует полному повреждению среды, после которого когезионный элемент удаляется из расчета, а дальнейшая взаимосвязь между сплошными элементами осуществляется через контактное взаимодействие. Компоненты вектора напряжений когезионного элемента связаны с показателем  $D$  следующим образом:

$$\begin{aligned}
 t_n &= \begin{cases} (1 - D)\bar{t}_n & \text{если } \bar{t}_n > 0 \\ \bar{t}_n & \text{если } \bar{t}_n \leq 0 \end{cases}; \\
 t_s &= (1 - D)\bar{t}_s; \\
 t_t &= (1 - D)\bar{t}_t,
 \end{aligned}
 \tag{4.7}$$

где  $\bar{t}_n$ ,  $\bar{t}_s$ ,  $\bar{t}_t$  – компоненты вектора напряжений, полученные согласно формуле (4.2) без учета повреждения.

Для описания развития функции повреждения  $D$  применяются различные зависимости, выраженные в линейной форме, степенной или логарифмической форме и др. В общем виде функцию повреждения можно представить, как

$$D = f(u_p, u_r, G), \quad (4.8)$$

где  $u_p$  – величина смещений, соответствующая моменту достижения предельного напряженного состояния;  $u_r$  – величина смещений, соответствующая полному раскрытию трещины;  $G$  – энергия, необходимая для полного раскрытия трещины.

В качестве критериев прочности при проведении численных расчетов в работе принят критерий прочности Кулона – Мора для описания прочности связи при действии касательных напряжений и критерий Ранки для описания прочности связи при действии нормальных растягивающих напряжений:

$$\begin{aligned} \tau &= c + \sigma_n \operatorname{tg} \varphi; \\ \sigma_3 &= R_t, \end{aligned} \quad (4.9)$$

где  $\tau$  – прочность связи контакта сдвигу;  $\sigma_n$  – нормальная составляющая напряжения на площадке сдвига;  $c$  – сцепление;  $\varphi$  – угол внутреннего трения;  $R_t$  – прочность связей растяжению.

Параметры условия прочности Кулона – Мора являются функцией от достигнутой величины нормальных напряжений на площадке сдвига  $c, \varphi = f(\sigma_n)$ . Нелинейная форма огибающей прочности, полученная по данным лабораторных испытаний, задается за счет изменения параметров  $c$  и  $\varphi$ .

Процесс повреждения среды задается через энергию разрушения, то есть энергию, которая рассеивается по мере накопления повреждений. Количественную оценку энергии разрушения можно выразить через значение площади под функцией разупрочнения среды. Энергию разрушения  $G^C$ , которая зависит от характера нагружения (в нормальном и тангенциальном направлениях) и не меняется в зависимости от сдвига в направлениях  $s$  и  $t$  ( $G_s^C = G_t^C$ ), удобно записать через закон М.Л. Benzeggagh – М. Kenane [233]:

$$\begin{aligned} G^C &= G_n^C + (G_s^C - G_n^C) \left( \frac{G_s}{G_T} \right)^\eta; \\ G_s &= G_s + G_t; \\ G_T &= G_n + G_s, \end{aligned} \quad (4.10)$$

где  $G_n^C$  – энергия разрушения при нормальном растяжении;  $G_s^C$  и  $G_t^C$  – энергия разрушения при чистом сдвиге соответственно в направлениях  $s$  и  $t$ ;  $\eta$  – степенной показатель;  $G_n, G_s, G_t$  – работа выполненная за счет перемещения в нормальном  $n$  и двух касательных  $s$  и  $t$  направлениях.

Изменение показателя накопления повреждений  $D$  по мере раскрытия трещин в точках интегрирования когезионных элементов принята линейной:

$$\begin{aligned} D &= \max \left\{ \frac{u_n^r (u_n - u_n^p)}{u_n (u_n^r - u_n^p)}; \frac{u_s^r (u_s - u_s^p)}{u_s (u_s^r - u_s^p)} \right\}; \\ u_n^r &= \frac{2G^C}{T_0^{eff}}, \end{aligned} \quad (4.11)$$

где  $T_0^{eff}$  – пиковое значение нормальных растягивающих напряжений;  $u_n^p, u_s^p, u_t^p$  – величина смещений в рассматриваемой плоскости в нормальном или тангенциальных направлениях в момент инициации повреждений;  $u_n^r, u_s^r, u_t^r$  – величина смещений в рассматриваемой плоскости в нормальном или тангенциальных направлениях в момент полного повреждения когезионных связей.

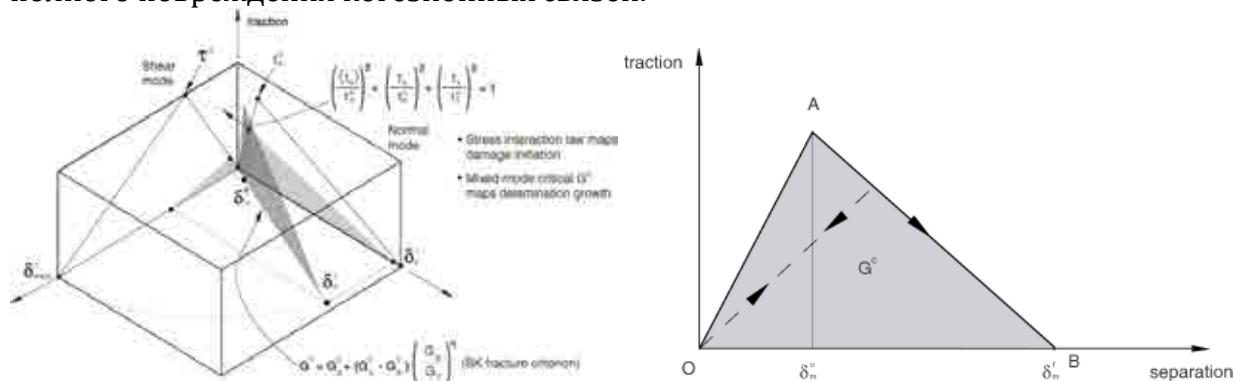


Рисунок 4.7 – Графическое изображение механического поведения когезионных связей: а – поведение при смешанном разрушение [219]; б – линейный закон повреждения

Представленный метод также позволяет задаться анизотропией как прочностных, так и деформационных свойств, а также вероятностным распределением механических свойств по рассматриваемому объему, что позволит учесть неоднородность, присущую горной породе.

#### 4.4 Явный метод решения нелинейных задач механики деформируемого тела

В связи с нелинейностью рассматриваемых в рамках метода конечно-дискретных элементов задач, традиционные методы численного анализа, получившие распространение при решении задач геомеханики, основанные на неявных схемах интегрирования, не могут эффективно решать данный класс задач. Это связано с тем, что при неявных схемах на каждом шаге приращения усилий или перемещений необходимо, чтобы было выполнено условие равновесия. Однако при моделировании процессов роста существующих микротрещин и возникновения новых микротрещин система, несмотря на то что в целом остается устойчивой, в локальных областях на некоторый момент времени выходит из равновесного состояния, что может привести к резкому изменению жесткости системы, и в свою очередь может привести к проблемам со сходимостью решений. Добиться сходимости решения помогает снижение шага приращения нагрузки, снижение допусков при оценке сходимости решения, введение искусственной вязкости и т.д., однако по мере роста числа трещин эффективность этих мер резко снижается и не позволяет добиться требуемого результата.

В работе, выполнена реализация предложенного подхода к моделированию процессов деформирования и разрушения горной породы на основании явной схемы численного интегрирования, которая хорошо себя зарекомендовала при решении высоконелинейных задач механики сплошных и дискретных сред. При явном методе численного анализа уравнение движения записывается в форме приращений следующим образом:

$$M\ddot{u} = P - I, \quad (4.12)$$

где  $M$  – узловая матрица масс;  $\ddot{u}$  – вектор узловых ускорений;  $P$  – вектор внешних сил;  $I$  – вектор внутренних сил.

Ускорение в начале данного инкремента  $t$  вычисляется как:

$$\ddot{u}_{(t)} = (M)^{-1}(P - I)_{(t)}. \quad (4.13)$$

Проинтегрировав ускорения по времени и воспользовавшись правилом центрального дифференцирования, получим изменение скорости при постоянном ускорении. Для того чтобы определить скорость в середине данного инкремента, изменение скорости добавим к величине скорости, полученной в середине предыдущего инкремента:

$$\dot{u}_{\left(t+\frac{\Delta t}{2}\right)} = \dot{u}_{\left(t-\frac{\Delta t}{2}\right)} + \frac{(\Delta t_{(t+\Delta t)} + \Delta t_{(t)})}{2} \ddot{u}_{(t)}. \quad (4.14)$$

Проинтегрировав скорость по времени и добавив перемещения на начало инкремента, получим перемещения на конец инкремента:

$$u_{(t+\Delta t)} = u_{(t)} + \Delta t_{(t+\Delta t)} \dot{u}_{\left(t+\frac{\Delta t}{2}\right)}. \quad (4.15)$$

Далее выполняется вычисление приращений деформаций внутри элементов, приращений напряжений и осуществляется сборка узловых внутренних сил.

Для получения точного результата размер инкремента должен быть достаточно малым (таким, чтобы ускорение практически не изменялось в течение инкремента). Так как вычислительные затраты на нахождение неизвестных в каждом инкременте несущественны, то общее время расчета при решении высоконелинейных квазистатических задач является вполне приемлемым по сравнению с аналогичными временными затратами при использовании неявных методов численного анализа.

#### 4.5 Обоснование применимости метода конечно-дискретных элементов для прогноза механизма деформирования и разрушения пород

В работах А.Н. Ставрогина и Б.Н. Тарасова [234] представлен механизм деформирования и разрушения породы за счет формирования микротрещин в теле породы, который они называли механизм деформирования неоднородного твердого тела. Графически (рисунок 4.8) процесс деформирования и разрушения породы в условиях одноосного сжатия можно представить как формирование микротрещин сдвига и отрыва, рост которых распространяется через породу от центра к краевым частям. Участок зарождения трещин приурочен к неоднородностям породы или существующим микродефектам. Формирование трещин сказывается и на характере деформирования породы. Так, с появлением и ростом новых микротрещин, происходит ослабления тела рассматриваемой области породы, и взаимосвязь между напряжениями и деформациями больше не является линейной, а наблюдается рост приращения деформаций при той же величине приращения напряжений. Когда количество микротрещин достигнет критического значения, рост напряжений в породе прекращается и достигается предел прочности. Дальнейшее деформирование породы приводит к разрушению остаточных связей по формируемой поверхности скольжения или отрыва и выходу на остаточную прочность, которая определяется трением по поверхностям ослабления.

То есть взаимосвязь между отдельными частицами породы осуществляется через контактные поверхности, которые до момента разрушения представляют собой связанные поверхности, относительное перемещение которых относительно друг друга невозможно до момента разрушения этих когезионных связей. Предложенная А.Н. Ставрогиным физическая модель принята за основу при разработке численных моделей деформирования и разрушения горной породы в рамках метода конечно-дискретных элементов. Как и в физической модели, процесс деформирования и разрушения породы будет связан с формированием микротрещин внутри тела породы. Критерием

формирования трещины внутри тела породы является достижение предела прочности при растяжении или сдвиге.

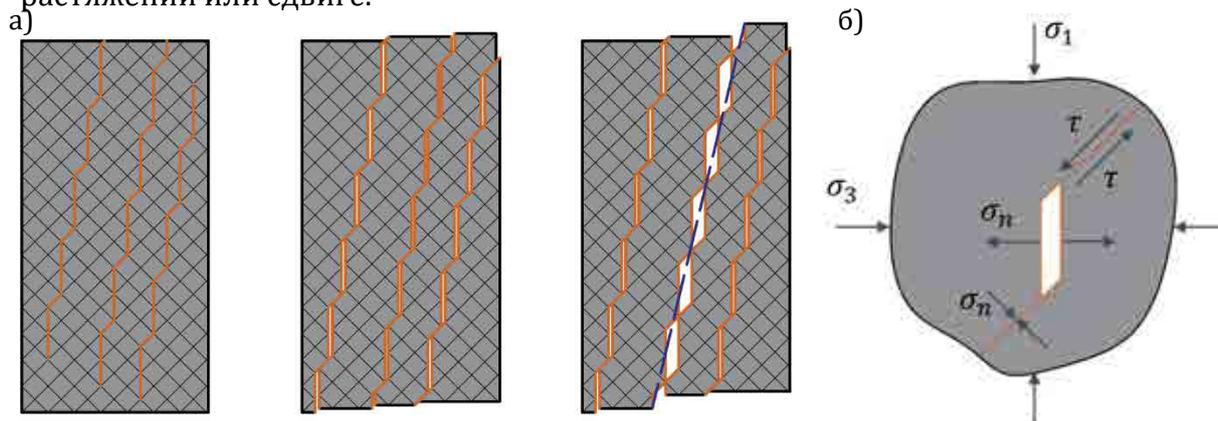


Рисунок 4.8 – Модель развития деформаций в неоднородном твердом теле в условиях, близких к одноосному сжатию [220]

#### 4.6 Апробация метода конечно-дискретных элементов для решения задач геомеханики

Метод конечно-дискретных элементов нашел применение для решения задач геомеханики, где процесс предельного деформирования, разрушения и фрагментации среды имеет ключевое значение. Апробацию реализации данного метода в программном комплексе Abaqus/Explicit проведем на следующих примерах. На первом примере рассмотрим процесс деформирования и разрушения образца изотропной, однородной горной породы в условиях одноосного сжатия, трехосного сжатия и при его нагружении пластинными по образующим. Второй пример представляет собой классическую задачу геомеханики – определение зоны предельного состояния в окрестности породного обнажения круглой формы. Для сопоставимости результатов решение будет получено в постановке, которая будет приближена к решению на основании упруго-идеально-пластической модели. Дополнительно будет выполнен расчет с учетом возможности формирования поверхностей скольжения в породном массиве в приконтурной области. В третьем примере будет решена задача, в которой рассматривается процесс потери устойчивости вертикального откоса котлована, сложенного хрупкой породой. Это позволит оценить возможность метода для расчета фрагментации породы и прогноза повторной потери устойчивости породного массива. Рассмотрим подробнее постановку задачи для каждого из предложенных примеров и выполним анализ результатов расчетов. Построение моделей в рамках метода конечно-дискретных элементов выполнялось с учетом результатов исследований и рекомендаций, представленных в работах [221–225].

**Прогноз напряженно-деформированного состояния образцов изотропной однородной горной породы.** Виртуальный эксперимент испытания образца горной породы в условиях одноосного сжатия проводился следующим образом. Модель образца горной породы принята призматической формы, размеры образца составляют  $80 \times 80 \times 160$  мм. Виртуальный образец установлен на абсолютно жесткий элемент, который моделирует опорную плиту испытательной установки. Нагрузка на торец виртуального образца передается в режиме заданной деформации через абсолютно жесткий элемент, который моделирует нагружающую пластину. Между торцами виртуального образца и жесткими элементами задаются специальные контактные условия. Коэффициент трения между торцами виртуального образца и жесткими элементами принят равным 0.05, что позволяет практически исключить влияние торцевых эффектов на напряженное состояние виртуального образца и вместе с тем обеспечить устойчивое положение образца в процессе виртуального испытания. При

проведении трехосных испытаний использовалась та же модель, что и при испытании в условиях одноосного сжатия, однако вводилось новое граничное условие, моделирующее передачу бокового давления на боковую поверхность образца.

Численный эксперимент испытания образца горной породы на одноосное растяжение сжатием по образующим проводился в следующих условиях. Модель образца горной породы имеет форму цилиндра с размерами 80 × 80 мм. Нагрузка на поверхность образца прикладывается через абсолютно жесткий элемент на площадь, не превышающую 3% от полной площади поверхности образца. Нагружение выполнялось вплоть до разрушения. Для упрощения и уменьшения размерности модели участок возможного развития трещины был предопределен в модели заранее.

Нагрузка на рассматриваемые образцы, как было отмечено выше, передается в виде заданной деформации. При этом для снижения влияния инерционных сил на напряженно-деформированное состояние образца смещение пластины по направлению к его торцу/боковой поверхности задается по определенному закону, который в общем виде можно представить как:

$$\alpha = A_i + (A_{i+1} - A_i)\xi^3(10 - 15\xi + 6\xi^2);$$

$$\xi = \frac{t - t_i}{t_{i+1} - t_i}, \quad (4.16)$$

где  $t_i$  – начальное значение временного периода;  $t_{i+1}$  – конечное значение временного периода;  $t$  – время на момент расчета;  $A_i$  – значение множителя, соответствующее начальному периоду времени;  $A_{i+1}$  – значение множителя, соответствующее конечному периоду времени.

Параметры модели поведения горной породы сведены в таблицу (таблица 4.1). При выполнении моделирования прочность когезионных связей определяется только величиной прочности связей при сдвиге, влияние трения на прочность когезионных связей в рассматриваемых примерах не учтено. Это связано с некоторыми ограничениями реализации метода дискретно-сплошной среды на настоящий момент и в дальнейшем этот недостаток будет устранен.

Таблица 4.1 – Параметры модели горной породы

Параметр среды	Величина показателя
Параметры сплошной среды	
1. Модуль деформации, МПа	150
2. Коэффициент поперечной деформации	0.35
3. Плотность, кг/м <sup>3</sup>	2200
Параметры когезионных связей	
4. Жесткость связей в нормальном направлении, МПа	150 000
5. Жесткость связей в тангенциальном направлении, МПа	30 000
6. Прочность связей на растяжение, МПа	0.1
7. Прочность связей сдвигу, МПа	0.5
8. Энергия разрушения, Дж/м <sup>2</sup>	10
Параметры контактных условий между сплошными элементами после формирования трещины	
9. Жесткость связей в нормальном направлении, МПа	150 000
10. Жесткость связей в тангенциальном направлении, МПа	30 000
11. Коэффициент трения	0.3
Параметры контакта между нагружающими плитами и поверхностью образца	
12. Коэффициент трения	0.05

Картины деформирования и разрушения образцов горной породы, полученные на основании численного моделирования их испытания на одноосное сжатие между плоскими плитами и растяжение сжатием по образующим, представлены на рисунках (рисунок 4.9, рисунок 4.10). Полученные результаты подтверждают

эффективность применения данного метода для моделирования процессов деформирования и разрушения горных пород. Прочностные и деформационные свойства пород, полученные на основании численного моделирования, соответствуют результатам лабораторных испытаний. Отличия в величине предела прочности на одноосное сжатие между результатами моделирования и лабораторных испытаний составили менее 0.1%, отличие в пределе прочности при сдвиге – не более 1%, а отличие в пределе прочности при одноосном сжатии – не более 4%.

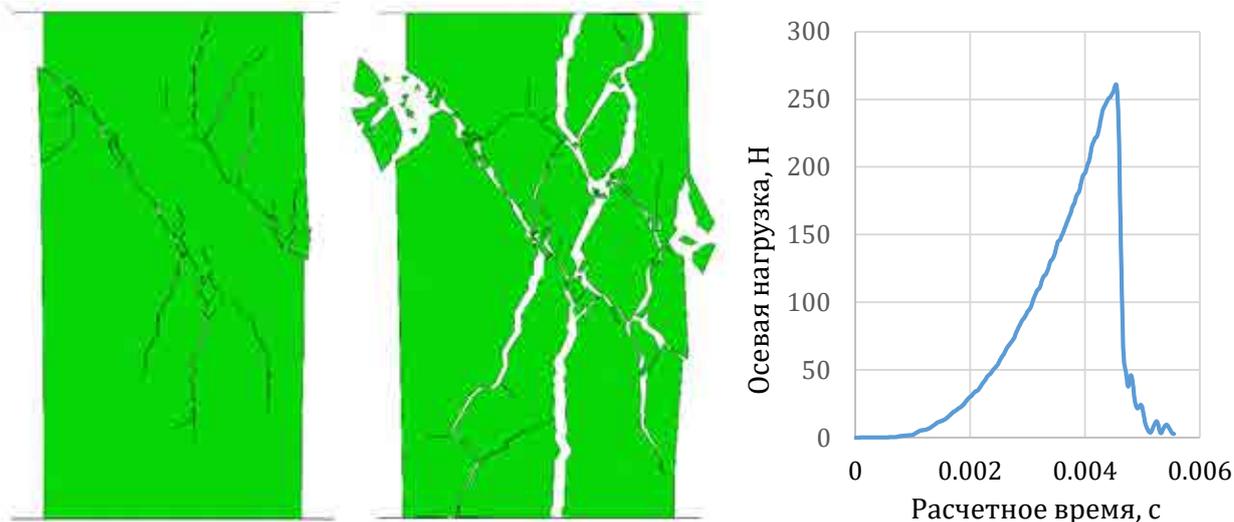


Рисунок 4.9 – Результаты расчета деформирования и разрушения образца слоистой породы в условиях одноосного сжатия: а – перпендикулярно слоистости; б – параллельно слоистости

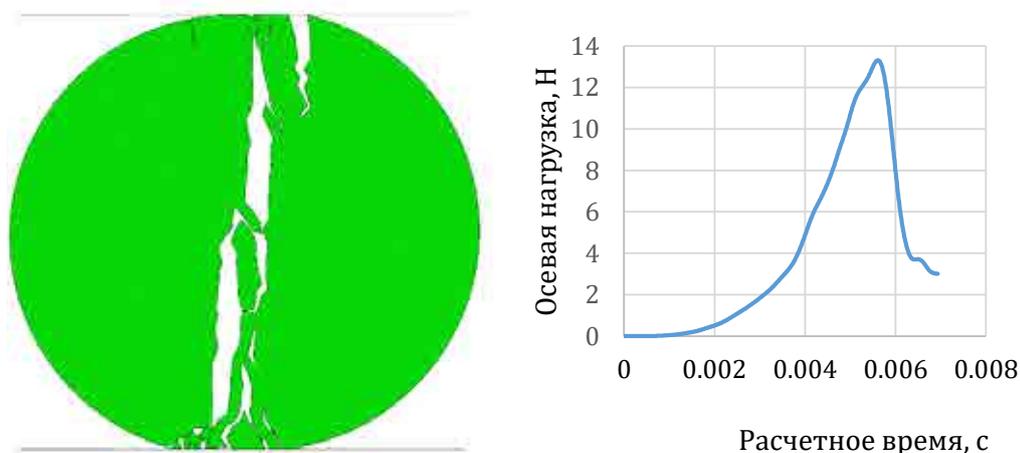


Рисунок 4.10 – Результаты расчета деформирования и разрушения образца слоистой породы сжатием по образующим: а – перпендикулярно слоистости; б – параллельно слоистости

По результатам численного моделирования разрушения образца породы в условиях трехосного сжатия установлен характер его разрушения (рисунок 4.11). Как видно, несмотря на то, что процесс разрушения породы сопровождается как формированием трещин сдвига и отрыва, магистральная трещина представляет собой трещину сдвига. Результирующий угол наклона магистральной трещины  $\beta$  относительно действия главных напряжений хорошо соотносится с результатами лабораторных испытаний и подчиняется классическому условию  $\beta = 45^\circ + \varphi/2$ .

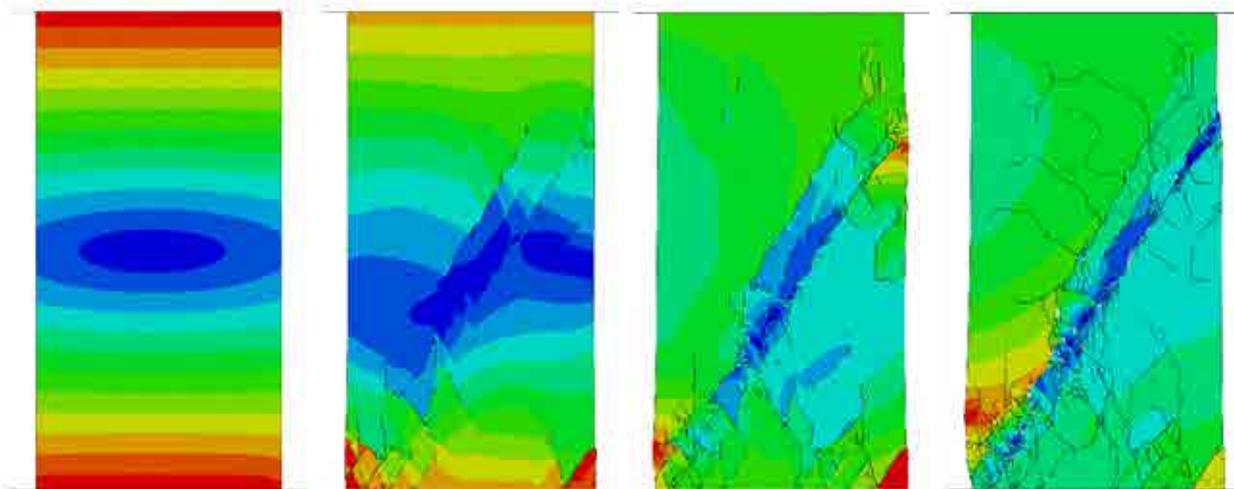


Рисунок 4.11 – Картина деформирования и формирования микротрещин в изотропном однородном образце породы в условиях объемного сжатия

Паспорт прочности изотропной породы, полученный на основании результатов численного моделирования испытания образца при различных видах напряженного состояния, и его сравнение с результатами лабораторных испытаний, принятых в качестве исходных данных, представлены на рисунке ниже (рисунок 4.12).

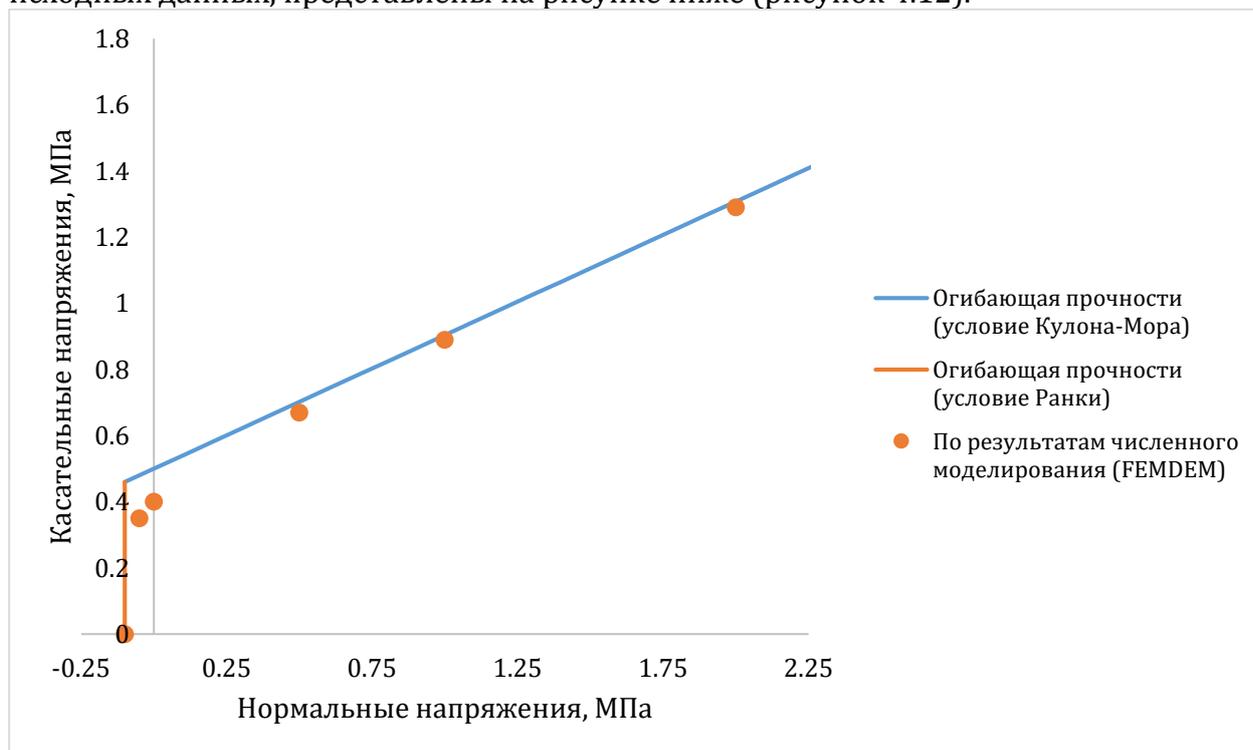


Рисунок 4.12 – Паспорт прочности, полученный по результатам численного моделирования испытания породы при различных видах напряженного состояния

**Прогноз зоны предельного состояния в окрестности породного обнажения кругового очертания на основании метода конечно-дискретных элементов.** Возможность использования предложенного метода для прогноза геомеханических процессов в окрестности подземного сооружения выполнялась на основании сравнения с известным аналитическим решением упругопластической задачи, полученным А.Г. Протосеней для выработки кругового очертания. Для сопоставимости результатов решение данной задачи в рамках предложенного метода было несколько упрощено,

процесс повреждения когезионных связей при достижении критерия прочности был заменен на идеально-пластическое течение.

При выполнении моделирования рассматривался тоннель круглого поперечного сечения, расположенный в изотропном однородном породном массиве, диаметр которого принят равным 8 м. Смещения узлов, принадлежащих внешней границе численной модели, приняты равными 0. К внутренней границе модели, соответствующей внутреннему контуру тоннеля, прикладывалось давление, соответствующее начальному полю напряженного состояния, которое на определенном этапе снижалось до нулевого значения, то есть моделировалось строительство тоннеля. Начальное напряженное состояние задавалось через главные напряжения, принято гидростатическое распределение начального поля напряженного состояния

$$\sigma = \begin{bmatrix} 2 & 0 & 0 \\ 0 & 2 & 0 \\ 0 & 0 & 2 \end{bmatrix} \text{ МПа.}$$

Моделирование выполнялось в следующей последовательности: на первом этапе выполнялось задание начального напряженного состояния породного массива и прикладывалось соответствующее давление к внутреннему контуру тоннеля, что позволяло получить равновесное состояние между внутренними и внешними силами; на втором этапе задавалась гравитационная составляющая нагрузки; на третьем этапе давление на внутреннем контуре изменялось от максимального значения до 0, при этом закон изменения давления во времени был принят согласно формуле (4.16). Продолжительность расчета на каждом из рассматриваемых этапов принималась с учетом достижения квазистатического решения.

Параметры модели деформирования сплошной и дискретно-сплошной среды, принятые для описания породного массива, сведены в таблицу (таблица 4.2).

Таблица 4.2 – Параметры модели горной породы

Параметр среды	Величина показателя
Параметры сплошной среды	
1. Модуль деформации, МПа	1000
2. Коэффициент поперечной деформации	0.35
3. Сцепление, МПа	0.3
4. Угол внутреннего трения, град.	22
5. Плотность, кг/м <sup>3</sup>	2200
Параметры когезионных связей	
6. Жесткость связей в нормальном направлении, МПа	150 000
7. Жесткость связей в тангенциальном направлении, МПа	30 000
8. Прочность связей на растяжение, МПа	0.1
9. Прочность связей сдвигу, МПа	0.3
10. Энергия разрушения, Дж/м <sup>2</sup>	0
11. Энергия разрушения при нормальном раскрытии трещины, Дж/м <sup>2</sup>	10
12. Энергия разрушения при формировании трещины за счет сдвига, Дж/м <sup>2</sup>	100
Параметры контактных условий между сплошными элементами после формирования трещины	
13. Жесткость связей в нормальном направлении, МПа	150 000
14. Жесткость связей в тангенциальном направлении, МПа	30 000
15. Коэффициент трения	0.3

Для обеспечения полноты сравнения результатов моделирования в рамках сплошной и дискретно-сплошной среды рассматривались три варианта развития напряженно-деформированного состояния породного массива в окрестности тоннеля. Первый вариант предполагал, что поведение породы подчиняется закону линейной деформации. Параметры модели деформирования среды для сплошных и когезионных элементов приняты без учета прочностных свойств и возможности развития пластических

деформаций. Второй вариант предполагал, что поведение породы подчиняется упругопластическому деформированию. При рассмотрении задачи в рамках механики сплошной среды прогноз деформирования сплошных элементов выполнялся на основании упругопластической модели, условие пластичности которой соответствовало критерию прочности Кулона – Мора. При рассмотрении задачи в рамках механики дискретно-сплошной среды сплошные элементы рассматривались как линейно-деформируемые, в то время как работа когезионных элементов рассматривалась в упругопластической постановке, где условие пластичности соответствовало критерию прочности Кулона – Мора. Третий вариант рассматривался только в рамках решения задачи методом конечно-дискретных элементов. В качестве модели деформирования сплошных элементов принята изотропная линейно-деформируемая модель. Работа сплошных элементов представлена в рамках механики разрушения, где величина деформационных свойств изменялась по мере накопления повреждений, а сами элементы исключались из работы после достижения условия полного повреждения рассматриваемой среды.

Результаты численного моделирования развития геомеханических процессов в окрестности тоннеля представлены в виде эпюр результирующих смещений, напряжений и размеров зон предельного состояния.

Сравнение результатов развития результирующих смещений при рассмотрении среды как линейно-деформируемой показывают, что величины максимальных смещений, полученных в рамках механики сплошной среды, (1.19 см) соответствуют смещениям, полученным при решении задачи в рамках механики дискретно-сплошной среды (1.12 см), разница между результатами составила менее 5%. Качественно картины распределения смещений, полученные различными методами, также имеют хорошее согласие.

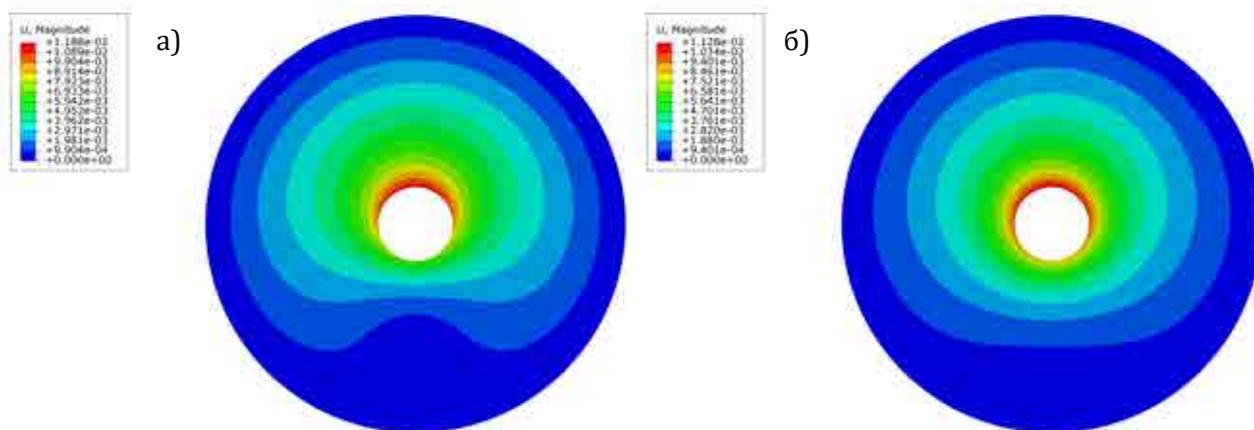


Рисунок 4.13 – Развитие геомеханических процессов при рассмотрении среды как линейно-деформируемой: а – распределение результирующих смещений, полученных в рамках механики сплошной среды; б – распределение результирующих перемещений, полученных в рамках механики дискретно-сплошной среды

Сравнение результатов развития геомеханических процессов в окрестности тоннеля кругового очертания, выполненных в рамках механики сплошной и дискретно-сплошной сред, на основании применения упругопластической модели деформирования среды, также показывают хорошее согласие (рисунок 4.14). Так, величина максимальных смещений породного контура тоннеля соответственно для моделей, сформулированных в рамках механики сплошной и дискретно-сплошной сред, составляют 2.22 см и 2.2 см. Размер зоны предельного состояния, полученный на основании модели, построенной в рамках механики сплошной среды, составляет 3.3 м, а в рамках механики дискретно-сплошной среды составляет 2.8–3.2 м. Некоторое отличие в размерах зон предельного состояния обуславливается тем, что в рамках механики дискретно-сплошной среды оценка

достижения предельного состояния выполняется непосредственно на уровне когезионных элементов, ориентация которых может не всегда совпадать с действием наиболее неблагоприятного сочетания нормальных и касательных напряжений. Некоторое различие в размере зон предельного состояния по периметру тоннеля объясняется тем, что процесс инициации пластического деформирования происходит не одновременно по

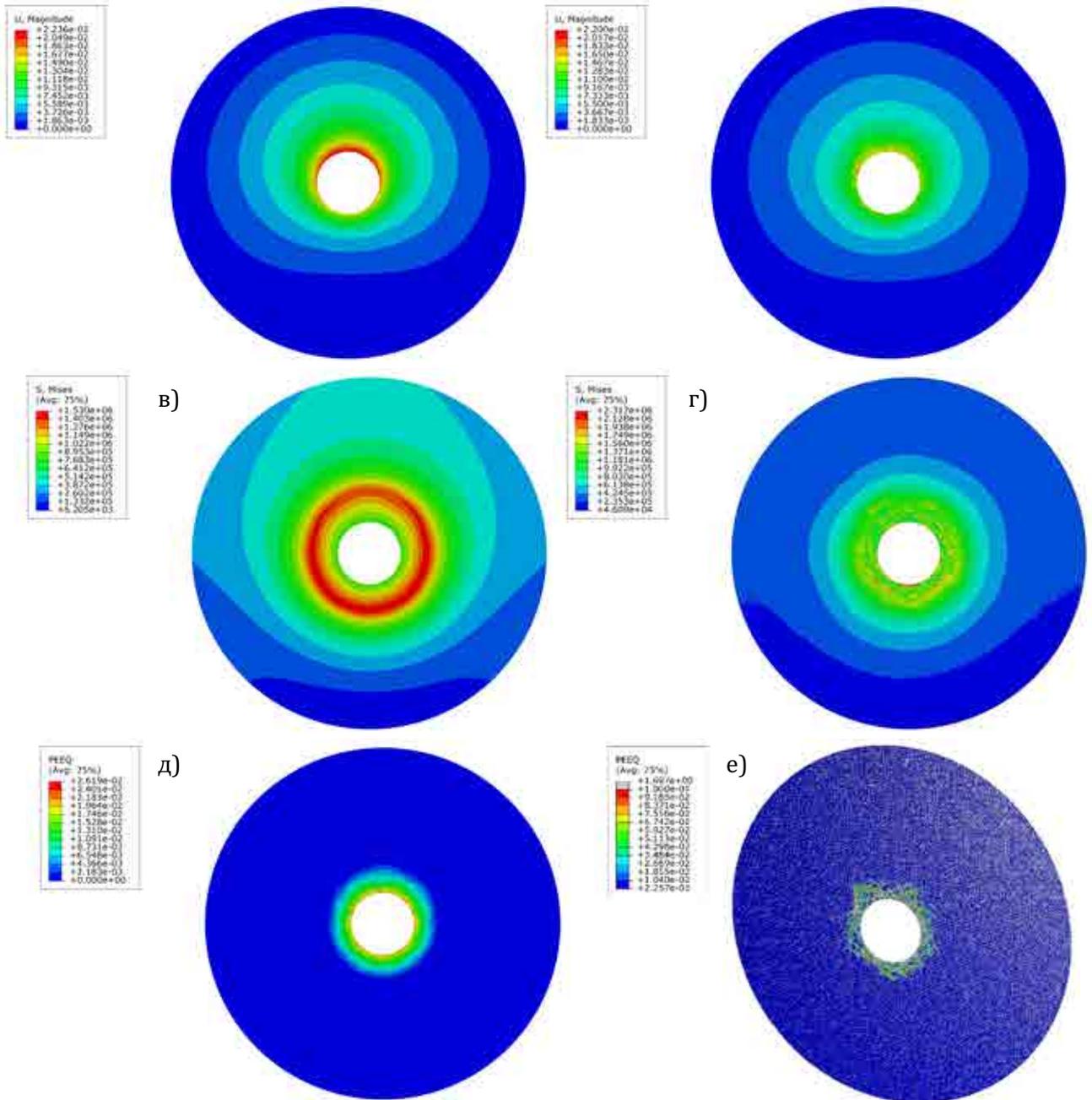


Рисунок 4.14 – Развитие геомеханических процессов при рассмотрении среды как упругопластической: а – распределение результирующих смещений, полученных в рамках механики сплошной среды; б – распределение результирующих перемещений, полученных в рамках механики дискретно-сплошной среды; в – распределение эквивалентных касательных напряжений в породном массиве, полученных в рамках механики сплошной среды; г – распределение эквивалентных касательных напряжений в породном массиве, полученных в рамках механики дискретно-сплошной среды; д – зона пластических деформаций, полученная в рамках механики сплошной среды; е – зона пластических деформаций, полученная в рамках механики дискретно-сплошной среды (эпюра пластических деформаций представлена на уровне когезионных элементов; эпюра повернута для повышения наглядности результатов прогноза геомеханических процессов)

всему тоннелю, а также зависит от ориентации когезионных элементов относительно действия главных напряжений. На практике такой характер прогноза зоны предельного состояния не будет серьезно сказываться на достоверности прогноза, так как породы являются неоднородными, а начальное напряженное состояние редко соответствует гидростатическому распределению. Необходимо отметить, что на основании решения, полученного при рассмотрении среды в рамках дискретно-сплошного подхода, можно наблюдать формирования поверхности скольжения (сдвига), которые качественно можно представить в виде логарифмических кривых, что соответствует общим представлениям о формировании таких поверхностей в окрестности породного обнажения при гидростатическом поле начального напряженного состояния. В целом, размер зоны предельного состояния при достаточно грубой элементной сетке отличается по периметру выработки в 1.04–1.15 раз.

Сравнение результатов прогноза геомеханических процессов, выполненных в рамках механики дискретно-сплошной среды, учитывающего возможность повреждения элементов и формирования поверхностей ослабления внутри породного массива, не приводится, так как аналогичных решений не имеется. Развитие зоны трещиноватости в окрестности породного обнажения на различных стадиях реализации геомеханических процессов представлено на рисунках ниже (рисунок 4.15).

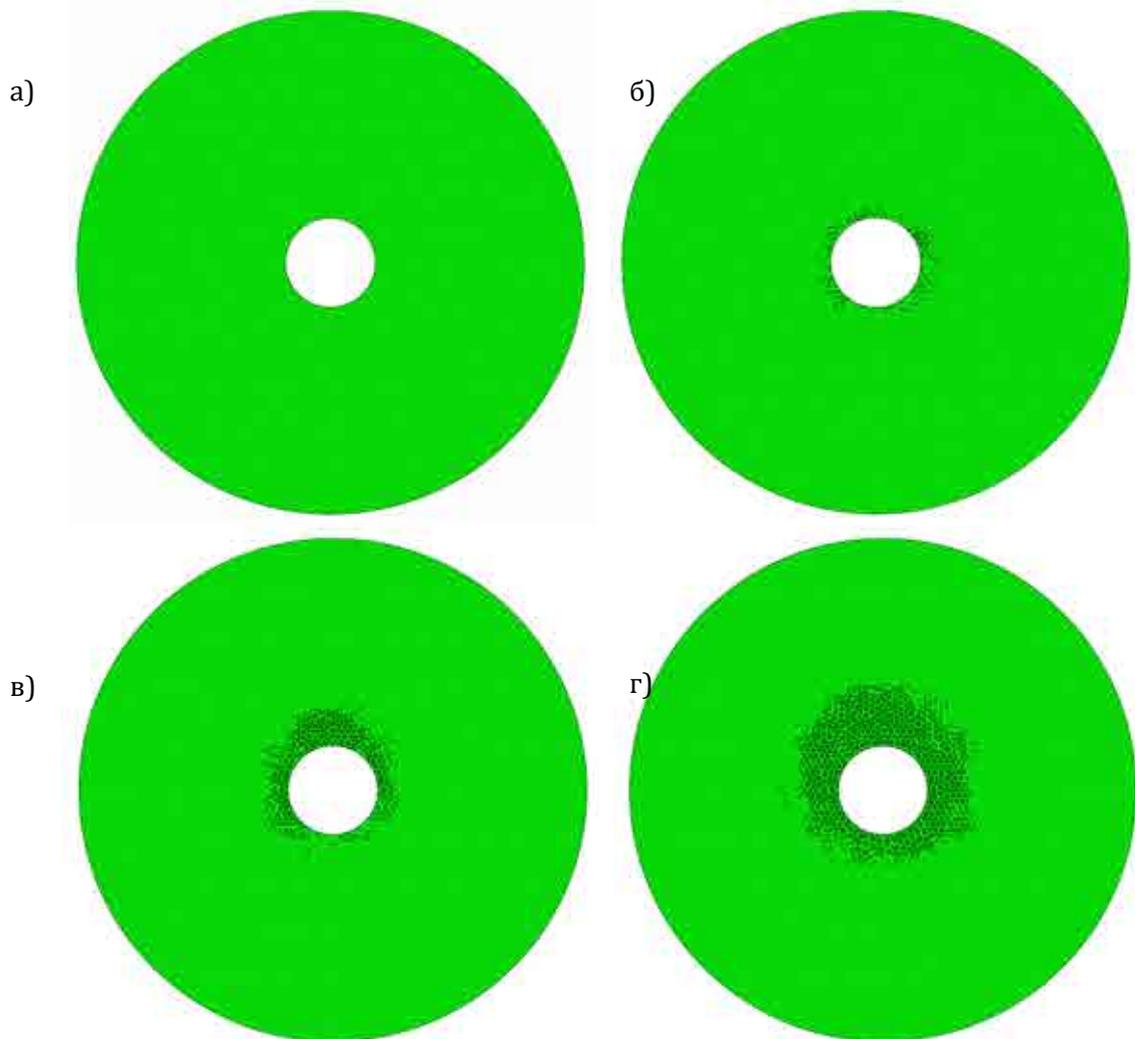


Рисунок 4.15 – Развитие зоны нарушенных пород в окрестности тоннеля при рассмотрении работы породного массива в рамках метода конечно-дискретных элементов с учетом накопления повреждений и формирования плоскостей ослабления в явном виде: а–г – стадии накопления повреждений

Результаты сравнения показали, что прогноз геомеханических процессов в окрестности тоннеля кругового очертания, выполненный в рамках метода конечно-дискретных элементов, качественно и количественно совпадает с результатами расчетов, выполненных на основании использования уравнений механики сплошной среды. Выполненные верификационные расчеты позволяют говорить о корректности реализации теоретических подходов в численных моделях в рамках метода дискретно-сплошной среды и возможности использования данного метода для решения практических задач.

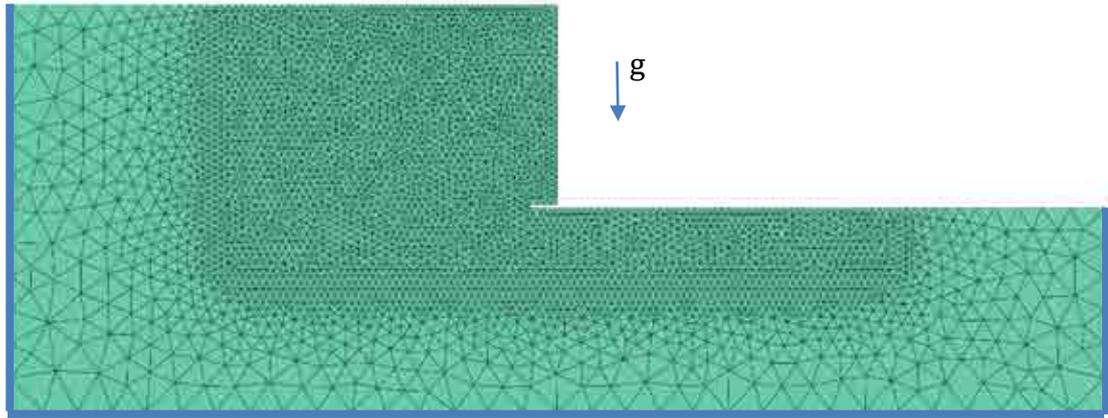
**Прогноз прогрессирующего разрушения вертикального откоса котлована, сложенного однородной изотропной породой.** Рассматривается вертикальный откос котлована, в основании которого сформирована щель конечного размера (рисунок 4.16). Щель в численной модели служит участком инициации развития процессов разрушения откоса. Параметры модели приняты следующие: высота откоса – 15 м; расстояние от верхней бровки откоса до границы модели 40 м; размер щели – 2 × 0.3 м. По границам модели (за исключением границы соответствующих поверхности откоса) располагаются элементы, которые позволяют моделировать условие бесконечности, то есть невозможность отражения сейсмических волн от данных границ. Напряженное состояние в теле откоса формируется за счет гравитационной нагрузки. Модель сформулирована в рамках метода конечно-дискретных элементов. Продолжительность моделирования составила 10 с. Данное решение может быть использовано при определении устойчивости вертикальных откосов, которые формируются при строительстве глубоких котлованов в породных массивах, обладающих некоторой способностью по обеспечению устойчивости откоса за счет собственной прочности.

Параметры модели породного массива, принятые при выполнении моделирования, сведены в таблицу (таблица 4.3).

Таблица 4.3 – Параметры модели породного массива

Параметр среды	Величина показателя
Параметры сплошной среды	
1. Модуль деформации, МПа	200
2. Коэффициент поперечной деформации	0.3
3. Плотность, кг/м <sup>3</sup>	2200
Параметры когезионных связей	
4. Жесткость связей в нормальном направлении, МПа	150 000
5. Жесткость связей в тангенциальном направлении, МПа	30 000
6. Прочность связей на растяжение, МПа	0.1
7. Сцепление, МПа	0.5
8. Угол внутреннего трения, град.	22
9. Энергия разрушения при нормальном раскрытии трещины, Дж/м <sup>2</sup>	5
10. Энергия разрушения при формировании трещины за счет сдвига, Дж/м <sup>2</sup>	100
Параметры контактных условий между сплошными элементами после формирования трещины	
9. Жесткость связей в нормальном направлении, МПа	150 000
10. Жесткость связей в тангенциальном направлении, МПа	30 000
11. Коэффициент трения	0.3

Результаты расчета показывают (рисунок 4.17), что реализованный в рамках программного комплекса метод конечно-дискретных элементов позволяет эффективно решать задачи деформирования и разрушения горных пород, их последующей фрагментации с учетом постоянного изменения контактных условий и переноса фрагментов породы на значительные расстояния. Решение представлено для демонстрации возможности реализации метода конечно-дискретных элементов в программном комплексе Abaqus/Explicit. Оценка достоверности данного решения в работе не проводилась.



Зона демпфирования сейсмических волн

Рисунок 4.16 – Конечно-элементное представление модели прогрессирующего разрушения вертикального откоса

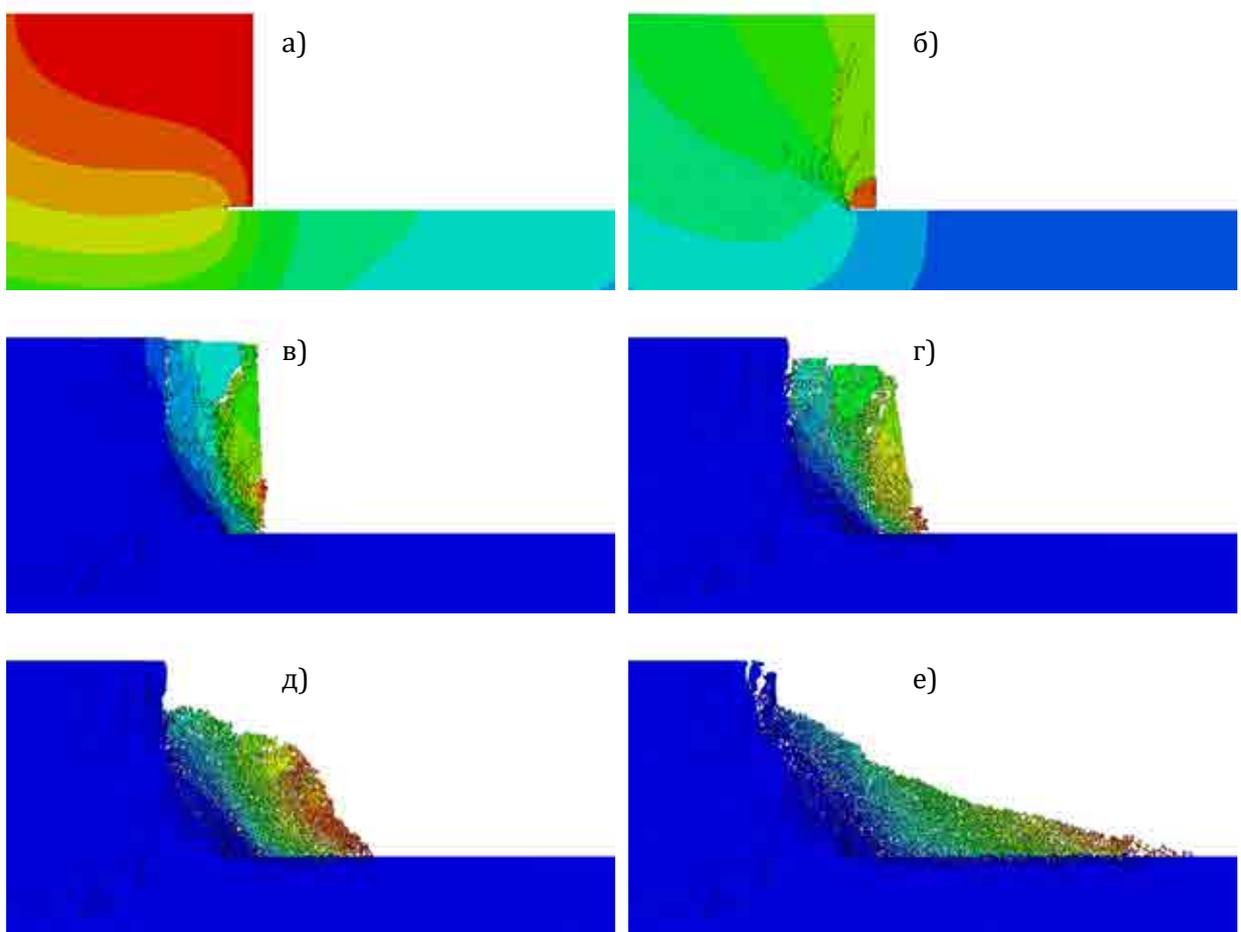


Рисунок 4.17 – Картина прогрессивного обрушения вертикального откоса (цветами представлены результирующие смещения породного массива): а–е – стадии прогрессивного разрушения.

#### 4.7 Формулировка численной модели с учетом естественной анизотропии механических свойств среды

Прогноз геомеханических процессов в окрестности подземного сооружения, строительство которого выполняется в условиях плотной городской застройки, ставит перед собой несколько задач. Первая заключается в определении механизма разрушения породы в окрестности породного обнажения впереди лба забоя. Вторая заключается в

определении смещений породного контура как элемента прогноза оседания земной поверхности. Разработанные в рамках метода конечно-дискретных элементов численные модели строительства подземных сооружений позволяют успешно решать поставленные задачи. При строительстве подземных сооружений в слоистых породах процесс прогноза геомеханических процессов осложняется явно выраженной анизотропией прочностных и деформационных свойств такой среды.

Разработка численных моделей участков породного массива, характеризуемого анизотропией механических свойств, в целом не отличается от методики, приведенной в разделе 4.6. Упругое деформирование среды формулируется на уровне сплошных элементов. Разрушение и нелинейное деформирование формулируется на уровне когезионных элементов. Аргиллитоподобные глинистые породы можно рассматривать как трансверсально-изотропную среды. Анизотропия деформационных свойств задается на уровне сплошных элементов за счет введения трансверсально-изотропной матрицы упругости, в то время как анизотропия прочности когезионных связей задается через функцию распределения или микроструктурный тензор, и генерации элементной сетки (когезионных элементов) в направлении, совпадающим с направлением слоистости.

Базовыми показателями объемной прочности глинистых пород являются величина эффективного сцепления  $c$  на пределе прочности и величина угла внутреннего трения на пределе прочности  $\varphi$ . Прочностные показатели породы на каждой плоскости интегрирования могут быть определены как

$$\begin{aligned} c &= c_0 \left[ 1 - \frac{A_{r.c} - 1}{A_{r.c} - 2} (1 - 3t_v^2) \right]; \\ \varphi &= \tan^{-1} \left( \tan \varphi_0 \left[ 1 - \frac{A_{r.c} - 1}{A_{r.c} - 2} (1 - 3t_v^2) \right] \right); \\ R_t &= R_0 \left[ 1 - \frac{A_{r.t} - 1}{A_{r.t} - 2} (1 - 3t_v^2) \right], \end{aligned} \quad (4.17)$$

где  $t_v$  – вертикальная компонента единичного вектора  $\mathbf{t}$  в направлении вектора касательного напряжения на соответствующей плоскости интегрирования;  $c'_0$  – среднее значение эффективного сцепления;  $\varphi'$  – среднее значение эффективного угла внутреннего трения.

Значение средних величины прочностных показателей породы  $c_0$ ,  $\varphi_0$  и коэффициента анизотропии  $A_r$  определяются по следующим зависимостям:

$$\begin{aligned} c_0 &= \frac{c_v + 2c_h}{3}; \\ \tan \varphi_0 &= \frac{\tan \varphi_v + 2 \tan \varphi_h}{3}; \\ R_{t.0} &= \frac{R_{t.v} + 2R_{t.h}}{3}; \\ A_{r.c} &= \frac{c_v}{c_h} = \frac{\tan \varphi_v}{\tan \varphi_h}; \quad A_{r.t} = \frac{R_{t.v}}{R_{t.h}}, \end{aligned} \quad (4.18)$$

где  $c_v$  – величина сцепления при испытании образца перпендикулярно слоистости;  $c_h$  – величина сцепления при испытании образца параллельно слоистости;  $\varphi_v$  – величина угла внутреннего трения при испытании образца перпендикулярно слоистости;  $\varphi_h$  – величина угла внутреннего трения при испытании образца параллельно слоистости.

При выполнении расчетов величина угла внутреннего трения оставалась постоянной и не варьировалась в зависимости от угла  $\omega$ . Топология элементной сетки численных моделей (рисунок 4.18) включает слои когезионных элементов, направление которых совпадает с направлением слоистости, а также набор когезионных и сплошных

элементов, которые заполняют внутренний слой между двумя слоями когезионных элементов. Расположение элементов внутреннего слоя преимущественно должно быть хаотичным. Количество сплошных элементов по толщине внутреннего слоя должно быть не менее 3.

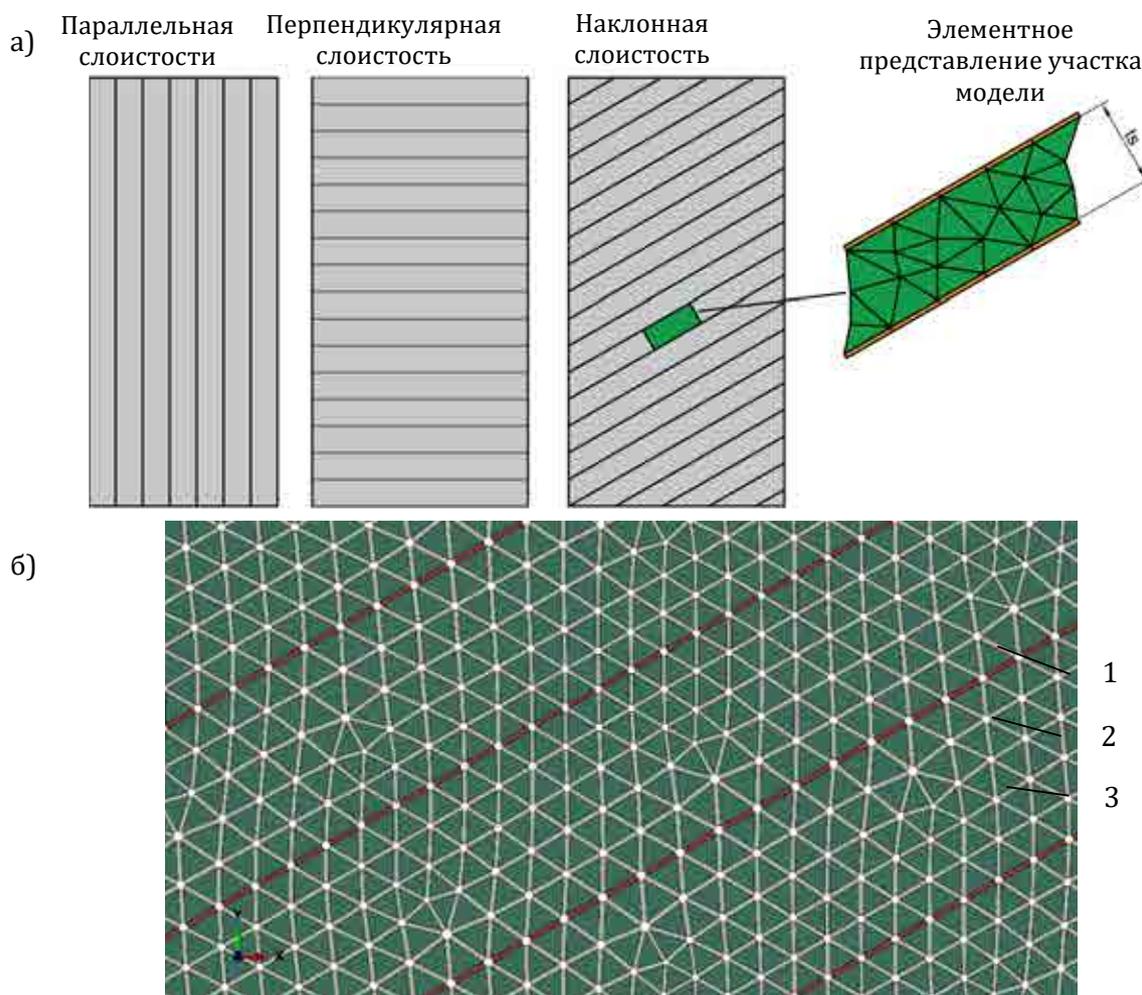


Рисунок 4.18 – Модель слоистой среды в рамках метода конечно-дискретных элементов: а – принципиальная схема; б – элементная сетка; 1 – слой когезионных элементов, совпадающий с направлением слоистости; 2 – сплошные элементы; 3 – когезионные элементы, связывавшие сплошные элементы.

Оценка работы представленной модели слоистой среды, реализованной в рамках метода конечно-дискретных элементов, выполняется на основании проведения виртуальных экспериментов на образце породы при ее испытании в условиях одноосного сжатия (рисунок 4.19а), трехосного сжатия (рисунок 4.19б) и косвенного метода для определения прочности на одноосное растяжение (рисунок 4.19в), разрушение образца раскалыванием.

Передача осевой нагрузки  $F$ , независимо от схемы испытания, осуществлялась через абсолютно жесткие пластины, которые перемещались по направлению к образцу породы. Вынужденные перемещения задавались верхней и нижней пластинам, что позволяло уменьшить продолжительность расчетного времени, и формирование напряженного состояния внутри образца получалось более равномерным. При моделировании трехосных испытаний дополнительно к осевой нагрузке задавалось боковое давление  $p$ . Во время передачи бокового давления на образце абсолютно жесткие пластины оставались неподвижны, что позволяло образцу породы в процессе нагружения распираться на них.

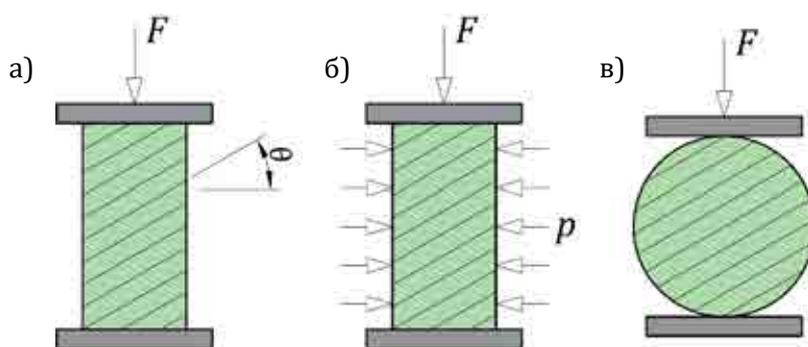


Рисунок 4.19 – Варианты нагружения образца при проведении виртуальных экспериментов: а – испытания в условиях одноосного сжатия; б – испытания в условиях трехосного сжатия; в – косвенное испытание, раскалывание образца;  $F$  – осевая нагрузка;  $p$  – боковое давление;  $\theta$  – угол наклона слоистости породы относительно нагрузки  $F$

После полной передачи бокового давления на образец породы на второй стадии нагружения образца абсолютно жесткие пластины перемещались по направлению образцу, что приводило к его деформированию на начальной стадии и разрушению на заключительной стадии виртуального испытания. Для изучения влияния слоистости породы на ее механическое поведение виртуальный образец поворачивался на угол  $\theta$  и нагружение повторялось.

Все испытания выполнены при одном наборе механических показателей. Параметры механических свойств породы на макроуровне и микроуровне сведены в таблицу (таблица 4.4).

**Влияние анизотропии на механические свойства слоистой породы.** Рассмотрим нагружение образца породы, когда нагрузка прикладывается под различными углами  $\theta$  относительно плоскости слоистости.

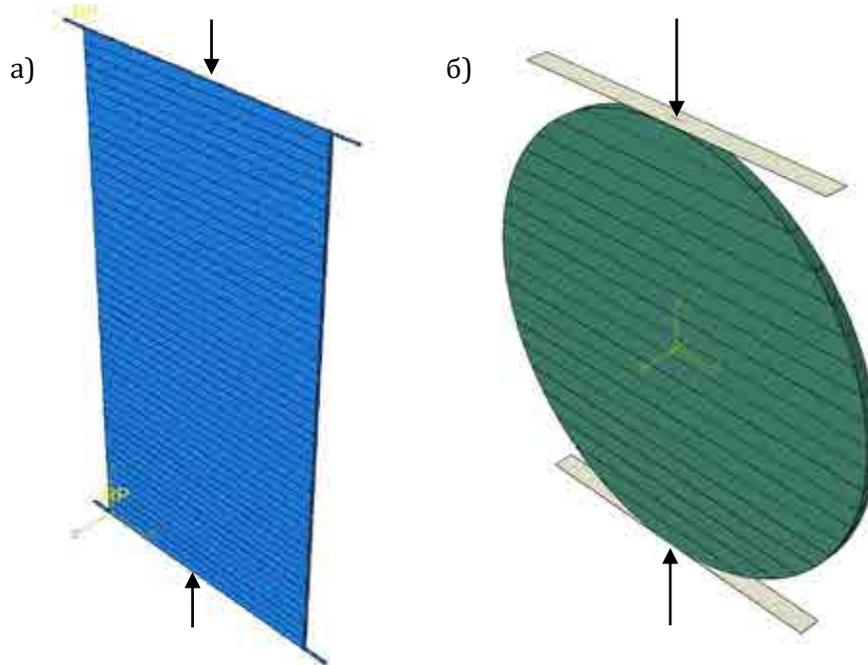


Рисунок 4.20 – Схемы выполнения численного моделирования испытания образцов протерозойской глины

Результаты определения модуля деформации при соответствующей нагрузке и прочности на одноосное сжатие и растяжение показывают существенное влияние слоистости на рассматриваемые показатели (рисунок 4.21а). Для удобства зависимость

Таблица 4.4 – Механические свойства породы на макроуровне

№	Наименование параметра	Обозначение	Единица измерения	Величина
Деформационные свойства				
1	Модуль деформации в направлении перпендикулярно слоистости	$E_v$	МПа	130
2	Модуль деформации в направлении параллельно слоистости	$E_h$	МПа	375
3	Модуль сдвига в плоскости, параллельной слоистости	$G_{hh}$	МПа	149
4	Модуль сдвига в плоскости, перпендикулярной слоистости	$G_{hv}$	МПа	81
5	Коэффициент поперечных деформаций, характеризующий горизонтальные деформации, вызванные продольными напряжениями	$\nu_{vh}$	-	0.35
6	Коэффициент поперечной деформации, характеризующий горизонтальные деформации, вызванные горизонтальными напряжениями	$\nu_{hh}$	-	0.25
Прочностные свойства				
7	Прочность при одноосном сжатии в направлении, перпендикулярном слоистости	$R_{c,v}$	МПа	3.75
8	Прочность при одноосном сжатии в направлении, параллельном слоистости	$R_{c,h}$	МПа	2.65
9	Прочность при одноосном растяжении в направлении, перпендикулярном слоистости	$R_{t,v}$	МПа	0.29
10	Прочность при одноосном растяжении в направлении, параллельном слоистости	$R_{t,h}$	МПа	0.64
11	Сцепление в направлении, перпендикулярном слоистости	$c_v$	МПа	1.06
12	Сцепление в направлении, перпендикулярном слоистости	$c_h$	МПа	0.69
13	Угол внутреннего трения в направлениях, перпендикулярном и параллельном слоистости	$\varphi$	град.	22
14	Энергия разрушения при нормальном раскрытии трещины в направлении перпендикулярном слоистости, Дж/м <sup>2</sup>	$G_{n,v}$	Н/м	1
15	Энергия разрушения при формировании трещины за счет сдвига в направлении перпендикулярном слоистости, Дж/м <sup>2</sup>	$G_{t,v}$	Н/м	40
16	Энергия разрушения при нормальном раскрытии трещины в направлении параллельном слоистости, Дж/м <sup>2</sup>	$G_{n,h}$	Н/м	5
17	Энергия разрушения при формировании трещины за счет сдвига в направлении параллельном слоистости, Дж/м <sup>2</sup>	$G_{t,h}$	Н/м	15

рассматриваемых показателей от угла  $\theta$  приведена через относительные значения (отношение модуля деформации в направлении угла  $\theta$  к модулю деформации в направлении перпендикулярно слоистости). Модуль деформации породы (рисунок 4.21) в направлении, перпендикулярном слоистости,  $E_v$  имеет минимальное значение. По мере изменения угла  $\theta$  и приложения нагрузки под углом к поверхностям слоистости его значение увеличивается и достигает значений  $1.16E_v$  при  $\theta = 30^\circ$ ,  $2.18E_v$  при  $\theta = 60^\circ$  и  $2.92E_v$  при  $\theta = 90^\circ$ . Изменение прочности в зависимости от направления испытания также представлено через относительные показатели (отношение прочности породы при заданном угле наклона  $\theta$  к прочности породы в направлении параллельном слоистости). Результаты расчетов показывают (рисунок 4.21б), что максимальное значение прочности соответствует испытанию породы в направлении, перпендикулярном слоистости, и его отношение к прочности в направлении, параллельном слоистости, составляет 1.6 раза.

Наименьшая величина прочности соответствует наклону слоистости относительно действия главных напряжений, равного  $45^\circ$ , а величина прочности снижается до 0.4 от прочности в направлении параллельно слоистости.

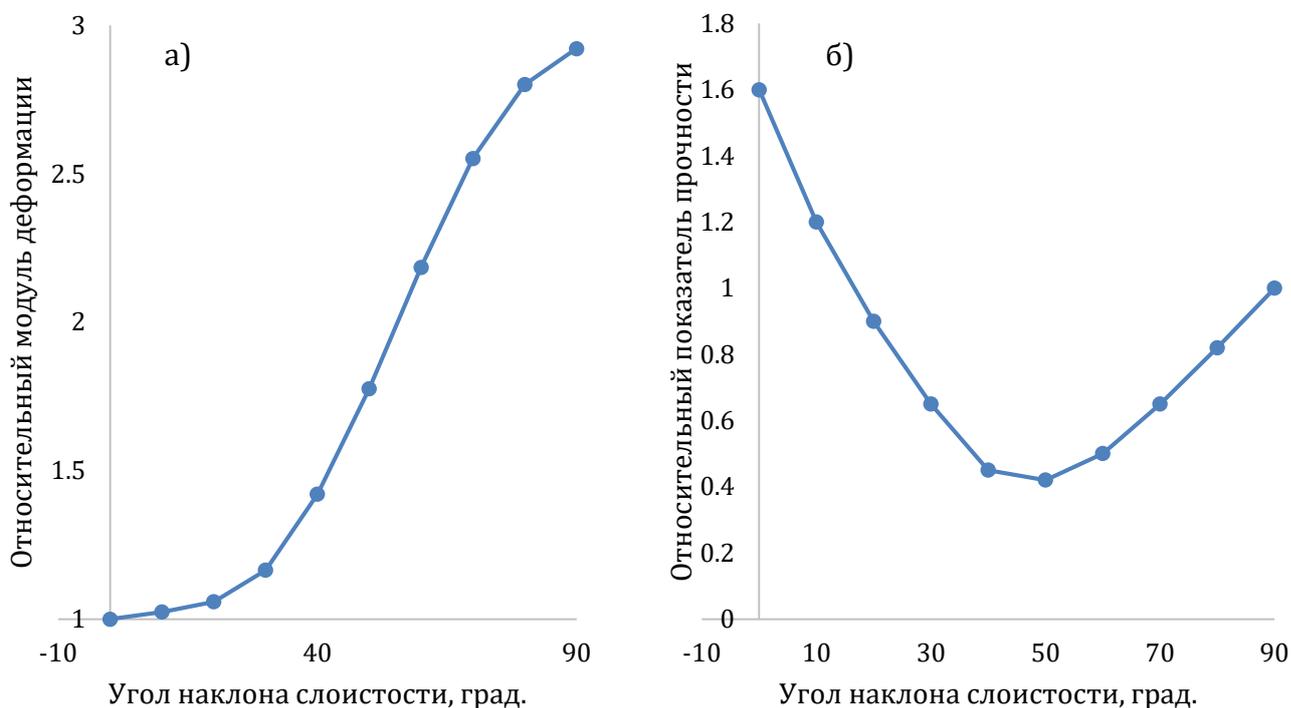


Рисунок 4.21 – Влияние угла приложения нагрузки относительно плоскости слоистости  $\theta$  на модуль деформации (а) и прочность породы на одноосное сжатие (б), полученное на основании численного моделирования

Сопоставление картин разрушения образцов протерозойской глины с результатами численного моделирования (рисунок 4.22) показывает, что характер разрушения в целом повторяется. Сравнение результатов прочности породы, полученных на основании численного моделирования с результатами лабораторных испытаний, позволяет говорить о возможности применения принятого подхода к моделированию деформирования и разрушения слоистых сред.

#### 4.8 Прогноз геомеханических процессов в окрестности породного обнажения, расположенного в слоистой среде

Прогноз геомеханических процессов в окрестности породного обнажения в слоистых средах является ключевым для обеспечения устойчивости породного обнажения, выбора параметров крепи и определения расчетных значений деформаций породного контура. Натурные наблюдения за развитием процессов в окрестности породных обнажений, расположенных в слоистых средах, показывают, что анизотропная структура пород оказывает влияние как на количественную, так и на качественную картину развития геомеханических процессов в их окрестности. Большинство математических моделей, которые использовались при прогнозе геомеханических процессов, базируются на принципах, положенных в механику сплошной среды, а в качестве критериев прочности используются критерии, преимущественно опирающиеся на сдвиговой характер разрушения породы. Однако породы с ярко выраженной анизотропией прочностных и деформационных свойств при малых значениях всестороннего обжатия испытывают хрупкий характер разрушения (см. глава 3), что особенно ярко проявляется в приконтурной зоне породного обнажения. Наиболее

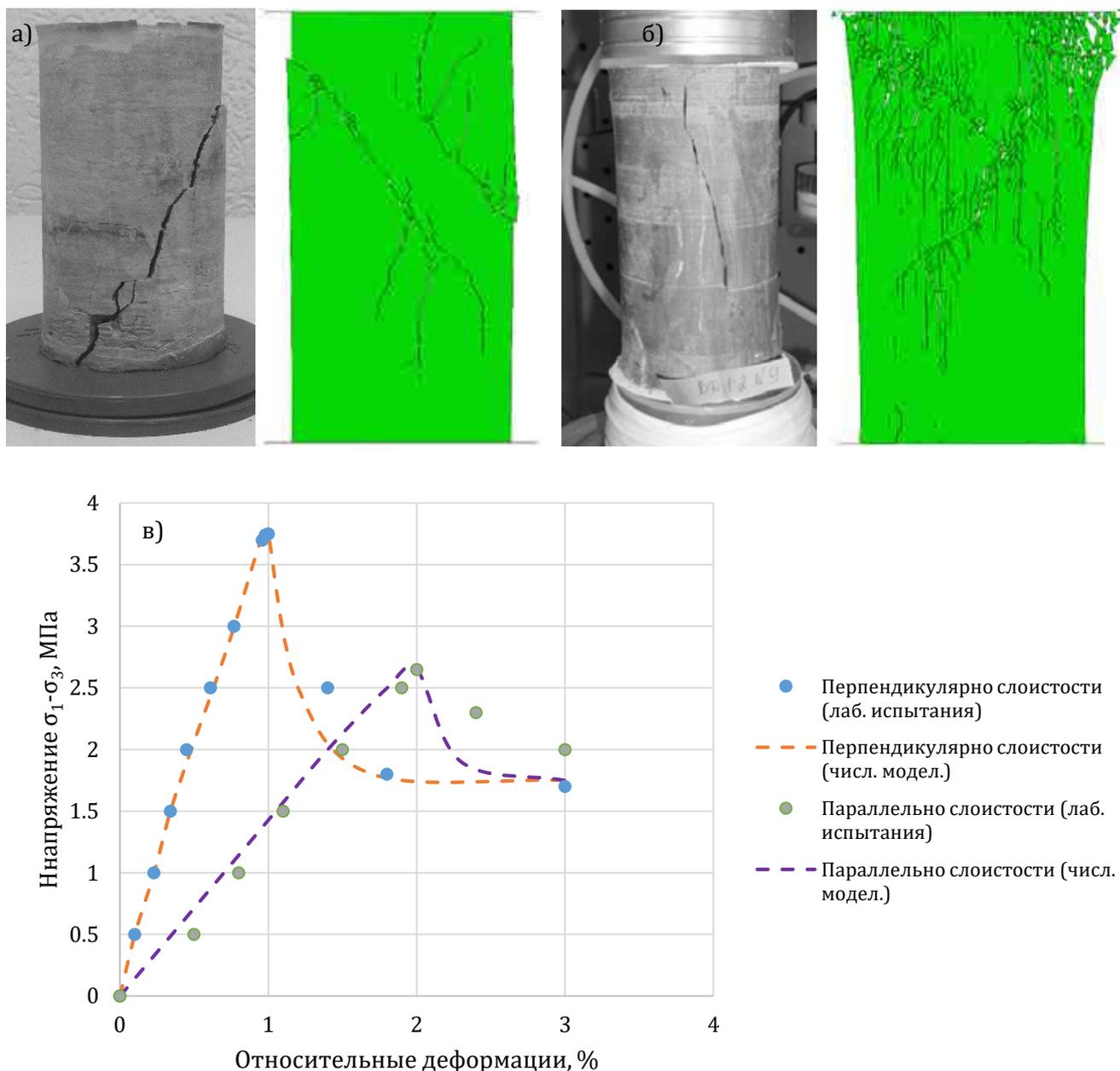


Рисунок 4.22 – Характерные картины разрушения образца протерозойской глины, полученные на основании лабораторных испытаний и численного моделирования в рамках метода конечно-дискретных элементов в направлениях, перпендикулярном слоистости (а) и параллельном слоистости (б); в – диаграммы деформирования породы полученные на основании лабораторных испытаний и численного моделирования

эффективно данный класс задач можно решить, воспользовавшись методом, который позволяет учесть процесс формирования микротрещин сдвига и отрыва в явном виде, что позволит получить более полное представление о развитии геомеханических процессов в окрестности породного обнажения. Представленный в работе метод конечно-дискретных элементов показал свою эффективность при изучении деформирования и разрушения слоистых сред на образцах породы. Результаты прогнозных расчетов показали, что прочностные и деформационные свойства породы достаточно хорошо согласуются с результатами лабораторных испытаний. Анизотропия структуры слоистых сред задавалась через трансверсально-изотропную матрицу упругости на уровне сплошных элементов и через изменение прочности на различных площадках на уровне когезионных элементов.

Результаты натурных наблюдений за развитием геомеханических процессов в окрестности породного обнажения, расположенного в слоистой среде [221-223] (рисунок 4.23), позволили установить, что размер и форма зоны повреждения и зоны вывала породы зависят от ориентации слоистости относительно продольной оси породного обнажения. Наиболее неблагоприятными условиями строительства тоннеля, когда геомеханические процессы проявляются наиболее интенсивно, является расположение слоистости параллельно оси тоннеля, что приводит к расслоению породы в окрестности породного обнажения. Расслоение породы сопровождается формированием механизма разрушения вызванных разрывом породы, срезом породы и разрушением вследствие потери формы тонких слоев породы (рисунок 4.23). Как уже было отмечено выше, процесс разрушения пород в приконтурной зоне носит хрупкий характер, а само разрушение в основном связано с раскалыванием породы, когда обжимающие напряжения стремятся к нулю.

С практической точки зрения представленный в данном разделе подход позволит в последующем повысить достоверность прогноза смещений породного контура и деформаций породного массива в окрестности породного обнажения, что благоприятно скажется на достоверности прогноза деформаций земной поверхности. На данном этапе основное внимание будет уделено достоверности прогноза зоны повреждения породного массива, определения ее формы и размеров.

Аналитическое решение, направленное на определение зоны предельного состояния в окрестности породного обнажения кругового очертания, расположенного в слоистых средах, представлено в работе А.Г. Протосени [238]. Для наглядности решение А.Г. Протосени реализовано в виде численной модели, где соотношение между прочностными свойствами в направлениях, перпендикулярном и параллельном слоистости, задавалось через коэффициент анизотропии прочностных свойств, а распределение в зависимости от угловой координаты  $\Theta$  было принято на основании функции распределения:

$$c(\Theta) = c(1 + \delta \cos 2\Theta);$$

$$\delta = \frac{c_{\perp} - c_{\parallel}}{c_{\perp} + c_{\parallel}};$$

$$c = \frac{c_{\parallel} + c_{\perp}}{2}.$$
(4.19)

Результаты определения размера зоны предельного состояния, полученные на основании методики, предложенной в работе А.Г. Протосени, показывают (рисунок 4.24б), что зона предельного состояния принимает форму эллипса, вытянутого в направлении оси  $Y$  при гидростатическом распределении начального поля напряженного состояния. Увеличение горизонтальных напряжений при неизменных вертикальных напряжениях приводит к формированию вытянутого эллипса в направлении оси  $Y$  (рисунок 4.24в), в то время как их уменьшение может привести к формированию равномерной зоны пластических деформаций по периметру породного обнажения (рисунок 4.24а). Несмотря на то, что в целом такой характер зоны пластических деформаций с некоторыми допущениями соответствует наблюдаемым в натурных условиях процессам разрушения породы (см. рисунок 4.23), механизм пластического деформирования, принятый при решении данной задачи, основывается только на рассмотрении достижения касательными напряжениями предела прочности, в то время как реальный процесс разрушения слоистых более сложен, и, как было отмечено выше, определяется также и расслоением пород с последующим разрушением сжимающими силами.

Попытка учесть такой характер деформирования и разрушения слоистого породного массива в окрестности породного обнажения выполнена на основании

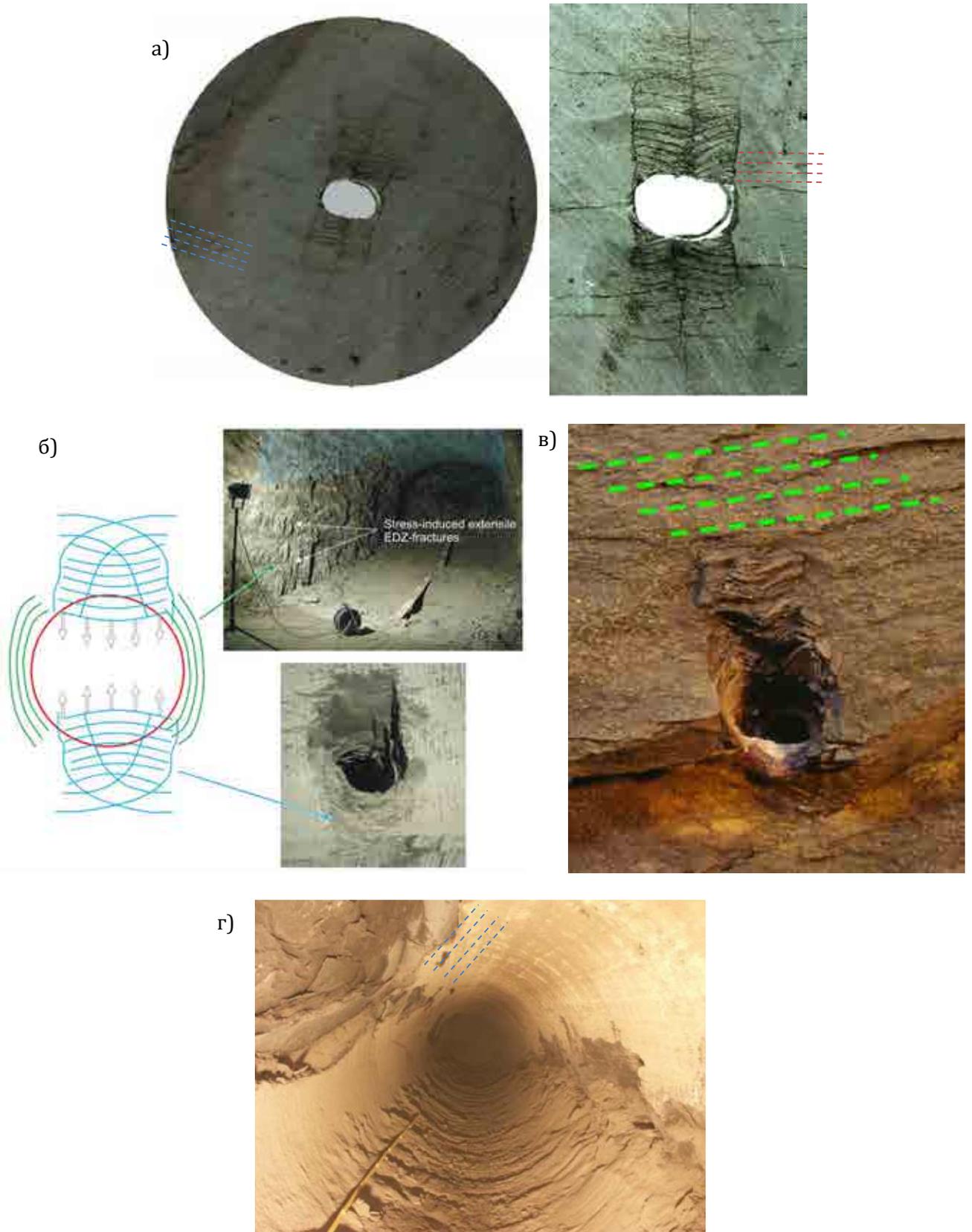


Рисунок 4.23 – Повреждения в окрестности породных обнажений, расположенных в слоистых средах: а – формирование зоны повреждения породы в окрестности породного обнажения круглого поперечного сечения, расположенного в слоистых глинах [235]; б – принципиальная картина повреждения породы в окрестности породного обнажения в слоистых средах [236]; в – формирование зоны повреждения в окрестности скважины малого поперечного сечения [236]; г – повреждение приконтурной зоны в окрестности микротоннеля [237].  
Примечание: пунктирными линиями показано направление слоистости

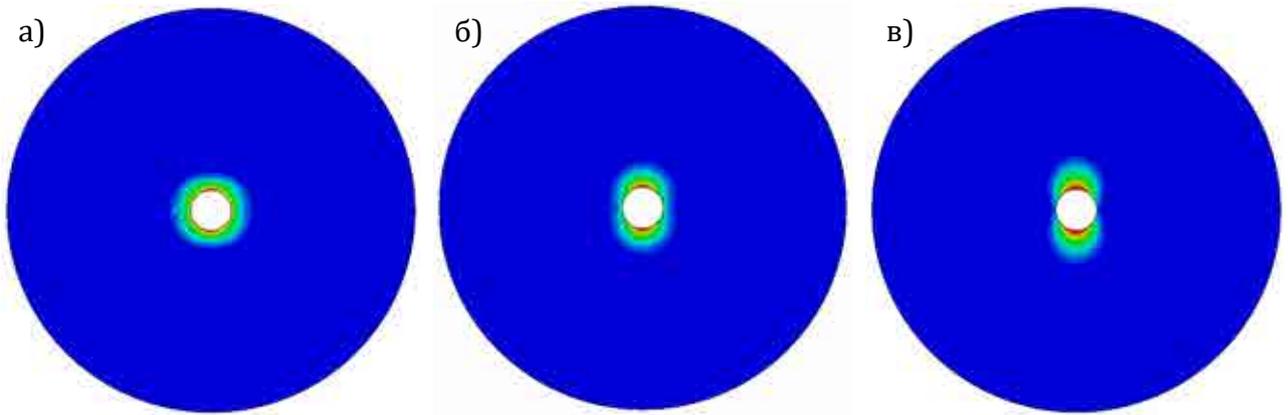


Рисунок 4.24 – Характерная форма поверхности зоны предельного состояния в окрестности породного обнажения кругового очертания: а – соотношение между напряжениями  $\sigma_x/\sigma_y = 0.75$ ; б – соотношение между напряжениями  $\sigma_x/\sigma_y = 1.0$ ; в – соотношение между напряжениями  $\sigma_x/\sigma_y = 1.25$

применения метода конечно-дискретных элементов, который, как показали демонстрационные расчеты, позволяет в явном виде отслеживать процессы формирования микро- и макротрещин как сдвига, так и отрыва. Функция распределения анизотропии прочностных свойств пород при выполнении численного моделирования задавалась через пользовательскую подпрограмму VUsdFld программного комплекса Abaqus/Explicit, которая позволяет варьировать различные механические показатели модели от достигнутых напряжений, деформаций, переменных поля и других переменных, таких, например, как время.

Численное моделирование строительства тоннеля радиусом  $r_0$ , в слоистых средах выполнено в рамках представленного метода конечно-дискретных элементов. Расчетная область численной модели разделена на три зоны (рисунок 4.25). **Первая зона**, размер которой определяется окружностью радиусом  $r_1$ , предназначена для моделирования процессов деформирования и разрушения слоистой среды в приконтурной области породного массива. Плотность дискретизации элементной сетки в данной области максимальна. Слои, состоящие из когезионных элементов, совпадают с направлением слоистости и формируют внутренний слой, который заполняется сплошными элементами, взаимодействие между которыми осуществляется через когезионные элементы. Размер данной зоны принимается не менее 2 ожидаемых размеров области предельного состояния. Размер зоны предельного состояния может быть определен на основании аналитических или полуэмпирических решений или подобран на основании итерационного расчета. Прочностные свойства когезионных элементов зависят от угла  $\omega$ . **Вторая зона** представляет собой переходную область, где размер элементной сетки постепенно возрастает от минимального значения на границе между первой и второй зонами  $r_1$  до максимального значения на границе между второй и третьей зонами  $r_2$ . В данной зоне элементная сетка включает в себя как сплошные, так и когезионные элементы. Однако жесткость когезионных элементов в этой зоне не может деградировать, а сами элементы достигнуть условия, когда их необходимо исключить из расчета, то есть их прочность равна бесконечности. С учетом того, что в данной области не ожидается достижение напряжениями предельного состояния, данное допущение не вводит никакой погрешности в результаты расчета и в то же время позволяет снизить продолжительность расчетов. **Третья зона** предназначена для демпфирования продольных и поперечных волн и недопущения их отражения от внешней границы численной модели обратно в расчетную

область. Такое условие достигается за счет внедрения так называемых бесконечных элементов (Abaqus User Manuals) на границе модели.

Напряженное состояние породного массива задавалось через компоненты вертикальных напряжений  $\sigma_v$  и горизонтальных напряжений  $\sigma_h$ , которые совпадают с направлением главных максимальных напряжений  $\sigma_1$  и минимальных напряжений  $\sigma_3$ . Если направление главных напряжений и вертикальных и горизонтальных компонент напряжений не совпадают, то в этом случае напряженное состояние задается через главные напряжения и угол поворота главных напряжений относительно глобальной системы координат.

При решении задачи в плоско-деформационной постановке, смещения в нормальном направлении на внешней границе третьей зоны запрещены в нормальном направлении. При решении задачи в обобщенной плоско-деформационной постановке (пространственная постановка), смещения во всех узлах численной модели запрещены в направлении, перпендикулярном рассматриваемой плоскости.

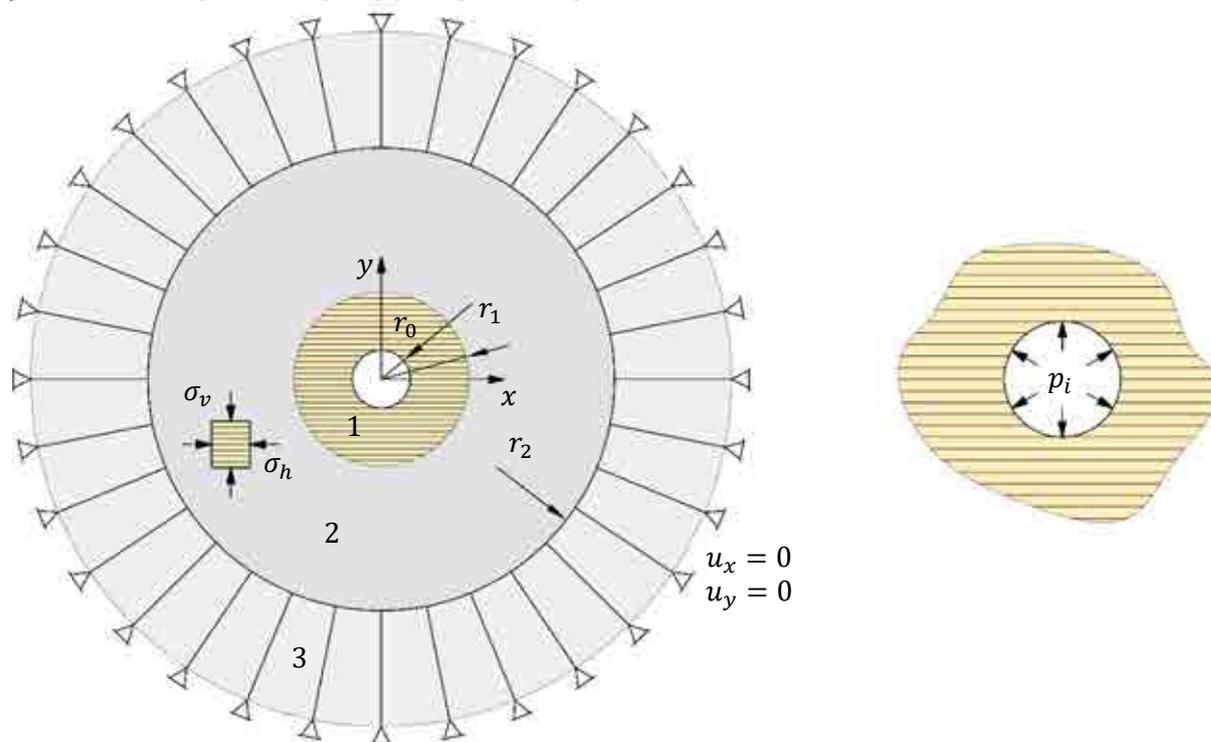


Рисунок 4.25 – Геометрические параметры, начальные и граничные условия численной модели породного обнажения в слоистой среде: 1 – первая зона, зона повышенной плотности дискретизации элементной сетки; 2 – вторая зона, переходная зона; 3 – третья зона, зона демпфирования сейсмических волн (бесконечные элементы)

Задача решалась в несколько стадий. **На первой стадии** выполнялось формирование начального поля напряженного состояния породного массива. Это включало задание в точках интегрирования сплошных и когезионных элементов начального тензора напряжений в глобальной системе координат, который для сплошных элементов определялся 6 компонентами напряжений, а для когезионных элементов 3 компонентами напряжений. Гравитационные силы не учитывались при решении рассматриваемой задачи. Для того чтобы уравновесить внутренние силы, действующие в элементах, к внутреннему контуру породного обнажения, в узловых точках прикладывались внешние усилия (по оси  $x$  и  $y$ ), величина и распределение которых по периметру контура определялись в зависимости от величины начального поля напряженного состояния. Внешние усилия в узловых точках, соответствующие внутреннему контуру породного обнажения, прикладывались мгновенно, что приводило

к некоторому искажению начального поля напряженного состояния на незначительном по отношению к расчетному периоду времени. Для того чтобы не допустить накопления повреждений в когезионных элементах в начальный период времени, их прочностные свойства пропорционально увеличивались на несколько порядков, то есть возможно было только их упругое поведение, а затем, к моменту окончания первой стадии численного моделирования, прочностные свойства возвращались к исходным величинам. Такой подход позволяет формировать начальное поле напряженного состояния и в то же время оставлять деформации породного контура на минимально возможном уровне. **Вторая стадия** включала в себя моделирование строительства подземного сооружения. Так как решение задачи выполнялось с применением явного динамического решателя, моделирование процесса строительства должно было быть сведено к квазистатической задаче, то есть должно было быть подобрано такое расчетное время, за которое влияние инерционных эффектов не оказывало бы влияние на результаты расчета, и при этом изменение граничных условий не приводило к формированию динамических процессов. Разработка породы и моделирование последовательности строительства подземного сооружения выполнялось за счет постепенного, плавного снижения внешних узловых сил, действующих по контуру породного обнажения с максимального значения до нуля. Снижение внешних сил во времени выполнялось в соответствии с уравнением (4.16).

Период расчетного времени определялся индивидуально для каждой из рассматриваемых численной модели и зависел от размера модели и моделируемого процесса. Достижение статического состояния определялось по величине остаточной кинетической энергии, накопленной в модели. Когда величина остаточной кинетической энергии по отношению к полной составляла не более 5%, расчет прекращался.

Пример результатов расчетов формирования зоны нарушенности слоистой породы в окрестности породного обнажения кругового очертания представлен для условий гидростатического напряженного состояния породного массива (рисунок 4.26). Видно (рисунок 4.26б), что процесс инициации разрушения породы начинается в приконтурной в своде и почве породного обнажения. Разрушение происходит в основном за счет превышения предела прочности когезионных связей сдвигу. Параллельно с этим формируются трещины отрыва в приконтурной зоне. В дальнейшем (рисунок 4.26в) процесс роста размера зоны нарушенных пород сопровождается интенсивным развитием трещин отрыва, формирующихся в направлении совпадающем с направлением слоистости, что начинает приводить к расслоению породного массива в почве и кровле породного обнажения. Интенсивность этих процессов выше в своде породного обнажения, так процесс перемещения породы под воздействием гравитационной нагрузки способствует ослаблению породного массива и инициирует дополнительное ее разрушение. Необходимо отметить, что на данной стадии разрушение породы происходит только в кровле и почве породного обнажения и не захватывает его бока. Заключительная стадия формирования зоны нарушенных пород (рисунок 4.26г) которая сопровождается обрушением пород из кровли выработки (на рисунке условно не показано) приводит к продолжению развития зон нарушенных пород в своде и почве выработки до определенного предела, после которого рост зоны нарушенности в ее окрестности останавливается. Данная стадия характеризуется также и формирование зон интенсивной трещиноватости и в боках породного обнажения, однако размеры этих зон значительно меньше. Процесс обрушения пород приурочен к участку интенсивного формирования трещин отрыва, в то время как участки массива где основной характер разрушения связан с формированием трещин сдвига можно рассматривать условно находящимся в равновесном состоянии.

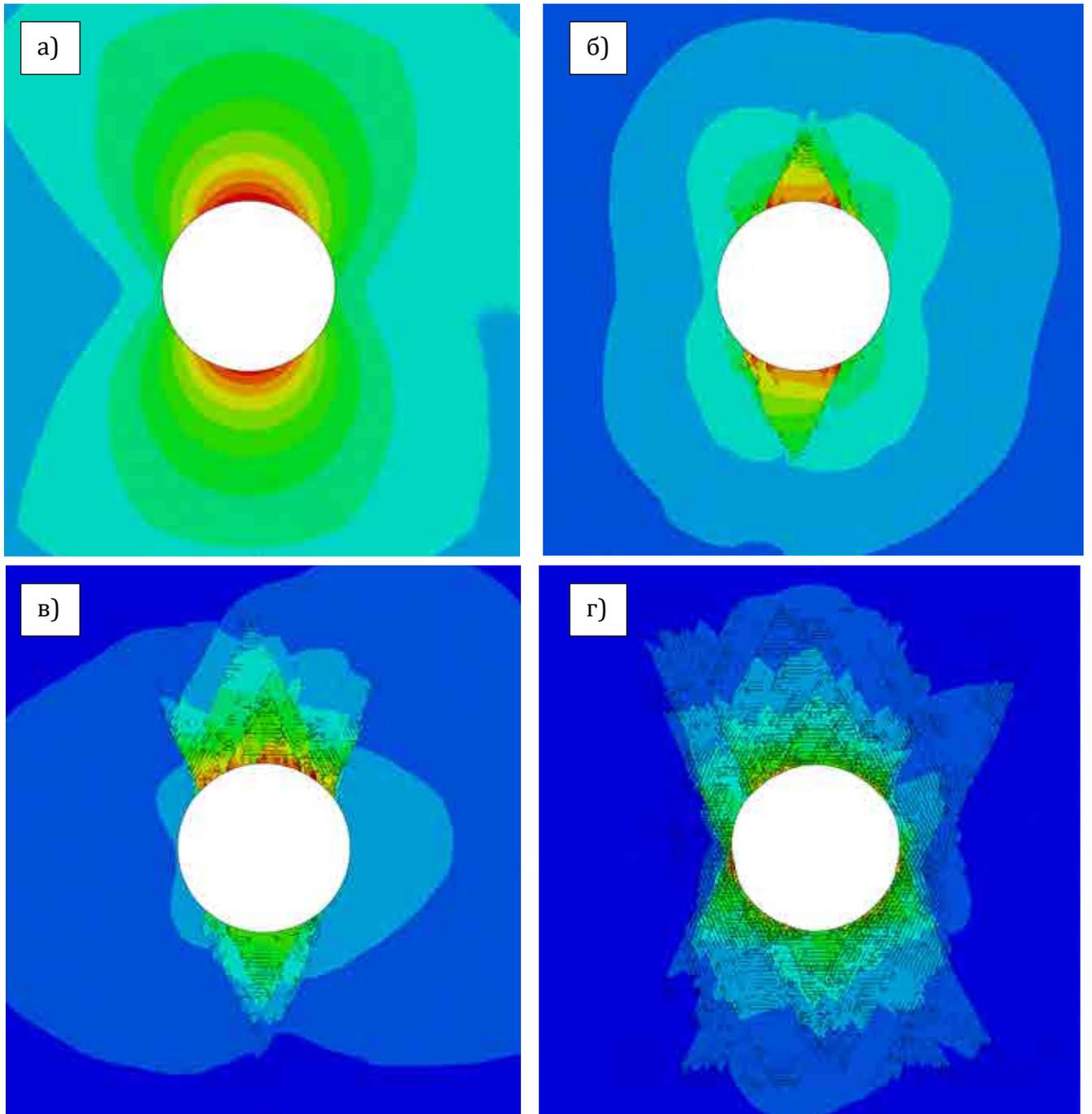


Рисунок 4.26 – Картины формирования зон трещиноватости в окрестности породного обнажения, расположенного в слоистой среде: а-г – развитие деформаций в окрестности породного обнажения и формирования зоны нарушенности

Не приводя более результатов численного моделирования развития зон трещиноватости в окрестности породного обнажения расположенного в слоистой среде полученных при других параметрах модели деформирования и разрушения среды в общем виде была установлена следующая картина (рисунок 4.27). Полученные результаты с качественной точки зрения совпадают с результатами натурных исследований и лабораторных масштабных испытаний. Можно отметить, что процесс разрушения в слоистых средах сопровождается как формированием трещин сдвига и отрыва. Зона трещиноватых пород в основном формируется в своде и почве породного обнажения, и значительно менее интенсивно в боках породного обнажения. Зона обрушения пород приурочена к участку интенсивного развития трещин отрыва.

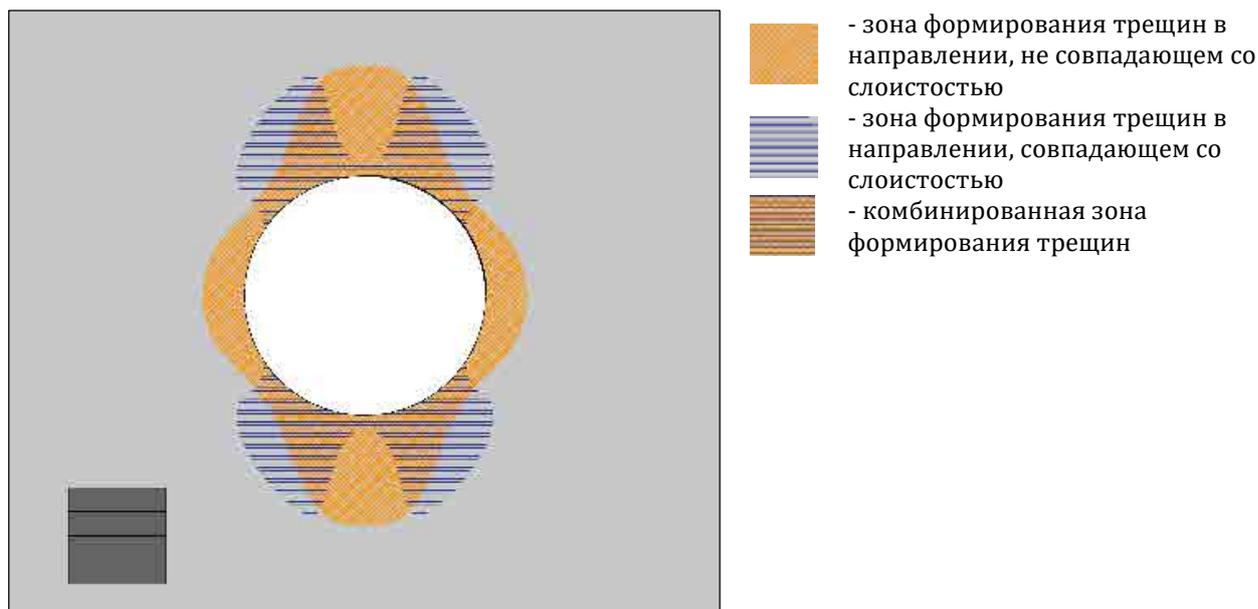


Рисунок 4.27 – Обобщенная картина формирования зон трещиноватости в окрестности породного обнажения, расположенного в слоистой среде

#### 4.9 Заключение по разделу 4

Представленные в разделе исследования посвящены вопросам внедрения метода конечно-дискретных элементов в программный комплекс Abaqus/Explicit и его адаптация для моделирования процессов деформирования и разрушения аргиллитоподобных глинистых пород и включают следующие основные результаты:

- разрушение породы можно представить как процесс развития микротрещин отрыва и сдвига, которые в совокупности определяют момент достижения прочности элементарного объема породы, а сам процесс разрушения породы зависит от ее напряженного состояния;
- метод конечно-дискретных элементов позволяет реализовать физическую модель, предложенную в работе А.Н. Ставрогина, то есть достоверно отражать процессы разрушения породы, которые развиваются на микроуровне;
- представленные в работе примеры моделирования геомеханических процессов, как на уровне образцов породы, так и на уровне породного массива, показывают его высокую эффективность для решения такого класса задач. Получено количественное и качественное соответствие прогноза геомеханических процессов на основании сравнения результатов численного моделирования с результатами лабораторных исследований и строгих аналитических решений;
- принятый в работе подход к рассмотрению деформирования и разрушения аргиллитоподобных глинистых пород позволяет учитывать анизотропию ее механических свойств и выполнять прогноз геомеханических процессов в окрестности породных обнажений.

В заключение необходимо отметить, что в работе представлены первые шаги по внедрению метода конечно-дискретных элементов для решения задач прогноза геомеханических процессов в окрестности подземных сооружений, расположенных в слоистых средах. Важным аспектом, который остался за рамками работы, является учет неоднородности таких пород, которая, как показывают лабораторные исследования, вносит значительный вклад в механизм деформирования и разрушения породы и породного массива

## **Раздел 5. Разработка моделей поведения аргиллитоподобных глинистых пород, учитывающих естественную и сформировавшуюся в результате деформирования анизотропию механических свойств**

### **5.1 Общие положения**

Как показали результаты лабораторных исследований аргиллитоподобных глинистых пород (см. главу 3), их поведение является весьма сложным и зависит как от достигнутых напряжений и деформаций, так и от направления приложения нагрузки. Таким образом, модель поведения геоматериала, позволяющая описать деформирование аргиллитоподобной глины, должна учитывать следующие основные особенности ее поведения: изменение деформационных свойств в диапазоне очень малых – малых деформаций; зависимость деформационных свойств от достигнутой величины средних напряжений; естественную анизотропию деформационных свойств на всех стадиях деформирования; естественную и вынужденную анизотропию прочностных свойств.

Наиболее полно представленные выше требования к модели поведения геоматериала можно реализовать в рамках концепции многослойной среды (Multilaminate model) (см. раздел 2.4), где процесс деформирования рассматривается на локальных площадках интегрирования. Впервые такой подход к описанию материала был предложен S.B. Batdorf и В. Budianski [239] при создании теории пластического поведения поликристаллических материалов. Позже эта идея была расширена G.N Pande и K.G. Sharma [240] и S. Pietruszczak и G.N. Pande [241], А.Г. Оловянным [142, 143] для описания горных пород. Z.P. Bazant [242] предложил модель микроструктурного взаимодействия для описания механического поведения бетона, основанную на схожем подходе. В общем случае концепция многослойной среды позволяет установить упрощенную взаимосвязь между деформированием материала на локальных площадках интегрирования и его поведением на глобальном уровне. Как уже отмечалось в главе 3, дальнейшее развитие концепция многослойной среды получила в работах М. Karstunen, Н. Shuller и Н.Ф. Schwiger, С. Wiltafsky, М. Cudny и Р.А. Vermeer, V.A. Galavi, F.A. Scharinger, которые послужили основой для разработки ряда моделей деформирования аргиллитоподобных глинистых пород [243], позволяющих учесть их естественную и вызванную деформациями анизотропию механических свойств [244].

### **5.2 Общие принципы построения механических моделей деформирования пород**

В работе рассмотрена реализация нескольких моделей деформирования аргиллитоподобных глинистых пород, которые отличаются возможностью учета различных аспектов их механического поведения и могут быть использованы для решения различных геомеханических задач. Все модели деформирования аргиллитоподобных глинистых пород среды сформулированы в рамках теории упругопластического течения и представляют собой набор уравнений упругопластической среды. Модели отличаются друг от друга с точки зрения расчета упругих деформаций, которые вычисляются либо на глобальном уровне, либо на локальных площадках интегрирования, в то время как пластические деформации всегда определяются на локальных площадках интегрирования и затем уже суммируются для получения полных пластических деформаций. То есть часть механического поведения материала (только упругие или только пластические деформации) или полное механическое поведение материала (и упругие, и пластические деформации) определяется на локальном уровне в рамках концепции многослойной среды.

При освоении подземного пространства мегаполисов прогноз геомеханических процессов может быть выполнен с разной степенью детализации в зависимости от рассматриваемой задачи. Так, например, при определении размеров зоны предельного состояния достоверный прогноз деформаций породного контура, а тем более деформаций земной поверхности, не является приоритетным, таким образом, нелинейное деформирование материала в диапазоне очень малых – малых деформаций можно не рассматривать, и это не скажется на точности прогноза. В то же время прогноз деформаций земной поверхности, при известных смещениях породного контура, можно выполнить, не рассматривая детально процесс пластического деформирования породного массива в окрестности подземного сооружения. Однако в этом случае необходимо учесть влияние достигнутых напряжений и деформаций на деформационные характеристики пород. При выполнении прогноза деформаций породного массива в окрестности подземного сооружения и деформаций земной поверхности в рамках единой численной модели необходимо учитывать особенности поведения породы во всем рассматриваемом диапазоне деформаций. То есть в зависимости от принятой схемы расчета особенности развития геомеханических процессов в окрестности подземного сооружения и характер распространения деформаций до земной поверхности могут быть учтены как в рамках единой модели, так и в рамках нескольких сопряженных между собой моделей (см. главу 6). Разработаны следующие варианты моделей деформирования аргиллитоподобных глинистых пород (таблица 5.1) и определены ориентировочные области применения для практических геомеханических расчетов.

Все модели геоматериала включают как упругую, так и пластическую часть деформаций. Численная реализация моделей поведения среды выполнена на основании явного модифицированного метода интегрирования уравнений Эйлера с автоматическим контролем ошибок, который детально изложен в работах S.W. Sloan [245, 246]. Результаты его работы показывают, что данный метод численного интегрирования весьма эффективен для решения уравнений деформирования среды, сформулированных в рамках теории пластического течения. Данный метод численного интегрирования нашел широкое применение при реализации различных моделей деформирования пород и других материалов [247–252]. В работе выполнена адаптация метода W.S. Sloan для моделей геоматериалов, описание которых выполняется в рамках концепции многослойной среды.

Прежде чем перейти к выводу уравнений поведения среды (аргиллитоподобных глинистых пород) в рамках концепции многослойной среды, представим алгоритм реализации модели деформирования среды в рамках теории пластического течения в общем виде. В рамках механики сплошной среды существует несколько основных подходов к реализации моделей деформирования материалов, которые могут быть основаны на теории упругости как линейной, так и нелинейной деформационной теории пластического течения, теории пластического течения, а также теории деформирования материала с накоплением повреждений. В работе реализация модели поведения геоматериала выполнена в рамках теории пластического течения с элементами нелинейной теории упругости.

Принята следующая запись напряжений и деформаций, которая в дальнейшем будет использоваться при описании модели поведения среды. Напряженное состояние в точке представляет собой тензор 2-го порядка  $\sigma$ , который содержит 9 компонент напряжений:

$$\sigma = \begin{bmatrix} \sigma_{xx} & \tau_{xy} & \tau_{xz} \\ \sigma_{yx} & \sigma_{yy} & \tau_{yz} \\ \tau_{zx} & \tau_{zy} & \sigma_{zz} \end{bmatrix}, \quad (5.1)$$

где  $\sigma_{xx}$ ,  $\sigma_{yy}$ ,  $\sigma_{zz}$  – компоненты нормальных напряжений;  $\tau_{xy}$ ,  $\tau_{yx}$ ,  $\tau_{yz}$ ,  $\tau_{zy}$ ,  $\tau_{xz}$ ,  $\tau_{zx}$  – компоненты касательных напряжений.

Таблица 5.1 – Модели поведения твердых аргиллитоподобных глинистых пород

Наименование модели	Механизм расчета упругих деформаций	Механизм расчета пластических деформаций	Возможная область практического применения
Изотропная нелинейно-деформируемая среда (ИН).	Деформации определяются на глобальном уровне. Линейная связь между напряжениями и деформациями. Среда изотропная.		Прогноз деформаций земной поверхности при известных величинах смещения породного контура подземного сооружения при строительстве подземного сооружения преимущественно в изотропной среде.
Анизотропная нелинейно-деформируемая среда (ТН).	Деформации определяются на локальном уровне. Нелинейная связь между напряжениями и деформациями. Среда трансверсально-изотропная.		Прогноз деформаций земной поверхности при известных величинах смещения породного контура подземного сооружения при строительстве подземного сооружения преимущественно в анизотропной среде.
Изотропная линейно-деформируемая среда с анизотропией прочностных свойств (ИЛАП).	Деформации определяются на глобальном уровне. Линейная связь между напряжениями и деформациями. Среда изотропная.	Деформации определяются на локальных площадках. Учитывается естественная (слоистая среда) и вынужденная анизотропия прочностных свойств на локальных площадках. Среда анизотропная. Начально распределение анизотропии прочностных свойств задается через микроструктурный тензор.	Прогноз формирования зон предельного состояния в окрестности подземных сооружений на стадии их строительства. Определение устойчивости лба забоя тоннелей/устойчивости породных обнажений.
Изотропная нелинейно-деформируемая среда с анизотропией прочностных свойств (ИНАП).	Деформации определяются на локальном уровне. Нелинейная связь между напряжениями и деформациями. Среда изотропная.		Прогноз деформаций земной поверхности при строительстве подземного сооружения в слоистых средах с анизотропией прочностных свойств.
Трансверсально-изотропная линейно-деформируемая среда с анизотропией прочностных свойств (ТЛАП).	Деформации определяются на глобальном уровне. Линейная связь между напряжениями и деформациями. Среда трансверсально-изотропная.		Прогноз развития деформаций в породном массиве в окрестности подземных сооружений, расположенных в слоистых средах с ярко-выраженной анизотропией деформационных свойств. Определение нагрузки на обделку подземных сооружений.
Трансверсально-изотропная нелинейно-деформируемая среда с анизотропией прочностных свойств (ТНАП).	Деформации определяются на локальном уровне. Нелинейная связь между напряжениями и деформациями. Среда трансверсально-изотропная.		Все что представлено выше + прогноз деформаций земной поверхности при строительстве подземного сооружения в слоистых средах с ярко выраженной анизотропией деформационных свойств.

Тензор деформаций  $\boldsymbol{\varepsilon}$  запишем как

$$\boldsymbol{\varepsilon} = \begin{bmatrix} \varepsilon_{xx} & \varepsilon_{xy} & \varepsilon_{xz} \\ \sigma_{yx} & \varepsilon_{yy} & \varepsilon_{yz} \\ \varepsilon_{zx} & \varepsilon_{zy} & \varepsilon_{zz} \end{bmatrix}, \quad (5.2)$$

где  $\varepsilon_{xx}, \varepsilon_{yy}, \varepsilon_{zz}$  – компоненты нормальных относительных деформаций;  $\varepsilon_{xy}, \varepsilon_{yx}, \varepsilon_{yz}, \varepsilon_{zy}, \varepsilon_{xz}, \varepsilon_{zx}$  – компоненты деформаций формоизменения в тензорной форме.

В векторной форме напряженное состояние в точке  $\boldsymbol{\sigma}$  можно записать через 6 компонент напряжений, 3 нормальных напряжения и 3 касательных:

$$\boldsymbol{\sigma} = (\sigma_{xx}, \sigma_{yy}, \sigma_{zz}, \tau_{xy}, \tau_{yz}, \tau_{zx})^T. \quad (5.3)$$

Деформации в векторной форме можно представить в следующем виде:

$$\boldsymbol{\varepsilon} = (\varepsilon_{xx}, \varepsilon_{yy}, \varepsilon_{zz}, 2\varepsilon_{xy}, 2\varepsilon_{yz}, 2\varepsilon_{zx})^T = (\varepsilon_{xx}, \varepsilon_{yy}, \varepsilon_{zz}, \gamma_{xy}, \gamma_{yz}, \gamma_{zx})^T, \quad (5.4)$$

где  $\gamma_{xy}, \gamma_{yz}, \gamma_{zx}$  – компоненты относительных деформаций формоизменения в векторной форме.

Взаимосвязь между деформациями  $\boldsymbol{\varepsilon}$  и напряжениями  $\boldsymbol{\sigma}$  в общем случае записывается через матрицу упругости  $[\mathbf{D}]$ , которая содержит в себя набор коэффициентов, определяющих поведение среды:

$$\boldsymbol{\sigma} = [\mathbf{D}]\boldsymbol{\varepsilon}. \quad (5.5)$$

Полные деформации  $\boldsymbol{\varepsilon}$  содержат в себе упругие деформации  $\boldsymbol{\varepsilon}^e$ , пластические деформации  $\boldsymbol{\varepsilon}^p$  и вязкие деформации  $\boldsymbol{\varepsilon}^v$ :

$$\boldsymbol{\varepsilon} = \boldsymbol{\varepsilon}^e + \boldsymbol{\varepsilon}^p + \boldsymbol{\varepsilon}^v. \quad (5.6)$$

Определение упругих деформаций выполняется в рамках теории линейной или нелинейной упругости, в то время как пластические деформации определяются в рамках теории пластического течения. В работе среда рассматривается как упругопластическая, а ее вязкость не учитывается. Величина вязких деформаций  $\boldsymbol{\varepsilon}^v$  принята равной 0. Величина напряжений, соответствующая достигнутым деформациям материала, определяется в процессе расчета.

Основные уравнения среды для описания механического поведения породы на упругой и пластической стадиях деформирования на глобальном уровне представлены в последующих разделах (см. 5.2.1, 5.2.2).

### 5.2.1 Упругое поведение

В рамках теории упругости взаимосвязь между приращением напряжений  $d\boldsymbol{\sigma}$  и упругих деформаций  $d\boldsymbol{\varepsilon}^e$  определяется матрицей упругости  $[\mathbf{D}^e]$ :

$$d\boldsymbol{\sigma} = [\mathbf{D}^e]d\boldsymbol{\varepsilon}^e. \quad (5.7)$$

В общем виде матрица упругости  $[\mathbf{D}^e]$  представляет собой тензор 4-го порядка, который содержит 36 упругих констант:

$$[\mathbf{D}^e] = \begin{bmatrix} c_{11} & c_{12} & c_{13} & c_{14} & c_{15} & c_{16} \\ c_{21} & c_{22} & c_{23} & c_{24} & c_{25} & c_{26} \\ c_{31} & c_{32} & c_{33} & c_{34} & c_{35} & c_{36} \\ c_{41} & c_{42} & c_{43} & c_{44} & c_{45} & c_{46} \\ c_{51} & c_{52} & c_{53} & c_{54} & c_{55} & c_{56} \\ c_{61} & c_{62} & c_{63} & c_{64} & c_{65} & c_{66} \end{bmatrix}. \quad (5.8)$$

Для пород, в которых анизотропия деформационных свойств отсутствует или проявляется незначительно, матрица упругости для изотропного материала на глобальном уровне может быть в общем виде представлена как

$$\mathbf{D}_{gl}^e = \begin{bmatrix} c_{11} & c_{12} & c_{13} & 0 & 0 & 0 \\ c_{21} & c_{22} & c_{23} & 0 & 0 & 0 \\ c_{31} & c_{32} & c_{33} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & c_{44} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & c_{55} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & c_{66} \end{bmatrix} \quad (5.9)$$

или через упругие константы  $E$  и  $\nu$  следующим образом:

$$\mathbf{D}_{gl}^e = \frac{E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \begin{bmatrix} 1-\nu & \nu & \nu & 0 & 0 & 0 \\ \nu & 1-\nu & \nu & 0 & 0 & 0 \\ \nu & \nu & 1-\nu & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{1-2\nu}{2} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1-2\nu}{2} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1-2\nu}{2} \end{bmatrix}, \quad (5.10)$$

где  $c_{ij}$  – коэффициенты матрицы упругости;  $E$  – модуль упругости;  $\nu$  – коэффициент Пуассона.

Матрица податливости для изотропного материала  $\mathbf{C}_{gl}^e$  найдем, взяв обратную матрицу от матрицы упругости  $\mathbf{D}_{gl}^e$ :

$$\mathbf{C}_{gl}^e = (\mathbf{D}_{gl}^e)^{-1} = \begin{bmatrix} 1 & -\nu & -\nu & 0 & 0 & 0 \\ -\nu & 1 & -\nu & 0 & 0 & 0 \\ -\nu & -\nu & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{2(1+\nu)}{E} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{2(1+\nu)}{E} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{2(1+\nu)}{E} \end{bmatrix}. \quad (5.11)$$

Для того чтобы изотропная матрица упругости/податливости имела бы смысл, вводятся следующие ограничения на ее константы:

$$\begin{aligned} E &> 0; \\ -1 &< \nu < 0.5. \end{aligned} \quad (5.12)$$

Для пород средней и высокой степени литификации, к которым относится твердая аргиллитоподобная глина, деформационные характеристики различаются в вертикальном и горизонтальном направлениях, а характеристики пород в двух горизонтальных направлениях одинаковы. Такие породы принято рассматривать как трансверсально-изотропные среды (рисунок 5.1). Для описания трансверсально-изотропной среды достаточно 7 констант:  $E_v$  – модуль упругости в вертикальном направлении (перпендикулярно плоскости изотропии);  $E_h$  – модуль упругости в горизонтальном направлении (в плоскости изотропии);  $\nu_{vh}$  – коэффициент Пуассона, характеризующий горизонтальные деформации, вызванные продольными напряжениями;  $\nu_{hv}$  – коэффициент Пуассона, характеризующий продольные деформации, вызванные горизонтальными напряжениями;  $\nu_{hh}$  – коэффициент Пуассона,

характеризующий горизонтальные деформации, вызванные горизонтальными напряжениями (напряжениями, действующими в ортогональном направлении);  $G_{hv}$  – модуль сдвига в вертикальной плоскости (перпендикулярно плоскости изотропии);  $G_{hh}$  – модуль сдвига в горизонтальной плоскости (в плоскости изотропии).

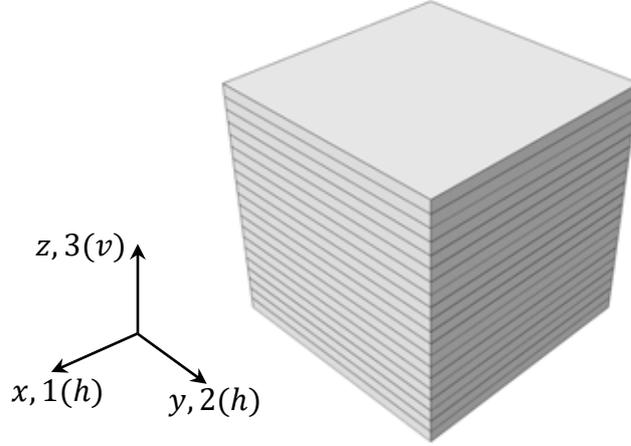


Рисунок 5.1 – Трансверсально-изотропная среда:  $xy$  – плоскость изотропии;  $z$  – ось изотропии

Однако не все 7 констант независимы друг от друга. Так как горизонтальная плоскость является плоскостью изотропии, константа  $G_{hh}$  зависит от  $E_h$  и  $\nu_{hh}$ , как показано в уравнении (5.13)

$$G_{hh} = \frac{E_h}{2(1 + \nu_{hh})}. \quad (5.13)$$

Для упругих материалов, для обеспечения симметричности матрицы жесткости должно выполняться условие термодинамического равновесия [253]:

$$\frac{\nu_{hv}}{E_h} = \frac{\nu_{vh}}{E_v}. \quad (5.14)$$

С учетом выше приведенных требований матрицу упругости трансверсально-изотропной линейно-деформируемой среды на глобальном уровне можно записать через 5 независимых констант:

$$\mathbf{D}_{gl}^e = \begin{bmatrix} \alpha_{11} & \alpha_{12} & \alpha_{13} & 0 & 0 & 0 \\ \alpha_{21} & \alpha_{22} & \alpha_{23} & 0 & 0 & 0 \\ \alpha_{31} & \alpha_{32} & \alpha_{33} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & G_{hh} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & G_{vh} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & G_{vh} \end{bmatrix};$$

$$\alpha_{11} = \frac{E_h(E_h \nu_{vh}^2 - E_v)}{(E_v \nu_{hh} - E_v + 2E_h \nu_{hh}^2)(1 + \nu_{hh})};$$

$$\alpha_{12} = -\frac{E_h(E_h \nu_{vh}^2 + E_v \nu_{hh})}{(E_v \nu_{hh} - E_v + 2E_h \nu_{hh}^2)(1 + \nu_{hh})};$$

$$\alpha_{13} = -\frac{\nu_{vh} E_h E_v}{E_v \nu_{hh} - E_v + 2E_h \nu_{hh}^2};$$

$$\alpha_{21} = -\frac{E_h(E_v \nu_{hh} + \nu_{hh}^2 E_h)}{(E_h \nu_{hh} - E_v + 2\nu_{vh}^2 E_h)(1 + \nu_{hh})};$$
(5.15)

$$\alpha_{22} = \frac{E_h(-E_v + v_{vh}^2 E_h)}{(E_v v_{hh} - E_v + 2v_{vh}^2 E_h)(1 + v_{hh})};$$

$$\alpha_{23} = -\frac{v_{vh} E_h E_v}{E_v v_{hh} - E_v + 2v_{vh}^2 E_h};$$

$$\alpha_{31} = -\frac{v_{vh} E_h E_v}{E_v v_{hh} - E_v + 2v_{vh}^2 E_h};$$

$$\alpha_{32} = -\frac{v_{vh} E_h E_v}{E_v v_{hh} - E_v + 2v_{vh}^2 E_h};$$

$$\alpha_{33} = \frac{(v_{hh} - 1)E_v^2}{E_v v_{hh} - E_v + 2v_{vh}^2 E_h}.$$

Матрицу податливости для трансверсально-изотропной среды можно представить в общем виде как

$$\mathbf{C}_{gl}^e = (\mathbf{D}_{gl}^e)^{-1} = \begin{bmatrix} c_{11} & c_{12} & c_{13} & 0 & 0 & 0 \\ c_{21} & c_{22} & c_{23} & 0 & 0 & 0 \\ c_{31} & c_{32} & c_{33} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & c_{44} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & c_{55} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & c_{66} \end{bmatrix} \quad (5.16)$$

или через деформационные константы как

$$\mathbf{C}_{gl}^e = (\mathbf{D}_{gl}^e)^{-1} = \begin{bmatrix} \frac{1}{E_h} & -\frac{v_{hh}}{E_h} & -\frac{v_{vh}}{E_v} & 0 & 0 & 0 \\ -\frac{v_{hh}}{E_h} & \frac{1}{E_h} & -\frac{v_{vh}}{E_v} & 0 & 0 & 0 \\ -\frac{v_{vh}}{E_v} & -\frac{v_{vh}}{E_v} & \frac{1}{E_v} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{1}{G_{hh}} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{G_{vh}} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{G_{vh}} \end{bmatrix}. \quad (5.17)$$

Несмотря на то что все 5 констант независимы друг от друга, существуют ограничения на значения, принимаемые константами. D.J. Pickering [254] показал, что  $E_v$ ,  $E_h$  и  $G_{vh}$  должны быть положительными, а  $v_{hh}$  может изменяться в диапазоне от  $-1$  до  $1$ . Дополнительным условием является удовлетворение следующих неравенств [255–258]:

$$\begin{aligned} E_v &> 0; \\ E_h &> 0; \\ G_{vh} &> 0; \end{aligned} \quad (5.18)$$

$$\frac{E_v}{E_h} (1 - v_{hh}) - 2v_{vh}^2 \geq 0;$$

$$-1 < v_{hh} < 1;$$

$$|v_{hv}| < \left(\frac{E_h}{E_v}\right)^{\frac{1}{2}};$$

$$|v_{vh}| < \left(\frac{E_v}{E_h}\right)^{\frac{1}{2}};$$

$$1 - v_{hh}^2 - 2v_{vh}v_{hv} - 2v_{hh}v_{vh}v_{hv} > 0.$$

Также было показано, что значение константы  $G_{vh}$  ограничено следующим выражением

$$G_{vh} \leq \frac{E_v}{2v_{vh}(1 + v_{hh}) + 2\sqrt{\frac{E_v}{E_h}(1 - v_{hh}^2)}\left(1 - v_{vh}^2\frac{E_h}{E_v}\right)} \quad (5.19)$$

При рассмотрении пород как трансверсально-изотропной среды следует отметить, что наибольшие трудности связаны с определением константы  $G_{vh}$ , так как требуется измерение дополнительного модуля упругости под некоторым углом в плоскости изотропии (обычно принимается угол, равный  $45^\circ$ ).

Наиболее простой способ определения показателя  $G_{vh}$  – воспользоваться аналогией по определению модуля деформации для изотропной среды, тогда

$$G_{vh} \leq \frac{E_v}{2(1 + v_{vh})}. \quad (5.20)$$

Это весьма упрощенное выражение, которое редко совпадает с фактическими результатами лабораторных испытаний. Наибольшее распространение получила следующая зависимость, представленная L. Barden [259]:

$$G_{vh} \leq \frac{E_v}{1 + \frac{E_v}{E_h} + 2v_{vh}}. \quad (5.21)$$

Схожая зависимость была получена в работе С.А. Батугина и Р.К. Ниренбурга [260]. На основании исследования трансверсально-изотропных горных пород предложена приближенная зависимость между упругими константами анизотропных горных пород, и в частности для определения модуля сдвига  $G_{vh}$ :

$$G_{vh} = \frac{E_h E_v}{E_h + E_v(1 + 2v_{vh})}. \quad (5.22)$$

Было показано, что зависимость (5.21) не всегда соответствует экспериментальным данным. Выполненные лабораторные исследования на полых цилиндрах для различных пород (песчаник, известняк, мел, гранит) позволили уточнить формулу для определения модуля сдвига  $G_{vh}$ :

$$G_{vh} \leq \frac{E_v}{1 + \frac{E_v}{E_h} + 2v_{vh}} \left(\frac{2E_h - E_v}{E_h}\right). \quad (5.23)$$

Значение модуля сдвига  $G_{vh}$  по представленной выше формуле значительно выше тех, что получаются по формуле (5.21). Таким образом, можно отметить, что не существует подхода к определению модуля сдвига  $G_{vh}$  для всех тех пород, которые можно отнести к трансверсально-изотропной среде.

Результаты лабораторных исследований показывают, что плотные аргиллитоподобные глины проявляют нелинейный характер поведения в диапазоне очень малых – малых деформаций. Следовательно, представленные выше уравнения необходимо преобразовать с учетом изменения коэффициентов матриц упругости и податливости от величины достигнутых напряжений и деформаций.

### 5.2.2 Построения модели поведения материала в рамках теории пластического течения

Любая упругопластическая модель содержит в себе 4 основных элемента, которые необходимо определить на этапе теоретических исследований. Она включает уравнение поверхности пластического течения, уравнение пластического потенциала, закон упрочнения и часть модели, отвечающей за упругое поведение.

**Поверхность пластического течения.** Поверхность пластического течения отделяет упругое поведение материала от упругопластического поведения. Функция пластического течения  $f$  зависит от напряженного состояния  $\sigma$  и параметра упрочнения  $k$ :

$$f(\sigma, k) = 0. \quad (5.24)$$

Если напряженное состояние находится внутри поверхности пластического течения, то есть  $f < 0$ , то реализуется упругое поведение. Если напряженное состояние совпадает с поверхностью пластического течения, то есть  $f = 0$ , реализуется упругопластическое поведение.

**Пластический потенциал.** Закон пластического течения необходим для определения приращения пластических деформаций. Закон пластического течения может быть выражен в виде следующей формулы:

$$d\varepsilon^p = d\lambda \frac{\partial g}{\partial \sigma}, \quad (5.25)$$

где  $d\lambda$  – приращение пластического множителя;  $\partial P$  – функция пластического потенциала.

Можно отметить, что функция пластического потенциала в уравнении (5.25) определяет только относительную величину приращения пластических деформаций, а пластический множитель  $\lambda$  позволяет перейти к абсолютной величине пластических деформаций.

Если функция пластического потенциала совпадает с функцией поверхности пластического течения, то  $f = g$ , пластическое течение является ассоциированным и применяется условие нормальности. Если  $f \neq g$ , то пластическое течение неассоциированное.

**Закон упрочнения.** Закон упрочнения описывает развитие поверхности пластического течения с ростом пластических деформаций. Он определяет, каким образом параметр упрочнения  $k$  изменяется при пластическом деформировании. Упругопластическая модель является идеально пластичной, если параметр упрочнения  $k$  не изменяется в процессе пластического деформирования. В этом случае вводить закон упрочнения нет необходимости. В другом случае параметр упрочнения  $k$  является функцией от пластической работы или пластических деформаций.

**Упругое поведение.** Упругая часть модели определяет упругое поведение материала, когда напряженное состояние остается внутри поверхности пластического течения или напряжения достигли поверхности пластического течения.

Взаимосвязь между приращением напряжений  $d\sigma$  и полных деформаций  $d\varepsilon$  при упругопластическом режиме деформирования можно выразить в форме уравнения

$$d\sigma = [D^{ep}]d\varepsilon, \quad (5.26)$$

где  $[D^{ep}]$  – упругопластическая матрица.

Вектор приращения полных деформаций  $d\varepsilon$  можно разделить на две части следующим образом:

$$d\varepsilon = d\varepsilon^e + d\varepsilon^p, \quad (5.27)$$

где  $d\varepsilon^e$  – вектор приращения упругих деформаций;  $d\varepsilon^p$  – вектор приращения пластических деформаций.

Подставив уравнение (5.27) в уравнение (5.26), выразим приращение вектора напряжений следующим образом:

$$d\sigma = [D^e](d\varepsilon - d\varepsilon^p), \quad (5.28)$$

где  $[D^e]$  – матрица упругости.

Приращение пластических деформаций найдем из закона пластического течения. Подставим уравнение (5.25) в уравнение (5.28) и получим следующее выражение:

$$d\sigma = [D^e]d\varepsilon - \lambda[D^e]\frac{\partial g}{\partial \sigma}. \quad (5.29)$$

Пластический множитель  $\lambda$  все еще остается неизвестным, следовательно, необходимо провести дополнительные преобразования для его нахождения.

Когда материал испытывает упругопластическое деформирование, последующее нагружение должно удовлетворять условие совместности (напряженное состояние в точке должно находиться на поверхности пластического течения). Математически условие совместности может быть выражено следующим образом:

$$df = f(\sigma + d\sigma, k + dk) = 0. \quad (5.30)$$

Применив цепное правило дифференцирования, получим

$$df = \frac{\partial f^T}{\partial \sigma} d\sigma + \frac{\partial f^T}{\partial k} dk = 0. \quad (5.31)$$

Параметр упрочнения  $k$  связан с пластическими деформациями следующим образом:

$$dk = \frac{\partial k}{\partial \varepsilon^p} d\varepsilon^p. \quad (5.32)$$

Подставив уравнение (5.32) в уравнение (5.31), получим

$$df = \frac{\partial f^T}{\partial \sigma} d\sigma + \frac{\partial f^T}{\partial k} \frac{\partial k}{\partial \varepsilon^p} d\varepsilon^p = 0. \quad (5.33)$$

Подставим уравнение (5.25) в уравнение (5.33) и получим

$$df = \frac{\partial f^T}{\partial \sigma} d\sigma + d\lambda \frac{\partial f^T}{\partial k} \frac{\partial k}{\partial \varepsilon^p} \frac{\partial g}{\partial \sigma} = 0. \quad (5.34)$$

Отсюда найдем величину пластического множителя  $\lambda$ :

$$d\lambda = -\frac{\frac{\partial f^T}{\partial \sigma} d\sigma}{\frac{\partial f^T}{\partial k} \frac{\partial k}{\partial \varepsilon^p} \frac{\partial g}{\partial \sigma}}. \quad (5.35)$$

Определив неизвестное значение пластического множителя  $\lambda$ , подставим уравнение (5.29) в уравнение (5.35):

$$d\lambda = - \frac{\frac{\partial f^T}{\partial \sigma} [\mathbf{D}^e] d\boldsymbol{\varepsilon}}{\frac{\partial f^T}{\partial \mathbf{k}} \frac{\partial k}{\partial \boldsymbol{\varepsilon}^p} \frac{\partial g}{\partial \sigma} + \frac{\partial f^T}{\partial \sigma} [\mathbf{D}^e] \frac{\partial g}{\partial \sigma}}. \quad (5.36)$$

Отсюда взаимосвязь между приращениями напряжений и полных деформаций можно выразить следующим образом:

$$d\boldsymbol{\sigma} = [\mathbf{D}^e] d\boldsymbol{\varepsilon} - \frac{[\mathbf{D}^e] \frac{\partial g}{\partial \sigma} \frac{\partial f^T}{\partial \sigma} [\mathbf{D}^e]}{\frac{\partial f^T}{\partial \mathbf{k}} \frac{\partial k}{\partial \boldsymbol{\varepsilon}^p} \frac{\partial g}{\partial \sigma} + \frac{\partial f^T}{\partial \sigma} [\mathbf{D}^e] \frac{\partial g}{\partial \sigma}} d\boldsymbol{\varepsilon}. \quad (5.37)$$

После преобразований упругопластическую матрицу среды выразим следующим образом:

$$[\mathbf{D}^{ep}] = [\mathbf{D}^e] - \frac{[\mathbf{D}^e] \frac{\partial g}{\partial \sigma} \frac{\partial f^T}{\partial \sigma} [\mathbf{D}^e]}{\frac{\partial f^T}{\partial \mathbf{k}} \frac{\partial k}{\partial \boldsymbol{\varepsilon}^p} \frac{\partial g}{\partial \sigma} + \frac{\partial f^T}{\partial \sigma} [\mathbf{D}^e] \frac{\partial g}{\partial \sigma}}. \quad (5.38)$$

Для удобства работы с выражениями (5.37) и (5.38) представим их в следующем виде:

$$d\lambda = - \frac{\mathbf{a}^T [\mathbf{D}^e] d\boldsymbol{\varepsilon}}{A + \mathbf{a}^T [\mathbf{D}^e] \mathbf{b}}$$

$$[\mathbf{D}^{ep}] = [\mathbf{D}^e] - \frac{[\mathbf{D}^e] \mathbf{b} \mathbf{a}^T [\mathbf{D}^e]}{A + \mathbf{a}^T [\mathbf{D}^e] \mathbf{b}},$$

где

$$\mathbf{a}^T = \frac{\partial f^T}{\partial \sigma} \quad (5.39)$$

$$\mathbf{b} = \frac{\partial g}{\partial \sigma};$$

$$A = \frac{\partial f^T}{\partial \mathbf{k}} \frac{\partial k}{\partial \boldsymbol{\varepsilon}^p} \frac{\partial g}{\partial \sigma}.$$

Полученные уравнения выведены в общем виде. Преобразование уравнений для их реализации в рамках концепции многослойной среды будут представлены в соответствующих разделах.

### 5.2.3 Основные положения модели многослойной среды

Согласно концепции многослойной среды, численное интегрирование заданной функции выполняется на поверхности сферы единичного радиуса. Поверхность единичной сферы может быть аппроксимирована бесконечным числом плоскостей, которые контактируют со сферой в одной из контактных точек (рисунок 5.2). При устремлении числа плоскостей к бесконечности точность численного интегрирования возрастает, с другой стороны, время, необходимое для выполнения численного интегрирования, также будет стремиться к бесконечности (5.40). Поэтому для практических задач необходимо найти баланс между точностью (количество контактирующих плоскостей с единичной сферой) и временем, необходимым на выполнение вычислительных операций:

$$\int_S h(x, y, z) dS \approx \sum_{i=1}^{n_{sp}} h(x_i, y_i, z_i) w_i, \quad (5.40)$$

где  $S$  – поверхность единичной сферы;  $n_{sp}$  – количество рассматриваемых плоскостей, по которым выполняется суммирование;  $h(x, y, z)$  – непрерывная функция;  $x_i, y_i, z_i$  – координаты точек контакта с  $i$ -й плоскостью сферы, которые могут рассматриваться как направляющие косинусы нормального вектора к  $i$ -й плоскости сферы;  $w_i$  – взвешивающий коэффициент для  $i$ -й плоскости сферы.

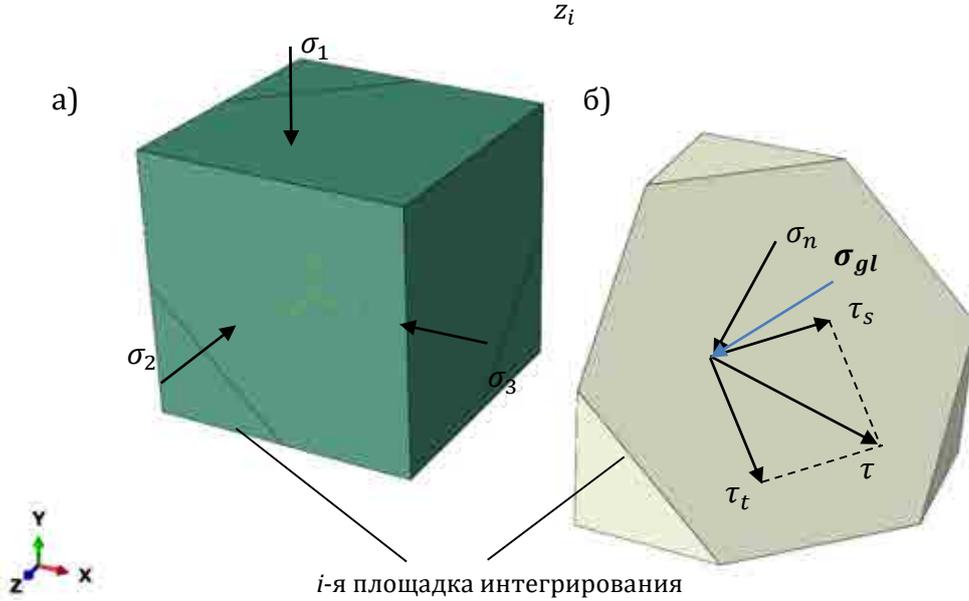


Рисунок 5.2 – Схематичное представление материала как многослойной среды (модель микроструктурного взаимодействия): а – глобальный уровень; б – локальный уровень ( $i$ -я площадка интегрирования)

Направляющие косинусы единичных векторов  $\mathbf{n}_i$ ,  $\mathbf{s}_i$  и  $\mathbf{t}_i$  для  $i$ -й площадки интегрирования определяются как

$$\mathbf{n}_i = \begin{pmatrix} n_{1,i} \\ n_{2,i} \\ n_{3,i} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \cos \alpha_i \\ \sin \alpha_i \sin \beta_i \\ \sin \alpha_i \cos \beta_i \end{pmatrix};$$

$$\mathbf{s}_i = \begin{pmatrix} s_{1,i} \\ s_{2,i} \\ s_{3,i} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} -\sin \alpha_i \\ \cos \beta_i \cos \alpha_i \\ \sin \beta_i \cos \alpha_i \end{pmatrix}; \quad (5.41)$$

$$\mathbf{t}_i = \begin{pmatrix} t_{1,i} \\ t_{2,i} \\ t_{3,i} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 0 \\ -\sin \beta_i \\ \cos \beta_i \end{pmatrix},$$

где  $\alpha_i$  и  $\beta_i$  – соответствующие углы между глобальной и  $i$ -й локальной системами координат (рисунок 5.3).

Все уравнения, описывающие деформирование материала, должны быть сформулированы на локальных площадках интегрирования, ориентация которых задается вектором  $\mathbf{n}_i$  единичной длины, перпендикулярным рассматриваемой площадке, согласно принятому правилу интегрирования. Чтобы получить напряжения в локальной системе координат  $\sigma_{loc,i}$  на каждой площадке интегрирования, напряжения в глобальной системе координат  $\sigma_{gl}$  необходимо трансформировать с учетом ориентации соответствующей

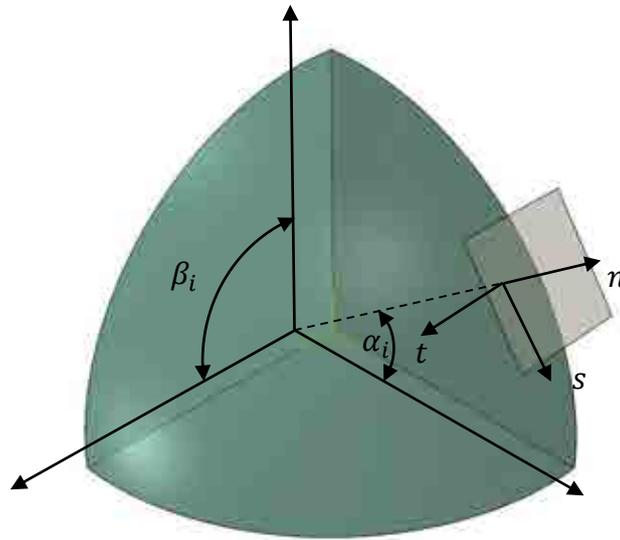


Рисунок 5.3 – Сферическая полярная система координат

плоскости. Матрица трансформации напряжений  $\mathbf{T}_i^\sigma$  задается через направляющие косинусы вектора единичной длины, направленного перпендикулярно плоскости интегрирования. Функция поверхности пластического течения  $f_i$  для каждой из плоскостей может быть представлена через локальные напряжения  $\sigma'_{n,i}$ ,  $\tau_{s,i}$ ,  $\tau_{t,i}$ , а параметр упрочнения  $k$  – как функция от пластических деформаций  $\varepsilon_i^p$ , накопленных на соответствующей плоскости интегрирования:

$$\boldsymbol{\sigma}'_i = \begin{pmatrix} \sigma'_{n,i} \\ \tau_{s,i} \\ \tau_{t,i} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \sigma'_{n,i} \\ \tau_i \end{pmatrix}; \quad (5.42)$$

$$f_i = f_i(\sigma'_{n,i}, \tau_{1,i}, \tau_{2,i}, \varepsilon_i^p). \quad (5.43)$$

В общем виде локальные  $\boldsymbol{\sigma}_{loc,i}$  напряжения можно выразить из вектора глобальных напряжений  $\boldsymbol{\sigma}_{gl}$  как

$$\boldsymbol{\sigma}_{loc,i} = \mathbf{T}_i^\sigma \boldsymbol{\sigma}_{gl}. \quad (5.44)$$

Преобразование напряжений с глобального уровня  $\boldsymbol{\sigma}_{gl}$  на локальный уровень  $\sigma'_{n,i}$  и  $\tau_i$  возможно, если воспользоваться следующими уравнениями:

$$\sigma_{n,i} = n_{1,i}p_{x,i} + n_{2,i}p_{y,i} + n_{3,i}p_{z,i}; \quad (5.45)$$

$$\tau_i = \sqrt{p_{x,i}^2 + p_{y,i}^2 + p_{z,i}^2 - \sigma_{n,i}^2}, \quad (5.46)$$

где

$$\begin{aligned} p_{x,i} &= n_{1,i}\sigma_x + n_{2,i}\tau_{xy} + n_{3,i}\tau_{zx}; \\ p_{y,i} &= n_{1,i}\tau_{xy} + n_{2,i}\sigma_y + n_{3,i}\tau_{yz}; \\ p_{z,i} &= n_{1,i}\tau_{zx} + n_{2,i}\tau_{yz} + n_{3,i}\sigma_z, \end{aligned} \quad (5.47)$$

Однако такой способ позволяет получить только результирующую величину касательных напряжения на соответствующей площадке интегрирования, без разбивке ее на компоненты по локальным осям  $s$  и  $t$ . Когда необходимо выполнить оценку достижения

напряжениями предельного состояния на  $i$ -й площадке интегрирования, такой способ перевода напряжений с глобального уровня на локальный является весьма экономичным с точки зрения вычислительных ресурсов. Однако это является лишь частным случаем, и обычно при формулировке модели геоматериала в рамках концепции многослойной среды необходимо выполнить разложение глобального вектора напряжений на 3 или, как будет показано далее, более чем 3 компоненты. Тогда удобней воспользоваться матрицей преобразования, а само разложение выполнить согласно уравнению (5.44). Форма матрицы трансформации зависит от принятого метода разложения напряжений с глобального уровня на локальный. Ее вид для каждого конкретного разложения будет приведен в соответствующем разделе.

**Упругие деформации на локальном уровне.** Локальные упругие деформации  $\boldsymbol{\varepsilon}_{loc,i}$  рассчитываются по формуле

$$\boldsymbol{\varepsilon}_{loc,i} = \mathbf{C}_{loc,i}^e \boldsymbol{\sigma}_{loc,i}. \quad (5.48)$$

Тогда деформации на глобальном уровне  $\boldsymbol{\varepsilon}_{gl}$  можно получить, воспользовавшись уравнением (5.40):

$$\boldsymbol{\varepsilon}_{gl} = 3 \sum_{i=1}^{n_{sp}} \mathbf{T}_i^\varepsilon \boldsymbol{\varepsilon}_{loc,i} w_i. \quad (5.49)$$

Согласно Панде [261], преобразование матрицы податливости с локального уровня на глобальный уровень с учетом уравнения (5.40) может быть выполнено следующим образом:

$$\mathbf{C}^e = 3 \sum_{i=1}^{n_{sp}} \mathbf{T}_i^\varepsilon \mathbf{C}_{loc,i}^e \mathbf{T}_i^\sigma w_i, \quad (5.50)$$

где  $w_i$  – весовой коэффициент для соответствующей  $i$ -й площадки интегрирования.

В уравнении (5.49) и (5.50) введен коэффициент 3, так как интегрирование выполнялось по поверхности, а не по объему единичной сферы, как необходимо для преобразования жесткости с локального уровня на глобальный.

Матрицу упругости  $\mathbf{D}^e$  на глобальном уровне запишем так:

$$\mathbf{D}^e = (\mathbf{C}^e)^{-1} = \frac{1}{3} (\mathbf{T}_i^\varepsilon \mathbf{C}_{loc,i}^e \mathbf{T}_i^\sigma w_i)^{-1}. \quad (5.51)$$

Матрица податливости на локальном уровне  $\mathbf{C}_{loc,i}^e$ , а также матрица трансформаций напряжений с глобального на локальный уровень  $\mathbf{T}_i^\sigma$  и матрица трансформаций деформаций с локального на глобальный уровень  $\mathbf{T}_i^\varepsilon$  определяются принятым методом разложения напряжений с глобального уровня на локальный, а также формой матрицы упругости/податливости на глобальном уровне.

**Пластическое поведение.** Согласно теории пластического течения, приращение пластических деформаций пропорционально производной функции пластического потенциала по напряжению (см. раздел 5.2.2). Тогда приращение пластических деформаций на локальном уровне  $d\boldsymbol{\varepsilon}_{loc,i}^p$  найдем по следующей формуле:

$$d\boldsymbol{\varepsilon}_{loc,i}^p = d\lambda_i \frac{\partial g_i}{\partial \boldsymbol{\sigma}_{loc,i}}, \quad (5.52)$$

где  $d\lambda_i$  – приращение пластического множителя на соответствующей  $i$ -й площадке интегрирования;  $g_i$  – функция пластического потенциала на соответствующей  $i$ -й площадке интегрирования.

Приращение пластических деформаций суммируется только с тех площадок интегрирования, где функция поверхности пластического течения принимает значение  $f_i = 0$ . Чтобы получить приращение пластических деформаций на глобальном уровне  $d\boldsymbol{\varepsilon}_{gl}^p$ , вклад каждой из рассматриваемых плоскостей должен быть учтен за счет трансформации приращения пластических деформаций с локального уровня  $d\boldsymbol{\varepsilon}_{loc,i}^p$  и интегрирования по поверхности единичной сферы:

$$d\boldsymbol{\varepsilon}_{gl}^p = \int_S \mathbf{T}_i^\varepsilon d\boldsymbol{\varepsilon}_{loc,i}^p dS, \quad (5.53)$$

где  $S$  – поверхность единичной сферы;  $\mathbf{T}_i^\varepsilon$  – матрица трансформации рассматриваемой  $i$ -й плоскости, которая содержит частные производные локального вектора напряжений по отношению к глобальному вектору напряжений.

С учетом уравнения (5.40) уравнение (5.53) может быть численно аппроксимировано следующим образом:

$$d\boldsymbol{\varepsilon}_{gl}^p = 3 \sum_{i=1}^{n_{sp}} T_i^\varepsilon d\boldsymbol{\varepsilon}_{loc,i}^p w_i = 3 \sum_{i=1}^{n_{sp}} d\lambda_i T_i^\varepsilon \frac{\partial g_i}{\partial \boldsymbol{\sigma}_{loc,i}} w_i. \quad (5.54)$$

В общем виде последовательность выполнения операций при реализации концепции многослойной среды представлена на рисунках ниже в графическом виде (рисунок 5.4) и в виде алгоритма (рисунок).

**Направляющие косинусы и весовые коэффициенты.** В работе Z.P. Bazant дан алгоритм определения весовых коэффициентов в зависимости от расположения локальных площадок интегрирования на сфере единичного радиуса [262] и представлены результаты расчета весовых коэффициентов. Анализ работ [161, 163, 164] показал, что наиболее широкое распространение получила симметричная форма расположения локальных площадок интегрирования на поверхности сферы единичного радиуса, включающая в себя 66 локальных площадок ( $2 \times 33$ ). Такое расположение площадок интегрирования позволяет соблюсти баланс между продолжительностью выполнения расчетов и их точностью. Количество площадок интегрирования может быть изменено в большую сторону по мере увеличения производительности вычислительных систем. В работе принято именно такое расположение локальных площадок интегрирования.

Методика спектрального разложения матрицы податливости (см. раздел 5.7) предполагает, что для выполнения расчетов должна быть получена обратная матрица – матрица трансформации деформаций с локального уровня на глобальный. Для принятого правила интегрирования (симметричная форма расположения площадок интегрирования  $2 \times 33$ ) получить такую матрицу трансформации невозможно для 3 плоскостей интегрирования, расположенных перпендикулярно одной из осей глобальной системы координат. Для того чтобы такой ситуации не возникало, положение всех плоскостей интегрирования смещено на заданный малый угол  $\alpha$  ( $0.00001^\circ$ ) относительно всех 3 осей глобальной системы координат. При этом весовые коэффициенты с учетом малого угла отклонения площадок интегрирования от их фактического положения можно оставить неизменными.

Выполнив поворот всех площадок на заданный угол  $\alpha$ , получим следующие значения компонентов вектора  $n_i$  (таблица 5.3). При численной реализации всех рассмотренных в работе моделей, где расчет упругих или пластических деформаций выполнялся на локальном уровне, значения компонент вектора  $n_i$  и весового коэффициента  $w_i$  принимались с учетом поворота площадок интегрирования на угол  $\alpha$ .

Матрицы поворота на заданный угол  $\alpha$  относительно осей  $x$ ,  $y$  и  $z$  запишем следующим образом:

$$\begin{aligned}
 M_x &= \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & \cos \alpha & -\sin \alpha \\ 0 & \sin \alpha & \cos \alpha \end{bmatrix}; \\
 M_y &= \begin{bmatrix} \cos \alpha & 0 & \sin \alpha \\ 0 & 1 & 0 \\ -\sin \alpha & 0 & \cos \alpha \end{bmatrix}; \\
 M_z &= \begin{bmatrix} \cos \alpha & -\sin \alpha & 0 \\ \sin \alpha & \cos \alpha & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix}.
 \end{aligned}
 \tag{5.55}$$

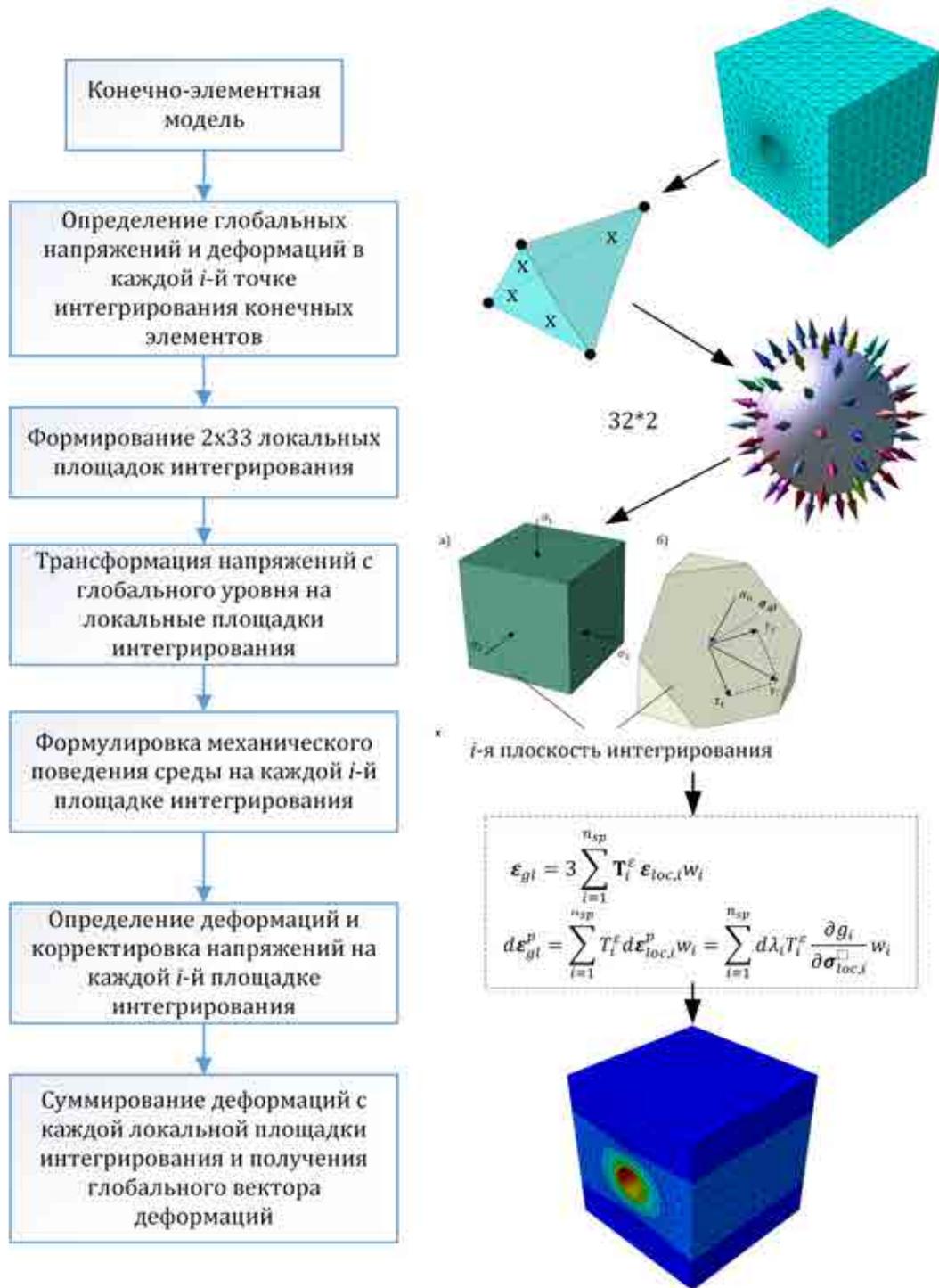


Рисунок 5.4 – Концепция расчета напряженно-деформированного состояния в рамках концепции многослойной среды

Таблица 5.2 – Направляющие косинусы и взвешивающие коэффициенты для  $i$ -й рассматриваемой плоскости для симметричного правила интегрирования по  $2 \times 33$  плоскостям [262]

$i$	$x_i$	$y_i$	$z_i$	$w_i$
1	1	0	0	0.00985353993433
2	0	1	0	0.00985353993433
3	0	0	1	0.00985353993433
4	0.707106781187	0.707106781187	0	0.01629696858860
5	0.707106781187	-0.707106781187	0	0.01629696858860
6	0.707106781187	0	0.707106781187	0.01629696858860
7	0.707106781187	0	-0.707106781187	0.01629696858860
8	0	0.707106781187	0.707106781187	0.01629696858860
9	0	0.707106781187	-0.707106781187	0.01629696858860
10	0.933898956394	0.357537045978	0	0.01347888440080
11	0.933898956394	-0.357537045978	0	0.01347888440080
12	0.357537045978	0.933898956394	0	0.01347888440080
13	0.357537045978	-0.933898956394	0	0.01347888440080
14	0.933898956394	0	0.357537045978	0.01347888440080
15	0.933898956394	0	-0.357537045978	0.01347888440080
16	0.357537045978	0	0.933898956394	0.01347888440080
17	0.357537045978	0	-0.933898956394	0.01347888440080
18	0	0.933898956394	0.357537045978	0.01347888440080
19	0	0.933898956394	-0.357537045978	0.01347888440080
20	0	0.357537045978	0.933898956394	0.01347888440080
21	0	0.357537045978	-0.933898956394	0.01347888440080
22	0.437263676092	0.437263676092	0.785875915868	0.01757591298800
23	0.437263676092	0.437263676092	-0.785875915868	0.01757591298800
24	0.437263676092	-0.437263676092	0.785875915868	0.01757591298800
25	0.437263676092	-0.437263676092	-0.785875915868	0.01757591298800
26	0.437263676092	0.785875915868	0.437263676092	0.01757591298800
27	0.437263676092	0.785875915868	-0.437263676092	0.01757591298800
28	0.437263676092	-0.785875915868	0.437263676092	0.01757591298800
29	0.437263676092	-0.785875915868	-0.437263676092	0.01757591298800
30	0.785875915868	0.437263676092	0.437263676092	0.01757591298800
31	0.785875915868	0.437263676092	-0.437263676092	0.01757591298800
32	0.785875915868	-0.437263676092	0.437263676092	0.01757591298800
33	0.785875915868	-0.437263676092	-0.437263676092	0.01757591298800

**Прочностная анизотропия в разрезе концепции многослойной среды.** А. Casagrande и N. Carrillo [263] предложили следующее уравнение для учета изменения прочности глины на сдвиг  $C_{u(i)}$  в зависимости от ориентации действия главных напряжений:

$$C_{u(i)} = C_{u(h)}(1 + (R - 1)\cos^2\beta), \quad (5.56)$$

где  $C_{u(h)}$  – недренированная прочность глины на сдвиг в поперечном направлении;  $R$  – коэффициент анизотропии;  $\beta$  – угол наклона действия главных напряжений относительно продольного направления;

$$R = \frac{\tau_{u(v)}}{\tau_{u(h)}}, \quad (5.57)$$

где  $\tau_{u(v)}$  – прочность глины на сдвиг в продольном направлении.

Значения коэффициента анизотропии  $R$  изменяются в пределах 0.75 – 2. Значения коэффициента анизотропии  $R < 1$  получают для переуплотненных глин, в то время как  $R > 1$  соответствует нормально уплотненным глинам [247] (рисунок 5.5).

Таблица 5.3 – Направляющие косинусы и взвешивающие коэффициенты для  $i$ -й рассматриваемой плоскости для симметричного правила интегрирования по  $2 \times 33$  плоскостям с учетом поворота на малый угол  $\alpha$  относительно осей глобальной системы координат

$i$	$x_i$	$y_i$	$z_i$	$w_i$
1	1.000000000000	0.000000174533	-0.000000174533	0.00985353993433
2	-0.000000174533	1.000000000000	0.000000174533	0.00985353993433
3	0.000000174533	-0.000000174533	1.000000000000	0.00985353993433
4	0.707106657774	0.707106904600	0.000000000000	0.01629696858860
5	0.707106904600	-0.707106657774	-0.000000246827	0.01629696858860
6	0.707106904600	0.000000000000	0.707106657774	0.01629696858860
7	0.707106657774	0.000000246827	-0.707106904600	0.01629696858860
8	0.000000000000	0.707106657774	0.707106904600	0.01629696858860
9	-0.000000246827	0.707106904600	-0.707106657774	0.01629696858860
10	0.933898893992	0.357537208974	-0.000000100594	0.01347888440080
11	0.933899018796	-0.357536882982	-0.000000225398	0.01347888440080
12	0.357536882982	0.933899018796	0.000000100594	0.01347888440080
13	0.357537208974	-0.933898893992	-0.000000225398	0.01347888440080
14	0.933899018796	0.000000100594	0.357536882982	0.01347888440080
15	0.933898893992	0.000000225398	-0.357537208974	0.01347888440080
16	0.357537208974	-0.000000100594	0.933898893992	0.01347888440080
17	0.357536882982	0.000000225398	-0.933899018796	0.01347888440080
18	-0.000000100594	0.933898893992	0.357537208974	0.01347888440080
19	-0.000000225398	0.933899018796	-0.357536882982	0.01347888440080
20	0.000000100594	0.357536882982	0.933899018796	0.01347888440080
21	-0.000000225398	0.357537208974	-0.933898893992	0.01347888440080
22	0.437263736936	0.437263615248	0.785875915868	0.01757591298800
23	0.437263462614	0.437263889570	-0.785875915868	0.01757591298800
24	0.437263889570	-0.437263736936	0.785875763234	0.01757591298800
25	0.437263615248	-0.437263462614	-0.785876068502	0.01757591298800
26	0.437263615248	0.785875915868	0.437263736936	0.01757591298800
27	0.437263462614	0.785876068502	-0.437263615248	0.01757591298800
28	0.437263889570	-0.785875915868	0.437263462614	0.01757591298800
29	0.437263736936	-0.785875763234	-0.437263889570	0.01757591298800
30	0.785875915868	0.437263736936	0.437263615248	0.01757591298800
31	0.785875763234	0.437263889570	-0.437263736936	0.01757591298800
32	0.785876068502	-0.437263615248	0.437263462614	0.01757591298800
33	0.785875915868	-0.437263462614	-0.437263889570	0.01757591298800

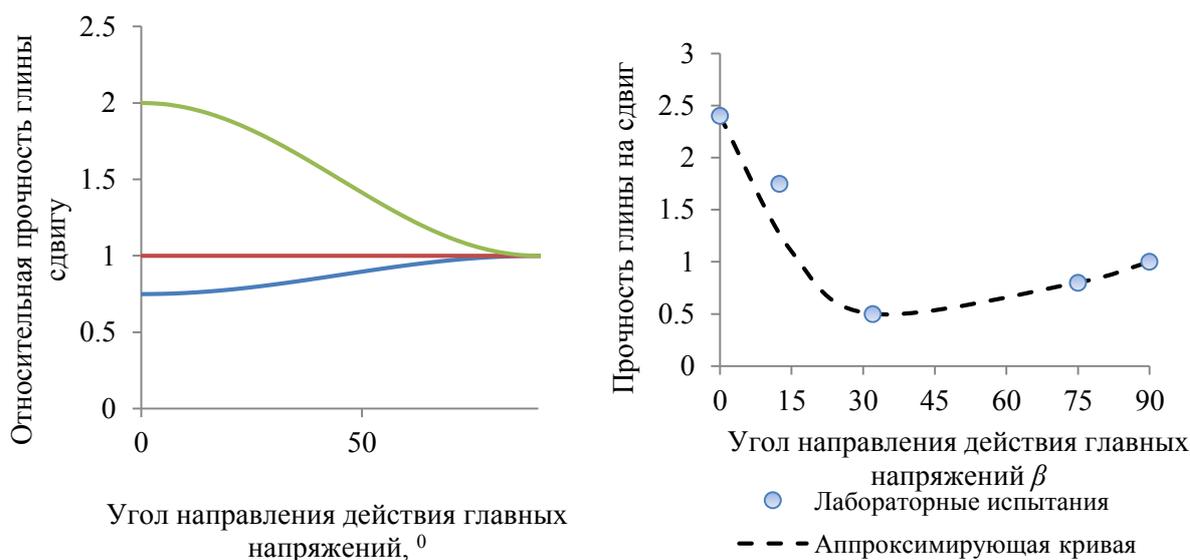


Рисунок 5.5 – Зависимость прочности породы от направления действия главных напряжений (а) [263] и зависимость прочности глины на сдвиг от ориентации направления действия главных напряжений при испытаниях на одноосное сжатие [143]

Другие уравнения, описывающие изменения прочности горной породы при сжатии и разрыве в зависимости от направления приложения нагрузки, предложены А.Г. Оловянным [143]. Изменение прочности породы в условиях сжатия и при разрыве можно представить так:

$$\frac{\sigma_{ci}}{\sigma_c} = 1 - k_0(1 + \cos 2\beta) - \frac{1-p}{2}(1 - \cos 4\beta), \quad (5.58)$$

где  $k_0$  – параметр, определяющий отношение прочности породы на сжатие в продольном и поперечном направлениях;  $\sigma_c$  – прочность породы при одноосном сжатии в поперечном направлении;  $\sigma_{ci}$  – прочность породы при одноосном сжатии в зависимости от ориентации главных напряжений;

$$k_0 = k_t - p(1 - k_t), \quad (5.59)$$

где  $k_t$  – константа, определяющая отношение прочности на сжатие в направлении и поперек трещин;  $p$  – параметр ослабления в плоскости нарушения.

Изменение прочности породы при раскалывании можно представить в виде следующей формулы:

$$\frac{\sigma_{ti}}{\sigma_t} = 1 - \frac{1-p}{2}(1 - \cos 2\beta), \quad (5.60)$$

где  $\sigma_t$  – прочность породы при одноосном растяжении в поперечном направлении;  $\sigma_{ti}$  – прочность породы при одноосном растяжении в зависимости от ориентации главных напряжений.

В работе S. Pietruszczak и Z. Mroz [264] представлена модель, которая позволяет учесть анизотропию прочности структурно связанных пород через микроструктурный тензор, что позволяет определить прочностные характеристики пород на различных площадках интегрирования в соответствии с принятым законом распределения. В общем случае микроструктурный тензор  $\mathbf{a}$  представляет собой меру структуры материала, который позволяет описать пространственное распределение свойств материала:

$$\mathbf{a} = a_1 \mathbf{e}^{(1)} \otimes \mathbf{e}^{(1)} + a_2 \mathbf{e}^{(2)} \otimes \mathbf{e}^{(2)} + a_3 \mathbf{e}^{(3)} \otimes \mathbf{e}^{(3)}, \quad (5.61)$$

где  $\otimes$  – диадное произведение;  $a_1, a_2, a_3$  – главные значения тензора  $\mathbf{a}$ ;  $\mathbf{e}^{(1)}, \mathbf{e}^{(2)}, \mathbf{e}^{(3)}$  – структурно ориентированные векторы.

Для условий трансверсально-изотропной среды распределение показателей в зависимости от направления можно представить в виде функции анизотропии, предложенной в работе [153] и полученной на основании рассмотрения микроструктурного тензора для трансверсально-изотропной среды (5.61). Функция анизотропии записывается через коэффициент анизотропии  $A_r$  и среднее значение варьируемого параметра  $\alpha_0$ :

$$\alpha_u(u_v) = \alpha_0 \left[ 1 - \frac{A_r - 1}{A_r + 2} (1 - 3u_v^2) \right]; \quad (5.62)$$

$$A_r = \frac{\alpha_v}{\alpha_h},$$

где  $u_v$  – вертикальный компонент единичного вектора, в направлении которого вычисляется значение  $\alpha_u$ ;  $\alpha_v$  – значение рассматриваемого параметра среды в вертикальном направлении;  $\alpha_h$  – значение рассматриваемого параметра среды в горизонтальном направлении.

Трехмерное представление уравнения (5.62) в сферической системе координат для разных значений  $A_r$  представлено ниже (рисунок 5.6).

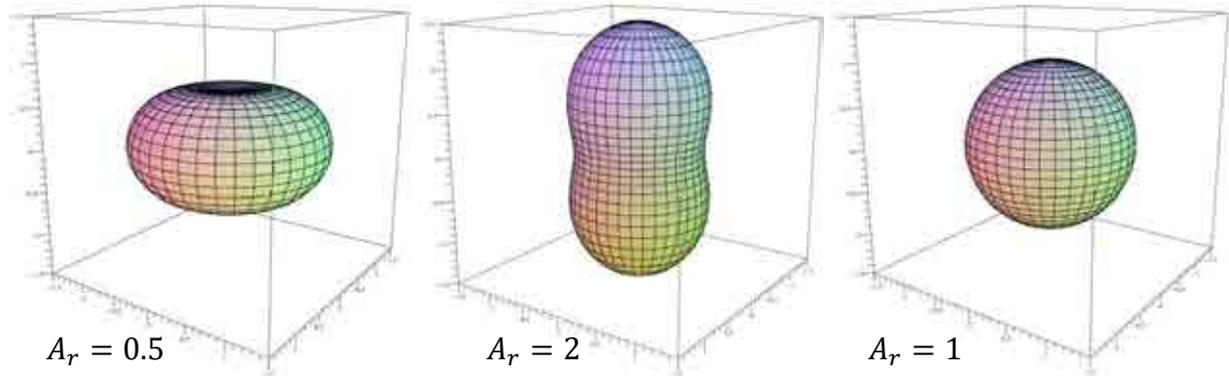


Рисунок 5.6 – Трехмерное представление уравнения в полярной системе координат для различных значений  $A_r$

### 5.3 Модель изотропной нелинейно-деформируемой среда

Модель изотропной нелинейно-деформируемой среды (ИН) формулируется в рамках теории нелинейной упругости и позволяет учесть нелинейное поведение в области очень малых – малых деформаций. В работе принята наиболее известная зависимость, описывающая взаимосвязь между касательными напряжениями  $\tau$  и деформациями формоизменения  $\gamma$ , модель В.О. Hardin и В.Р. Drnevich [119], которая в дальнейшем была обобщена в работе Т. Benz [265].

Для изотропной среды эта зависимость примет вид:

$$\tau = \frac{G_0 \gamma}{1 + \left| \frac{\gamma}{\gamma_r} \right|}, \quad (5.63)$$

где  $G_0$  – начальный модуль сдвига породы.

Перепишав уравнение (5.63) через отношение текущего модуля сдвига  $G_s$  к величине начального модуля сдвига  $G_0$ , получим

$$\frac{G_s}{G_0} = \frac{1}{1 + \left| \frac{\gamma}{\gamma_r} \right|}. \quad (5.64)$$

Отсюда текущий модуль сдвига  $G_s$  как функцию от достигнутой величины деформаций формоизменения  $\gamma_{hist}$  можно в общем виде записать так:

$$G_s = \frac{G_0}{1 + a \frac{\gamma_{hist}}{\gamma_{0.7}}}, \quad (5.65)$$

где  $a$  – параметр уравнения, который обычно принимается равным 0.385;  $\gamma_{0.7}$  – граничное значение деформаций формоизменения, соответствующее деформациям, при которых величина касательного модуля сдвига уменьшается до  $0.7G_0$ ;  $\gamma_{hist}$  – величина достигнутых деформаций формоизменения.

Деформации  $\gamma_{hist}$  определяются согласно следующему выражению:

$$\gamma_{hist} = \frac{3}{2} \varepsilon_q = \sqrt{\frac{1}{2} ((\varepsilon_1 - \varepsilon_2)^2 + (\varepsilon_2 - \varepsilon_3)^2 + (\varepsilon_1 - \varepsilon_3)^2)}, \quad (5.66)$$

где  $\varepsilon_q$  – второй инвариант девиатора деформаций.

Касательная величина модуля сдвига  $G_t$  определяется по следующей зависимости:

$$G_t = G_0 \left( \frac{\gamma_{0.7}}{\gamma_{0.7} + a\gamma_{hist}} \right)^2. \quad (5.67)$$

Как показали результаты лабораторных испытаний, деформационные свойства протерозойской глины зависят от средних напряжений, тогда взаимосвязь между начальным модулем сдвига  $G_0$  и величиной средних напряжений  $p$  может быть установлена по следующей зависимости:

$$G_0 = G_0^{ref} \left( \frac{p}{p^{ref}} \right)^{m_G}, \quad (5.68)$$

где  $G_0^{ref}$  – величина начального модуля сдвига, соответствующего средним эффективным напряжениям  $p^{ref}$ ;  $m_G$  – параметр, учитывающий влияние средних напряжений  $p$  на величину начального модуля сдвига  $G_0$ .

Схожую зависимость можно обнаружить между показателем  $\gamma_{0.7}$  и величиной средних напряжений  $p$ :

$$\gamma_{0.7} = \gamma_{0.7}^{ref} \left( \frac{p}{p^{ref}} \right)^{m_\gamma}, \quad (5.69)$$

где  $\gamma_{0.7}^{ref}$  – граничное значение деформаций формоизменения, полученное при  $p^{ref} = 100$  кПа;  $m_\gamma$  – параметр, учитывающий влияние средних напряжений  $p$  на величину деформаций  $\gamma_{0.7}$ .

Уравнение (5.67) для численной реализации удобно переписать следующим образом в инкрементальной форме:

$$G_t^{i+1} = \frac{G_0}{\gamma_{hist}^{i+1} - \gamma_{hist}^i} \left( \frac{\gamma_{hist}^{i+1}}{1 + \frac{0.385\gamma_{hist}^{i+1}}{\gamma_{0.7}}} - \frac{\gamma_{hist}^i}{1 + \frac{0.385\gamma_{hist}^i}{\gamma_{0.7}}} \right), \quad (5.70)$$

где  $G_t^{i+1}$  – актуальный для  $i + 1$  итерации касательный модуль сдвига;  $\gamma_{hist}^{i+1}$  – деформации формоизменения на конец  $i + 1$  итерации;  $\gamma_{hist}^i$  – деформации формоизменения на конец  $i$  итерации.

Тогда модуль объемного сжатия  $B_t^{i+1}$  и модуль упругости  $E_t^{i+1}$  на конец  $i + 1$  итерации могут быть рассчитаны из величины актуального касательного модуля сдвига и коэффициента Пуассона:

$$B_t^{i+1} = G_t^{i+1} \frac{2(1 + \nu)}{3(1 - 2\nu)}; \quad (5.71)$$

$$E_t^{i+1} = 2G_t^{i+1}(1 + \nu).$$

За граничное значение, после которого значение касательного модуля сдвига  $G_t$  принимается равным  $G_{50}$  (модуль сдвига, полученный на пределе 50% предела прочности), принята величина деформаций формоизменения  $\gamma_c$ :

$$\gamma_c = \frac{\gamma_{0.7}}{a} \left( \sqrt{\frac{G_0}{G_{ur}}} - 1 \right), \quad (5.72)$$

где  $G_{ur}$  – модуль сдвига, полученный по кривой разгрузки/последующей нагрузки.

Коэффициент Пуассона  $\nu$  в диапазоне очень малых – малых деформаций принимается постоянным.

Модель **ИН** позволяет учесть изменение деформационных свойств среды по мере накопления деформаций формоизменения. При очень малых деформациях величина модуля сдвига максимальна и постепенно уменьшается до конечного значения по мере накопления деформаций формоизменения (таблица 5.4).

Таблица 5.4 – Уравнения для определения касательного модуля сдвига

Номер стадии	Диапазон деформаций	Уравнение для определения касательного модуля сдвига $G_t$
Линейное упругое деформирование, постоянное значение модуля сдвига	до $1 \cdot 10^{-6}$	$G_t = G_0$
Нелинейная упругость	от $1 \cdot 10^{-6}$ до $\gamma_c$	$G_t = G_0 \left( \frac{\gamma_{0.7}}{\gamma_{0.7} + \alpha \gamma_{hist}} \right)^2$
Линейное деформирование	больше $\gamma_c$	$G_t = G_{50}$

Параметры среды, которые необходимы для задания поведения среды согласно модели ИН, сведены в таблицу (таблица 5.5). Представленная модель может быть использована для моделирования деформирования породы вне зоны непосредственного влияния строительства подземного сооружения на породный массив, где деформации формоизменения находятся в диапазоне малых деформаций. Модель может быть использована и при рассмотрении анизотропной среды с неярко выраженной анизотропией деформационных свойств  $E_h/E_v < 1.5$ . Для повышения достоверности прогноза деформаций в непосредственной близости от строящегося подземного сооружения необходимо дополнить данную модель с учетом ее поведения в диапазоне больших деформаций, ввести уравнения пластического поведения среды, которые могут появиться в окрестности подземного сооружения и оказать существенное влияние на развитие деформаций породного контура. Представленная модель является основной для моделей **ТН**, **ИНАП**, **ТНАП**.

Таблица 5.5 – Параметры модели ИН

Символ	Единица измерения	Описание
$E_{50}^{ref}$	давление	модуль деформации, полученный при $p^{ref} = 100$ кПа
$\nu$	–	коэффициент поперечной деформации
$G_0^{ref}$	давление	начальный модуль сдвига, полученный при $p^{ref} = 100$ кПа
$\nu_0$	–	коэффициент Пуассона
$\gamma_{0.7}^{ref}$	–	граничное значение деформаций формоизменения, полученное при $p^{ref} = 100$ кПа

#### 5.4 Модель анизотропной нелинейно-деформируемой среды

Твердые аргиллитоподобные глинистые породы являются трансверсально-изотропной средой, где деформационные свойства в направлениях перпендикулярно слоистости и параллельно слоистости различны. Модель нелинейно-изотропной среды не позволяет корректно описать поведения пород с ярко выраженной анизотропией деформационных свойств, когда модуль деформации  $E_h/E_v > 1.5$ .

Модель анизотропной нелинейно-деформируемой среды (ТН) основана на работе J. Graham и G.T. Houlsby [266]. В их исследовании введено понятие коэффициента анизотропии  $\alpha$ , который связывает соответствующие упругие константы между собой по определенному правилу. В качестве параметров модели выступают две упругие константы  $E^*$  и  $\nu^*$  и коэффициент анизотропии  $\alpha$ . Взаимосвязь между показателями  $E^*$ ,  $\nu^*$  и  $\alpha$  и 5

независимыми константами трансверсально-изотропной среды (см. раздел 5.2.1) авторы работы выразили следующим образом:

$$\begin{aligned}
 E_v &= E^*; \\
 E_h &= \alpha^2 E^*; \\
 v_{vh} &= \frac{v^*}{\alpha}; \\
 v_{hh} &= v^*; \\
 G_{hv} &= \frac{\alpha E^*}{2(1+v^*)}; \\
 G_{hh} &= \frac{\alpha^2 E^*}{2(1+v^*)}.
 \end{aligned} \tag{5.73}$$

Из представленных выражений видно, что модули упругости, коэффициенты Пуассона и модули сдвига связаны друг с другом следующей зависимостью:

$$\alpha = \sqrt{\frac{E_h}{E_v}} = \frac{v_{hh}}{v_{vh}} = \frac{G_{hh}}{G_{hv}}. \tag{5.74}$$

Выражение (5.74) является существенным допущением, и ряд авторов отмечали, что его корректность спорна, так как сами по себе все 5 упругих констант независимы. Однако в том случае, если такую взаимосвязь для конкретной рассматриваемой среды установить возможно, используемый подход позволяет получить достоверное представление об упругой работе среды.

Выразим матрицу податливости (5.17) с учетом уравнений (5.73)–(5.74):

$$\mathbf{C} = \frac{1}{E^*} \begin{bmatrix} 1 & v^* & v^* & 0 & 0 & 0 \\ \frac{\alpha^2}{\alpha^2} & -\frac{v^*}{\alpha^2} & -\frac{v^*}{\alpha} & 0 & 0 & 0 \\ v^* & \frac{1}{\alpha^2} & \frac{1}{E_h} & 0 & 0 & 0 \\ -\frac{v^*}{\alpha} & \frac{v^*}{\alpha} & -\frac{v^*}{\alpha} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{2(1+v^*)}{\alpha} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{2(1+v^*)}{\alpha} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{2(1+v^*)}{\alpha^2} \end{bmatrix}. \tag{5.75}$$

Нелинейную связь между напряжениями и деформациями в диапазоне очень малых – малых деформаций введем по аналогии с моделью изотропной линейно-деформируемой средой. Взаимосвязь между упругими константами  $E^*$  и  $v^*$  и достигнутой величиной деформации и напряжений определим через уравнения (5.67), (5.68):

$$\begin{aligned}
 E^* &= G_{hh.0} \frac{2(1+v^*)}{\alpha^2} \left( \frac{\gamma_{0.7}}{\gamma_{0.7} + \alpha \gamma_{hist}} \right)^2 = G_{hh.0}^{ref} \left( \frac{p'}{p^{ref}} \right)^{m_G} \frac{2(1+v^*)}{\alpha^2} \left( \frac{\gamma_{0.7}}{\gamma_{0.7} + \alpha \gamma_{hist}} \right)^2; \\
 v^* &= v_{hh},
 \end{aligned} \tag{5.76}$$

где  $G_{hh.0}$  – начальное значение модуля сдвига при очень малых деформациях в горизонтальной плоскости.

Рассмотренный подход к описанию трансверсально-изотропной среды, с учетом зависимости упругих параметров модели от величины деформаций формоизменения и

объемных деформаций, позволяет принять во внимание только естественную анизотропию, которая сформировалась в процессе осадконакопления. В тоже время вынужденная анизотропия, связанная с перестройкой структуры глинистых пород, не учитывается при определении упругих констант. Допущения, принятые при разработке данной модели, спорны и не всегда отражают реальное поведение глинистых пород. Данную модель рекомендуется использовать только в том случае, когда коэффициенты анизотропии, полученные через различные деформационные показатели, незначительно отличаются друг от друга.

Так, для описания протерозойской глины можно условно принять следующие показатели деформационных свойств:

$$\sqrt{\frac{E_h}{E_v}} = 1.73; \frac{\nu_{hh}}{\nu_{vh}} = 1.7; \frac{G_{hh}}{G_{hv}} = 1.64, \quad (5.77)$$

то есть значения между соотношениями различных деформационных свойств близки друг к другу, а представленные выше зависимости можно использовать для задания естественной анизотропии механических свойств.

Представленная модель не учитывает возможность развития пластических деформаций, что не позволяет использовать ее для прогноза деформаций породного контура в окрестности подземных сооружений, а прогноз деформаций земной поверхности может быть выполнен только на основании известных величин смещения контура породного обнажения строящегося подземного сооружения. Для преодоления этого недостатка представленную выше модель необходимо расширить за счет ее дополнения уравнениями пластического поведения среды.

Параметры среды, которые необходимы для задания поведения среды согласно модели ТН, сведены в таблицу (таблица 5.6).

Таблица 5.6 – Параметры модели ТН

Символ	Единица измерения	Описание
$E_v$	давление	модуль деформации перпендикулярно слоистости
$E_h$		модуль деформации параллельно слоистости
$\nu_{hh}$	-	коэффициент поперечной деформации
$G_{hh.0}^{ref}$	давление	начальный модуль сдвига, полученный при $p^{ref} = 100$ кПа
$\nu_0$	-	коэффициент Пуассона
$\gamma_{0.7}^{ref}$	-	граничное значение деформаций формоизменения, полученное при $p^{ref} = 100$ кПа

## 5.5 Модель изотропной линейно-деформируемой среды с анизотропией прочностных свойств

Модель изотропий линейно-деформируемой среды с анизотропией прочностных свойств (ИЛАП) позволяет определить как линейные деформации на допредельной стадии деформирования, так и пластические деформации при достижении предела прочности.

Линейное деформирование среды формулируется в рамках теории упругости, где взаимосвязь между напряжениями и деформациями отвечает уравнению (5.7). В качестве констант матрицы упругости приняты значения модуля деформации  $E$  и коэффициента поперечной деформации  $\nu$ .

Пластическое поведение среды описывается в рамках теории пластического течения, при этом сами уравнения формулируются на локальных площадках интегрирования, в рамках концепции многослойной среды. Прочностные свойства могут быть как постоянными на различных площадках интегрирования (изотропная



Так как матрица упругости определена на глобальном уровне, достаточно разложить тензор напряжений на глобальном уровне  $\sigma_{gl}$  на 3 компоненты, нормальные напряжения  $\sigma_{loc,i}^n$ , действующие перпендикулярно локальной площадке, и 2 компоненты касательных напряжений  $\tau_{loc,i}^s$  и  $\tau_{loc,i}^t$ , действующих в локальной площадке, чтобы получить напряженное состояние на локальной площадке в векторном виде  $\sigma_{loc,i}$ :

$$\sigma_{loc,i} = \begin{pmatrix} \sigma_{loc,i}^n \\ \tau_{loc,i}^s \\ \tau_{loc,i}^t \end{pmatrix}. \quad (5.81)$$

Трансформация напряжений с глобального уровня на  $i$ -ю локальную площадку интегрирования выполняется по формуле (5.44). В общем виде матрицу преобразования напряжений с глобального уровня на локальный уровень  $\mathbf{T}_i^\sigma$  можно представить как [26]

$$\mathbf{T}_i^\sigma = \begin{bmatrix} n_{i,1}^2 & n_{i,2}^2 & n_{i,3}^2 & 2n_{i,1}n_{i,2} & 2n_{i,2}n_{i,3} & 2n_{i,1}n_{i,3} \\ n_{i,1}s_{i,1} & n_{i,2}s_{i,2} & n_{i,3}s_{i,3} & n_{i,1}s_{i,2} + n_{i,2}s_{i,1} & n_{i,3}s_{i,2} + n_{i,2}s_{i,3} & n_{i,3}s_{i,1} + n_{i,1}s_{i,3} \\ n_{i,1}t_{i,1} & n_{i,2}t_{i,2} & n_{i,3}t_{i,3} & n_{i,2}t_{i,1} + n_{i,1}t_{i,2} & n_{i,2}t_{i,3} + n_{i,3}t_{i,2} & n_{i,3}t_{i,1} + n_{i,1}t_{i,3} \end{bmatrix}, \quad (5.82)$$

где  $n_i$ ,  $s_i$ ,  $t_i$  – векторы направляющих косинусов.

Матрицу преобразования деформаций с локального на глобальный уровень  $\mathbf{T}_i^\varepsilon$  представим в виде

$$\mathbf{T}_i^\varepsilon = (\mathbf{T}_i^\sigma)^T = \begin{bmatrix} n_{i,1}^2 & n_{i,1}s_{i,1} & n_{i,1}t_{i,1} \\ n_{i,2}^2 & n_{i,2}s_{i,2} & n_{i,2}t_{i,2} \\ n_{i,3}^2 & n_{i,3}s_{i,3} & n_{i,3}t_{i,3} \\ 2n_{i,1}n_{i,2} & n_{i,1}s_{i,2} + n_{i,2}s_{i,1} & n_{i,2}t_{i,1} + n_{i,1}t_{i,2} \\ 2n_{i,2}n_{i,3} & n_{i,3}s_{i,2} + n_{i,2}s_{i,3} & n_{i,2}t_{i,3} + n_{i,3}t_{i,2} \\ 2n_{i,1}n_{i,3} & n_{i,3}s_{i,1} + n_{i,1}s_{i,3} & n_{i,3}t_{i,1} + n_{i,1}t_{i,3} \end{bmatrix}. \quad (5.83)$$

Пластические деформации определяются на локальном уровне согласно уравнению (5.52), а затем суммируются по всем локальным плоскостям интегрирования для получения пластических деформаций на глобальном уровне согласно уравнению (5.54).

В качестве условия прочности на площадках интегрирования принято условие прочности Кулона – Мора

$$f_{d,i} = \tau_i - c_i - \sigma_{n,i} \tan \varphi_i, \quad (5.84)$$

где  $\tau_i$  – результирующие касательные напряжения на локальной площадке;  $\sigma_{n,i}$  – величина нормальных напряжений перпендикулярно рассматриваемой локальной площадке;  $c_i$  – сцепление;  $\varphi_i$  – угол внутреннего трения.

Пластический потенциал запишем в виде неассоциированного закона пластического течения

$$g_{d,i} = \tau_i - c_i - \sigma_{n,i} \tan \psi_i, \quad (5.85)$$

где  $\psi_i$  – угол дилатансии.

Величину касательных напряжений  $\tau_i$  получим, сложив компоненты касательных напряжений  $\tau_{s,i}$  и  $\tau_{t,i}$ :

$$\tau_i = \sqrt{\tau_{s,i}^2 + \tau_{t,i}^2}. \quad (5.86)$$

Приращение пластического множителя на  $i$ -й площадке интегрирования  $d\lambda_i$  получим, распространив уравнение (5.36) на локальную площадку интегрирования:

$$d\lambda_i = \frac{\frac{\partial f_{d,i}}{\partial \sigma_{loc,i}} \mathbf{C}_{loc,i}^{-1} d\boldsymbol{\varepsilon}_i}{\frac{\partial f_{d,i}}{\partial \sigma_{loc,i}} \mathbf{C}_{loc,i}^{-1} \frac{\partial g_{d,i}}{\partial \sigma_{loc,i}} + A_i}, \quad (5.87)$$

где  $A_i$  – показатель, характеризующий упрочнение материала.

В общем виде показатель  $A$  можно представить как

$$A_i = \frac{\partial f_{d,i}}{\partial \boldsymbol{\varepsilon}_{loc,i}^p} \frac{\partial g_{d,i}}{\partial \sigma_{loc,i}}, \quad (5.88)$$

где  $\boldsymbol{\varepsilon}_{loc,i}^p$  – пластические деформации на  $i$ -й площадке интегрирования.

В работе рассматривается упруго-идеально-пластическая модель, не учитывающая упрочнение или разупрочнение, поэтому показатель  $A$  принят равным 0.

Для определения величины пластического множителя  $\lambda_i$  и направления пластического течения определим частные производные функции поверхности пластического течения и пластического потенциала по напряжениям на каждой локальной площадке интегрирования:

$$\frac{\partial f_{d,i}}{\partial \sigma_{loc,i}} = \begin{pmatrix} \frac{\tan \varphi_i}{\tau_{s,i}} \\ \sqrt{\tau_{s,i}^2 + \tau_{t,i}^2} \\ \tau_{t,i} \\ \sqrt{\tau_{s,i}^2 + \tau_{t,i}^2} \end{pmatrix}; \quad \frac{\partial g_{d,i}}{\partial \sigma_{loc,i}} = \begin{pmatrix} \frac{\tan \psi_i}{\tau_{s,i}} \\ \sqrt{\tau_{s,i}^2 + \tau_{t,i}^2} \\ \tau_{t,i} \\ \sqrt{\tau_{s,i}^2 + \tau_{t,i}^2} \end{pmatrix}. \quad (5.89)$$

С учетом уравнений (5.89) перепишем уравнение (5.87) и тогда приращение пластических деформаций на  $i$ -й площадке интегрирования можно записать в виде:

$$d\lambda_i = \frac{\frac{d\varepsilon_n}{C_n} \tan \varphi_i + \frac{\tau_{s,i}}{\sqrt{\tau_{s,i}^2 + \tau_{t,i}^2}} d\gamma_s + \frac{\tau_{t,i}}{\sqrt{\tau_{s,i}^2 + \tau_{t,i}^2}} d\gamma_t}{\frac{\tan \varphi_i \tan \psi_i}{C_n} + \frac{\tau_{s,i}}{C_s \sqrt{\tau_{s,i}^2 + \tau_{t,i}^2}} + \frac{\tau_{t,i}}{C_s \sqrt{\tau_{s,i}^2 + \tau_{t,i}^2}}}. \quad (5.90)$$

$$d\boldsymbol{\varepsilon}_{loc,i}^p = \frac{\frac{d\varepsilon_n}{C_n} \tan \varphi_i + \frac{\tau_{s,i}}{\sqrt{\tau_{s,i}^2 + \tau_{t,i}^2}} d\gamma_s + \frac{\tau_{t,i}}{\sqrt{\tau_{s,i}^2 + \tau_{t,i}^2}} d\gamma_t}{\frac{\tan \varphi_i \tan \psi_i}{C_n} + \frac{\tau_{s,i}}{C_s \sqrt{\tau_{s,i}^2 + \tau_{t,i}^2}} + \frac{\tau_{t,i}}{C_s \sqrt{\tau_{s,i}^2 + \tau_{t,i}^2}}} \frac{\partial g_{d,i}}{\partial \sigma_{i,loctr}} \quad (5.91)$$

$$= \frac{\frac{d\varepsilon_n}{C_n} \tan \varphi_i + \frac{\tau_{s,i}}{\sqrt{\tau_{s,i}^2 + \tau_{t,i}^2}} d\gamma_s + \frac{\tau_{t,i}}{\sqrt{\tau_{s,i}^2 + \tau_{t,i}^2}} d\gamma_t}{\frac{\tan \varphi_i \tan \psi_i}{C_n} + \frac{\tau_{s,i}}{C_s \sqrt{\tau_{s,i}^2 + \tau_{t,i}^2}} + \frac{\tau_{t,i}}{C_s \sqrt{\tau_{s,i}^2 + \tau_{t,i}^2}}} \begin{pmatrix} \frac{\tan \psi_i}{\tau_{s,i}} \\ \sqrt{\tau_{s,i}^2 + \tau_{t,i}^2} \\ \tau_{t,i} \\ \sqrt{\tau_{s,i}^2 + \tau_{t,i}^2} \end{pmatrix}.$$

С учетом того, что рассматриваемая среда обладает анизотропией прочностных свойств, на начальной стадии нагружения выполняется определение параметров критерия прочности  $c_i$  и  $\varphi_i$  на всех рассматриваемых площадках интегрирования. Согласно уравнению (5.62) величина прочностных показателей на каждой площадке интегрирования может быть определена в зависимости от ориентации единичного вектора  $\mathbf{t}$  как

$$c_i = c_0 \left[ 1 - \frac{A_r - 1}{A_r - 2} (1 - 3t_v^2) \right]; \quad (5.92)$$

$$\varphi_i = \tan^{-1} \left( \tan \varphi_0 \left[ 1 - \frac{A_r - 1}{A_r - 2} (1 - 3t_v^2) \right] \right), \quad (5.93)$$

где  $t_v$  – вертикальная компонента единичного вектора  $\mathbf{t}$  в направлении вектора касательного напряжения на соответствующей плоскости интегрирования;  $c_0$  – среднее значение сцепления;  $\varphi_0$  – среднее значение угла внутреннего трения.

Единичный вектор найдем согласно следующему выражению [153]:

$$\mathbf{t} = \frac{\boldsymbol{\sigma}_{gl} \mathbf{n} - (\boldsymbol{\sigma}_{gl} \mathbf{n} \cdot \mathbf{n}) \mathbf{n}}{\|\boldsymbol{\sigma}_{gl} \mathbf{n} - (\boldsymbol{\sigma}_{gl} \mathbf{n} \cdot \mathbf{n}) \mathbf{n}\|}, \quad (5.94)$$

где  $\boldsymbol{\sigma}_{gl}$  – глобальный тензор напряжений;  $\mathbf{n}$  – вектор нормальный к плоскости интегрирования.

Для трансверсально-изотропной среды вертикальную компоненту единичного вектора можно заменить функцией  $\cos \theta$ , где  $\theta$  – угол поворота между направлением слоистости и вектором, перпендикулярным плоскости интегрирования.

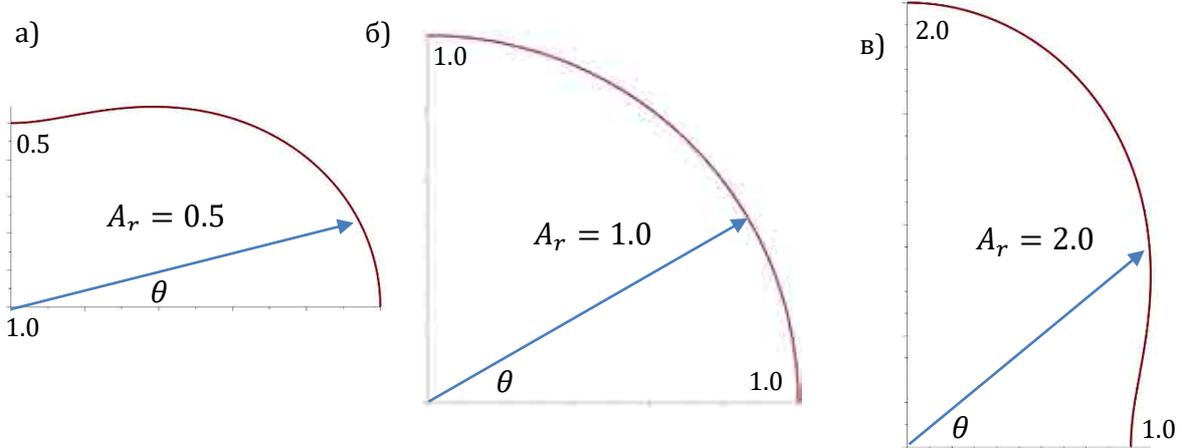


Рисунок 5.7 – Пример распределения прочностных свойств в зависимости от угла поворота  $\theta$  и показателя анизотропии прочностных свойств  $A_r$

Значение средних величин прочностных показателей породы  $c_0$ ,  $\varphi_0$  и коэффициента анизотропии  $A_r$  согласно (5.62) определяются по следующим зависимостям:

$$c_0 = \frac{c_v + 2c_h}{3}; \quad (5.95)$$

$$\tan \varphi_0 = \frac{\tan \varphi_v + 2 \tan \varphi_h}{3}; \quad (5.96)$$

$$A_r = \frac{c_v}{c_h} = \frac{\tan \varphi_v}{\tan \varphi_h}, \quad (5.97)$$

где  $c_v$  – величина эффективного сцепления при испытании образца перпендикулярно слоистости;  $c_h$  – величина эффективного сцепления при испытании образца параллельно слоистости;  $\varphi_v$  – величина эффективного угла внутреннего трения при испытании образца перпендикулярно слоистости;  $\varphi_h$  – величина эффективного угла внутреннего трения при испытании образца параллельно слоистости.

Параметры среды, которые необходимы для задания поведения среды согласно модели **ИЛАП**, сведены в таблицу (таблица 5.7).

Таблица 5.7 – Параметры модели ИЛАП

Символ	Единица измерения	Описание
$E$	давление	модуль деформации
$\nu$	–	коэффициент поперечной деформации
$c_v$	давление	сцепление в направлении перпендикулярно слоистости
$\varphi_v$	град.	угол внутреннего трения в направлении перпендикулярно слоистости
$A_r$	–	показатель анизотропии прочностных свойств

Представленная реализация модели аргиллитоподобной глинистой породы позволяет решать задачи по оценке несущей способности породы в основании сооружения или определять устойчивость подземного сооружения в процессе его строительства. Для повышения достоверности формирования напряженного состояния на различных площадках интегрирования глобальную матрицу упругости изотропной среды (5.10) можно заменить на матрицу упругости трансверсально-изотропной среды (5.15).

## 5.6 Модель изотропной нелинейно-деформируемой среды с анизотропией прочностных свойств

Особенностью модели **ИНАП** является возможность учета нелинейного деформирования среды в диапазоне очень малых – малых сдвиговых деформаций. Дополнительно представленная модель учитывает влияние средних напряжений (нормальных напряжений на  $i$ -й плоскости интегрирования) на величину деформационных показателей.

Представленный в разделе 5.5 подход к определению значений коэффициентов локальной матрицы упругости, основанный на разделении глобальной матрицы упругости на элементы, которые отвечают за работу среды в нормальном и тангенциальном направлениях, не подходит для рассмотрения среды, матрица упругости которой может изменяться в процессе расчета. Как уже отмечалось выше, такой способ разделения напряжений, действующих на глобальном уровне, на нормальные и касательные напряжения на локальной плоскости не позволяет учесть их взаимное влияние на нормальные и сдвиговые деформации. Несмотря на то что в итоге такое разделение напряжений позволяет корректно определять деформации на глобальном уровне, деформации на локальном уровне определяются некорректно [267]. Для моделей, в которых значение коэффициентов матрицы упругости (податливости) постоянны, можно использовать так называемое Н-Т (разделение глобального тензора напряжений на нормальные и касательные локальные компоненты напряжений на  $i$ -х площадках интегрирования) разделение глобального тензора напряжений для прогноза деформаций на глобальном уровне. Так как модель поведения твердых аргиллитоподобных глин

предполагает нелинейное изменение деформационных свойств в диапазоне очень малых – малых сдвиговых деформаций, необходимо корректное определение напряжений на локальных плоскостях интегрирования, таким образом, должен быть найден другой метод трансформации глобальных напряжений на локальную плоскость интегрирования, который учитывал бы влияние нормальных и касательных напряжений на локальные деформации.

Другой метод разделения напряжений, так называемое О-Д (разделение глобального тензора напряжения на локальные напряжения, вызывающие изменение объема и формы) разделение глобального тензора напряжений, был впервые предложен в работе Z.P. Bazant и P.C. Prat [268], затем теоретически обоснован в исследованиях E. Khul и E. Ramm [269], M. Leukart [270] и обобщен для применения в рамках концепции многослойной среды в работе B. A. Schadlich [271]. Его идея заключается в разделении напряжений на глобальном уровне на те, которые отвечают за изменение объема материала, и на те, которые отвечают за изменение формы материала:

$$\sigma_{loc,i} = \sigma_{loc,i}^{vol} + \sigma_{loc,i}^{dev}, \quad (5.98)$$

где  $\sigma_{loc,i}^{vol}$  – напряжения на локальном уровне, которые отвечают за изменение объема;  $\sigma_{loc,i}^{dev}$  – напряжения на локальном уровне, которые отвечают за изменение формы.

Величины напряжений на локальном уровне  $\sigma_{loc,i}^{vol}$  и  $\sigma_{loc,i}^{dev}$  найдем, воспользовавшись уравнениями (5.44) и разделив изначально напряжения на глобальном уровне  $\sigma_{gl}$  на те, которые отвечают за изменение объема  $\sigma_{gl}^{vol}$ , и на те, которые отвечают за изменение формы  $\sigma_{gl}^{dev}$ :

$$\begin{aligned} \sigma_{gl} &= \sigma_{gl}^{vol} + \sigma_{gl}^{dev}; \\ \sigma_{gl}^{vol} &= p\mathbf{I} = p \begin{pmatrix} 1 \\ 1 \\ 1 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{pmatrix}; \\ \sigma_{gl}^{dev} &= \sigma_{gl} - p\mathbf{I} = \begin{pmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \sigma_z \\ \tau_{xy} \\ \tau_{yz} \\ \tau_{zx} \end{pmatrix} - p \begin{pmatrix} 1 \\ 1 \\ 1 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{pmatrix}, \end{aligned} \quad (5.99)$$

где  $p$  – средние напряжения;  $\mathbf{I}$  – единичный вектор.

Тогда напряжения на локальном уровне найдем следующим образом:

$$\begin{aligned} \sigma_{loc,i}^{vol} &= \mathbf{T}_i^\sigma \sigma_{gl}^{vol} = p \begin{pmatrix} 1 \\ 0 \\ 0 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \sigma_{loc,i}^{nv} \\ 0 \\ 0 \end{pmatrix}; \\ \sigma_{loc,i}^{dev} &= \mathbf{T}_i^\sigma \sigma_{gl}^{dev}. \end{aligned} \quad (5.100)$$

Преобразовав уравнение (5.100) так, чтобы можно было обеспечить взаимосвязь между напряжениями и деформациями с учетом принятого принципа разделения напряжений, получим

$$\varepsilon_{loc,i} = \mathbf{C}_{loc,i} \sigma_{loc,i}; \quad (5.101)$$

$$\boldsymbol{\varepsilon}_{loc,i} = \begin{pmatrix} \varepsilon_{loc,i}^{nv} \\ \varepsilon_{loc,i}^{nd} \\ \gamma_{loc,i}^s \\ \gamma_{loc,i}^t \end{pmatrix}; \boldsymbol{\sigma}_{loc,i} = \begin{pmatrix} \sigma_{loc,i}^{nv} \\ \sigma_{loc,i}^{nd} \\ \tau_{loc,i}^s \\ \tau_{loc,i}^t \end{pmatrix}; \mathbf{C}_{loc,i} = \begin{bmatrix} c_v & 0 & 0 & 0 \\ 0 & c_d & 0 & 0 \\ 0 & 0 & c_d & 0 \\ 0 & 0 & 0 & c_d \end{bmatrix},$$

где  $c_v$  и  $c_d$  – коэффициенты матрицы податливости на локальном уровне.

Взаимосвязь между деформационными свойствами на глобальном уровне  $E$  и  $\nu$  при О-Д разделении согласно [271] можно представить следующим образом:

$$c_v = \frac{1}{K} = \frac{1 - 2\nu}{E}; \quad (5.102)$$

$$c_d = \frac{1}{2G} = \frac{1 + \nu}{E},$$

где  $K$  – модуль объемного сжатия;  $G$  – модуль сдвига.

Изменение деформационных свойств от величины достигнутых деформаций принято на основании модели, представленной в разделе 5.3.

Параметры среды, которые необходимы для задания поведения среды согласно модели ИНАП, сведены в таблицу (таблица 5.8).

Таблица 5.8 – Параметры модели ИНАП

Символ	Единица измерения	Описание
$E$	давление	модуль деформации
$\nu$	-	коэффициент поперечной деформации
$G_0^{ref}$	давление	начальный модуль сдвига при $p^{ref} = 100$ кПа
$\gamma_{0.7}^{ref}$	-	граничное значение деформаций формоизменения, полученное при $p^{ref} = 100$ кПа
$c_v$	давление	сцепление в направлении, перпендикулярном слоистости
$\varphi_v$	град.	угол внутреннего трения в направлении, перпендикулярном слоистости
$A_r$	-	показатель анизотропии прочностных свойств

Представленная реализации модели аргиллитоподобных глинистых пород значительно расширяет область ее применения для решения практических задач. Учет нелинейной связи между напряжениями и деформациями в диапазоне очень малых деформаций позволяет практически исключить негативное влияние граничных условий на результаты численного моделирования и значительно повысить достоверность прогноза деформаций как в окрестности подземного сооружения, так и оседания земной поверхности.

## 5.7 Модель трансверсально-изотропной линейно-деформируемой среды с анизотропией прочностных свойств

Взаимосвязь между деформационными свойствами на глобальном и локальном уровнях для трансверсально-изотропной среды осложняется тем, что нормальные напряжения и сдвиговые деформации на локальном уровне связаны друг с другом, то есть необходимо установить между ними определенную взаимосвязь. При рассмотрении анизотропного материала допущение, что нормальные деформации вызваны только нормальными напряжениями, а касательные деформации вызваны только касательными напряжениями, и значение коэффициентов матрицы податливости за пределами главной

диагонали равны нулю, не могут быть приняты к рассмотрению. Даже изотропное сжатие анизотропного материала приводит к формированию деформаций сдвига на всех плоскостях, не параллельных глобальным осям. Представленные выше методы трансформации напряжений с глобального уровня на локальный не подходят для трансверсально-изотропной среды, так как параметры, которые связывают механические параметры на глобальном и локальном уровнях, могут быть произвольными.

В работах P.S. Theocaris [272, 273], G. Cusatis [274, 275] и В. А. Schadlich [271] предложен и рассмотрен новый подход, который основан на спектральном разложении глобальной матрицы податливости с ее последующим проецированием на локальные плоскости интегрирования. Спектральное разложение позволяет напрямую получить матрицы податливости на локальном уровне.

Матрица податливости определенного вида позволяет получить набор собственных значений матрицы  $\lambda_m$  и соответствующее им количество идемпотентных матриц, которые определяются собственными векторами рассматриваемой матрицы. Тогда глобальный вектор напряжений  $\sigma_{gl}$  может быть разделен на спектральные компоненты  $\sigma_{gl,m}$ :

$$\sigma_{gl} = \sum_m \sigma_{gl,m} = \sum_m (E_m \sigma_{gl}). \quad (5.103)$$

Вектор локальных напряжений для каждого спектрального компонента может быть получен проецированием каждого спектрального компонента глобального вектора напряжений на  $i$ -ю локальную плоскость:

$$\sigma_{loc,i,m} = T_i^T \sigma_{gl,m}. \quad (5.104)$$

Локальный вектор деформаций для каждого спектрального компонента определяется как произведение собственного значения соответствующего спектрального компонента на вектор локальных напряжений соответствующего спектрального компонента:

$$\varepsilon_{loc,i,m} = \lambda_m \sigma_{loc,i,m}. \quad (5.105)$$

Сумма всех локальных векторов деформаций и векторов напряжений, соответствующих каждому из спектральных компонент, позволит определить локальный вектор напряжений и деформаций для  $i$ -й плоскости интегрирования:

$$\begin{aligned} \sigma_{loc,i} &= \sum_m \sigma_{loc,i,m}; \\ \varepsilon_{loc,i} &= \sum_m \varepsilon_{loc,i,m}. \end{aligned} \quad (5.106)$$

Совместив уравнения (5.103) – (5.106), сможем выразить локальный вектор деформаций  $\varepsilon_{loc,i}$  через глобальные напряжения  $\sigma_{gl}$ :

$$\varepsilon_{loc,i} = \mathbf{T}_i^T \sum_m (\lambda_m E_m) \sigma_{gl} = \mathbf{C}_{loc,i} \mathbf{T}_i^T \sigma_{gl}. \quad (5.107)$$

Отсюда найдем локальную матрицу на  $i$ -й плоскости интегрирования:

$$\mathbf{C}_{loc,i} = \mathbf{T}_i^T \sum_m (\lambda_m E_m) (\mathbf{T}_i^T)^{-1} = \mathbf{T}_i^T \sum_m \mathbf{C}_{gl} (\mathbf{T}_i^T)^{-1}. \quad (5.108)$$

Воспользовавшись О-Д разложением, разложим глобальный вектор напряжений  $\sigma_{gl}$  для трансверсально-изотропной среды на локальный вектор напряжений  $\sigma_{i,loc}$ , состоящий из 6 компонент:

$$\sigma_{i,loc} = \begin{pmatrix} \sigma_{loc,i}^{nvol} \\ \sigma_{loc,i}^{ndev} \\ \tau_{loc,i}^{s1} \\ \tau_{loc,i}^{s2} \\ \tau_{loc,i}^{t1} \\ \tau_{loc,i}^{t2} \end{pmatrix}, \quad (5.109)$$

где  $\sigma_{loc,i}^{nvol}$  – нормальные локальные напряжения, вызывающие изменение объема;  $\sigma_{loc,i}^{ndev}$  – нормальные локальные напряжения, вызывающие изменение формы;  $\tau_{loc,i}^{s1}$  и  $\tau_{loc,i}^{t1}$  – касательные локальные напряжения в направлении оси  $s$  и  $t$ , вызванные глобальными нормальными напряжениями;  $\tau_{loc,i}^{s2}$  и  $\tau_{loc,i}^{t2}$  – касательные локальные напряжения в направлении оси  $s$  и  $t$ , вызванные глобальными касательными напряжениями.

Очевидно, что и локальный вектор деформаций  $\varepsilon_{i,loc}$  также будет включать в себя 6 компонент:

$$\varepsilon_{i,loc} = \begin{pmatrix} \varepsilon_{loc,i}^{nvol} \\ \varepsilon_{loc,i}^{ndev} \\ \gamma_{loc,i}^{s1} \\ \gamma_{loc,i}^{s2} \\ \gamma_{loc,i}^{t1} \\ \gamma_{loc,i}^{t2} \end{pmatrix}, \quad (5.110)$$

где  $\varepsilon_{loc,i}^{nvol}$  – нормальные локальные деформации, вызванные средними напряжениями;  $\varepsilon_{loc,i}^{ndev}$  – нормальные локальные деформации, вызванные касательными напряжениями;  $\gamma_{loc,i}^{s1}$  и  $\gamma_{loc,i}^{t1}$  – сдвиговые локальные деформации в направлении оси  $s$  и  $t$ , вызванные глобальными нормальными напряжениями;  $\gamma_{loc,i}^{s2}$  и  $\gamma_{loc,i}^{t2}$  – сдвиговые локальные деформации в направлении оси  $s$  и  $t$ , вызванные глобальными касательными напряжениями.

Матрица преобразования  $\mathbf{T}_i$  [35] для  $i$  плоскости интегрирования для данного типа разложения представлена ниже:

$$\mathbf{T}_i = \begin{pmatrix} \frac{1}{3} & n_{i,1}^2 - \frac{1}{3} & n_{i,1}s_{i,1} & 0 & n_{i,1}t_{i,1} & 0 \\ \frac{1}{3} & n_{i,2}^2 - \frac{1}{3} & n_{i,2}s_{i,2} & 0 & n_{i,2}t_{i,2} & 0 \\ \frac{1}{3} & n_{i,3}^2 - \frac{1}{3} & n_{i,3}s_{i,3} & 0 & n_{i,3}t_{i,3} & 0 \\ 0 & 2n_{i,1}n_{i,2} & 0 & n_{i,1}s_{i,2} + n_{i,2}s_{i,1} & 0 & n_{i,1}t_{i,2} + n_{i,2}t_{i,1} \\ 0 & 2n_{i,2}n_{i,3} & 0 & n_{i,3}s_{i,2} + n_{i,2}s_{i,3} & 0 & n_{i,3}t_{i,2} + n_{i,2}t_{i,3} \\ 0 & 2n_{i,3}n_{i,1} & 0 & n_{i,3}s_{i,1} + n_{i,1}s_{i,3} & 0 & n_{i,3}t_{i,1} + n_{i,1}t_{i,3} \end{pmatrix}. \quad (5.111)$$

Для удобства реализации в виде пользовательской подпрограммы уравнения (5.108) выполним заранее транспонирование матрицы  $\mathbf{T}_i$  и возьмем обратную матрицу от матрицы трансформации  $\mathbf{T}_i^T$ . Значение коэффициентов обратной матрицы от матрицы

трансформации  $\mathbf{T}_i^T$  в работе не приводятся, так как выражения для их определения достаточно громоздки.

$$\mathbf{T}_i^T = \begin{pmatrix} \frac{1}{3} & \frac{1}{3} & \frac{1}{3} & 0 & 0 & 0 \\ n_{i,1}^2 - \frac{1}{3} & n_{i,2}^2 - \frac{1}{3} & n_{i,3}^2 - \frac{1}{3} & 2n_{i,1}n_{i,2} & 2n_{i,2}n_{i,3} & 2n_{i,3}n_{i,1} \\ n_{i,1}s_{i,1} & n_{i,2}s_{i,2} & n_{i,3}s_{i,3} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & n_{i,1}s_{i,2} + n_{i,2}s_{i,1} & n_{i,3}s_{i,2} + n_{i,2}s_{i,3} & n_{i,3}s_{i,1} + n_{i,1}s_{i,3} \\ n_{i,1}t_{i,1} & n_{i,2}t_{i,2} & n_{i,3}t_{i,3} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & n_{i,1}t_{i,2} + n_{i,2}t_{i,1} & n_{i,3}t_{i,2} + n_{i,2}t_{i,3} & n_{i,3}t_{i,1} + n_{i,1}t_{i,3} \end{pmatrix}. \quad (5.112)$$

Рассмотрим сначала разложение изотропной матрицы податливости (5.11) на спектральные компоненты. Для ее разложения на спектральные компоненты представим ее в следующем виде:

$$\mathbf{C}_{gl}^e = \begin{bmatrix} 1 & -\nu & -\nu & 0 & 0 & 0 \\ -\nu & 1 & -\nu & 0 & 0 & 0 \\ -\nu & -\nu & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{(1+\nu)}{E} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{(1+\nu)}{E} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{(1+\nu)}{E} \end{bmatrix}, \quad (5.113)$$

получим 6 собственных значений представленной матрицы податливости, из которых только первых два являются уникальными:

$$\begin{aligned} \lambda_1 &= \frac{1-2\nu}{E}; \\ \lambda_2 &= \frac{1+\nu}{E}. \end{aligned} \quad (5.114)$$

Идемпотентные матрицы определим через собственные векторы матрицы податливости изотропной среды:

$$\mathbf{E}_1 = \begin{bmatrix} \frac{1}{3} & \frac{1}{3} & \frac{1}{3} & 0 & 0 & 0 \\ \frac{1}{3} & \frac{1}{3} & \frac{1}{3} & 0 & 0 & 0 \\ \frac{1}{3} & \frac{1}{3} & \frac{1}{3} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix}; \quad (5.115)$$

$$\mathbf{E}_2 = \begin{bmatrix} \frac{2}{3} & -\frac{1}{3} & -\frac{1}{3} & 0 & 0 & 0 \\ -\frac{1}{3} & \frac{2}{3} & -\frac{1}{3} & 0 & 0 & 0 \\ -\frac{1}{3} & -\frac{1}{3} & \frac{2}{3} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix}.$$

Отсюда найдем локальную матрицу на  $i$ -й площадке интегрирования для изотропной среды:

$$\mathbf{C}_{loc,i} = \mathbf{T}_i^T \sum_m (\lambda_m E_m) (\mathbf{T}_i^T)^{-1} = \begin{bmatrix} \lambda_1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & \lambda_2 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & \lambda_2 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \lambda_2 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \lambda_2 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \lambda_2 \end{bmatrix}. \quad (5.116)$$

Полученную матрицу упругости можно использовать для определения деформаций при нелинейно-упругом поведении среды, однако такой подход в дальнейшем будет использован и для определения локальной матрицы упругости трансверсально-изотропной среды.

Записав матрицу податливости трансверсально-изотропной среды (5.17) в следующем виде:

$$\mathbf{C}_{gl} = \begin{bmatrix} \frac{1}{E_h} & -\frac{\nu_{hh}}{E_h} & -\frac{\nu_{vh}}{E_v} & 0 & 0 & 0 \\ -\frac{\nu_{hh}}{E_h} & \frac{1}{E_h} & -\frac{\nu_{vh}}{E_v} & 0 & 0 & 0 \\ -\frac{\nu_{hv}}{E_h} & -\frac{\nu_{vh}}{E_v} & \frac{1}{E_v} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{1}{2G_{vh}} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{2G_{vh}} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{2G_{hh}} \end{bmatrix}, \quad (5.117)$$

получим 6 собственных значений представленной матрицы податливости, из которых только первых четыре являются уникальными:

$$\begin{aligned} \lambda_1 &= \frac{1}{2}C_{11} + \frac{1}{2}C_{12} + \frac{1}{2}C_{33} - A; \\ \lambda_2 &= \frac{1}{2}C_{11} + \frac{1}{2}C_{12} + \frac{1}{2}C_{33} + A; \\ \lambda_3 &= C_{11} - C_{12}; \\ \lambda_4 &= C_{44}; \\ \lambda_5 &= C_{44}; \\ \lambda_6 &= C_{11} - C_{12}; \end{aligned} \quad (5.118)$$

$$A = \frac{1}{2} \sqrt{C_{11}^2 + 2C_{11}C_{12} - 2C_{11}C_{33} + C_{12}^2 - 2C_{12}C_{33} + 8C_{13}^2 + C_{33}^2},$$

где  $C_{ij}$  – коэффициенты матрицы податливости трансверсально-изотропной среды (см. формулу (5.16)).

Идемпотентные матрицы определим через собственные векторы матрицы податливости трансверсально-изотропной среды:

$$\begin{aligned}
\mathbf{E}_1 &= \begin{bmatrix} \frac{1}{2}S^2 & \frac{1}{2}S^2 & \frac{\sqrt{2}}{2}SC & 0 & 0 & 0 \\ \frac{1}{2}S^2 & \frac{1}{2}S^2 & \frac{\sqrt{2}}{2}SC & 0 & 0 & 0 \\ \frac{\sqrt{2}}{2}SC & \frac{\sqrt{2}}{2}SC & C^2 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix}; \\
\mathbf{E}_2 &= \begin{bmatrix} \frac{1}{2}C^2 & \frac{1}{2}C^2 & -\frac{\sqrt{2}}{2}SC & 0 & 0 & 0 \\ \frac{1}{2}C^2 & \frac{1}{2}C^2 & -\frac{\sqrt{2}}{2}SC & 0 & 0 & 0 \\ -\frac{\sqrt{2}}{2}SC & -\frac{\sqrt{2}}{2}SC & S^2 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix}; \\
\mathbf{E}_3 &= \begin{bmatrix} \frac{1}{2} & -\frac{1}{2} & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -\frac{1}{2} & \frac{1}{2} & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix}; \quad \mathbf{E}_4 = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix}; \\
S &= \frac{|\lambda_2 - C_{11} - C_{12}|}{\sqrt{2C_{13}^2 + (\lambda_2 - C_{11} - C_{12})^2}}; \quad C = \frac{|\lambda_1 - C_{11} - C_{12}|}{\sqrt{2C_{13}^2 + (\lambda_1 - C_{11} - C_{12})^2}}.
\end{aligned} \tag{5.119}$$

Параметры среды, которые необходимы для задания поведения среды согласно модели **ТЛАП**, сведены в таблицу (таблица 5.8).

Таблица 5.9 – Параметры модели **ТЛАП**

Символ	Единица измерения	Описание
$E_v$	давление	модуль деформации в направлении, перпендикулярном слоистости
$E_{hh}$	-	модуль деформации в направлении, параллельном слоистости
$G_{vh}$	давление	модуль сдвига в плоскости $vh$
$\nu_{hh}$	-	коэффициент поперечной деформации в плоскости $hh$
$\nu_{vh}$	-	коэффициент поперечной деформации в плоскости $vh$
$c_v$	давление	сцепление в направлении, перпендикулярном слоистости
$\varphi_v$	град.	угол внутреннего трения в направлении, перпендикулярном слоистости
$A_r$	-	показатель анизотропии прочностных свойств

Представленная реализация модели аргиллитоподобной глинистой породы предназначена для определения деформаций в окрестности породного обнажения подземных сооружений, расположенных в таких породах, а также прогноза различных геомеханических процессов, которые оказывают влияние на устойчивость породного обнажения.

## 5.8 Модель трансверсально-изотропной нелинейно-деформируемой среды с анизотропией прочностных свойств

Наиболее полное поведение аргиллитоподобных глинистых пород позволяет учесть модель **ТНАП**, которая включает в себя уравнения, учитывающие изменение деформационных свойств в диапазоне очень малых – малых деформаций, влияние средних напряжений на величину деформационных свойств, а также включает в себя возможность задать естественную анизотропию механических свойств породы и деформационную анизотропию прочностных и деформационных свойств. Данная модель является комбинацией элементов, представленных выше в разделах 5.3–5.8, реализацией моделей поведения аргиллитоподобных глинистых пород.

Для учета влияния средних напряжений на деформационные свойства воспользуемся зависимостями, предложенными в работе [271]. Наилучшая сходимость результатов получена, когда модули упругости в продольном  $E_{v0}$  и поперечном  $E_{h0}$  направлениях и модуль сдвига  $G_{vho}$  связаны с тензором напряжений через начальное значение горизонтальных  $\sigma_{h0}$  и вертикальных напряжений. Коэффициент Пуассона принимался постоянным в независимости от действующих в породном массиве напряжений.

Значения деформационных показателей в зависимости от величины начального тензора напряжений и средних напряжений определяются следующим образом:

$$\begin{aligned} E_{h0} &= E_{h0}^{ref} \left( \frac{\sigma_{h0}}{p_0} \right)^{m_{Eh0}} \left( \frac{p}{p^{ref}} \right)^{m_{Eh0}} ; \\ E_{v0} &= E_{v0}^{ref} \left( \frac{\sigma_{v0}}{p_0} \right)^{m_{Ev0}} \left( \frac{p}{p^{ref}} \right)^{m_{Ev0}} ; \\ G_{vho} &= G_{vho}^{ref} \left( \frac{\sqrt{\sigma_{v0}\sigma_{h0}}}{p_0} \right)^{m_{Gvho}} \left( \frac{p}{p^{ref}} \right)^{m_{Gvho}} ; \\ G_{hho} &= G_{hho}^{ref} \left( \frac{\sqrt{\sigma_{v0}\sigma_{h0}}}{p_0} \right)^{m_{Ghho}} \left( \frac{p}{p^{ref}} \right)^{m_{Ghho}} , \end{aligned} \quad (5.120)$$

где  $E_{h0}^{ref}$ ,  $E_{v0}^{ref}$ ,  $G_{vho}^{ref}$ ,  $G_{hho}^{ref}$  – начальные значения соответственно модуля упругости в горизонтальном и вертикальном направлениях и модулей сдвига, полученные при величине средних напряжений  $p^{ref}$ , равных 100 кПа;  $\sigma_{v0}$ ,  $\sigma_{h0}$  – начальное значение соответственно вертикальных и горизонтальных напряжений;  $p_0$  – начальное значение средних напряжений;  $p$  – средние напряжения, соответствующие рассматриваемому напряженному состоянию.

Для практических расчетов значение показателей, учитывающих влияние напряженного состояния на соответствующие деформационные показатели трансверсально-изотропной модели, можно принять равными друг другу и равным показателю  $m$ . Показатель  $m$  принимался одинаковым для всех деформационных показателей как в диапазоне малых, так и в диапазоне больших деформаций.

Изменение деформационных свойств в рамках концепции многослойной среды происходит на локальных плоскостях интегрирования в зависимости от величины достигнутых локальных девиаторных деформаций  $\varepsilon_{loc,i}^{dev}$ :

$$\varepsilon_{loc,i}^{dev} = \sqrt{(\gamma_{loc,i}^{s1} + \gamma_{loc,i}^{s2})^2 + (\gamma_{loc,i}^{t1} + \gamma_{loc,i}^{t2})^2}. \quad (5.121)$$

Параметры среды, которые необходимы для задания поведения среды согласно модели **ТНАП**, сведены в таблицу (таблица 5.8).

Таблица 5.10 – Параметры модели **ТНАП**

Символ	Единица измерения	Описание
$E_{v.0}^{ref}$	давление	начальный модуль деформации в направлении, перпендикулярном слоистости при очень малых деформаций
$E_{h.0}^{ref}$	давление	начальный модуль деформации в направлении, параллельном слоистости при очень малых деформациях
$G_{vh.0}^{ref}$	давление	начальный модуль сдвига в плоскости $vh$ при очень малых деформациях
$\nu_{hh.0}$	-	начальный коэффициент поперечной деформации в плоскости $hh$ при очень малых деформациях
$\nu_{vh.0}$	-	начальный коэффициент поперечной деформации в плоскости $vh$ при очень малых деформациях
$\gamma_{0.7}^{ref}$	-	граничное значение деформаций формоизменения, полученное при $p^{ref} = 100$ кПа
$c_v$	давление	сцепление в направлении, перпендикулярном слоистости
$\varphi_v$	град.	угол внутреннего трения в направлении, перпендикулярном слоистости
$A_r$	-	показатель анизотропии прочностных свойств

Представленная модель наиболее полно позволяет учесть особенности деформирования трансверсально-изотропной среды и значительно повысить как достоверность прогноза деформаций в окрестности подземного сооружения, расположенного в аргиллитоподобных глинистых породах, так и распространение деформаций до земной поверхности. Введение в формулировку модели законов пластического упрочнения и разупрочнения позволит в дальнейшем расширить ее область применения.

## 5.9 Численная реализация моделей поведения среды

Основным этапом при выполнении нелинейного конечно-элементного анализа является интегрирование уравнений деформирования среды, что позволяет получить неизвестные приращения компонент напряжений на конец итерации. Все существующие методы интегрирования можно разделить на те, которые основаны на явных схемах, и на те, которые основаны на неявных схемах. При использовании явных схем интегрирования положение поверхности пластического течения, градиент пластического потенциала и развитие закона упрочнения среды вычисляются при известных величинах напряженного состояния, и строго говоря, нет необходимости выполнять дополнительные итерационные расчеты для того, чтобы вычислить величины напряжений на конец инкремента. В то же время при использовании неявных схем интегрирования напряжения на конец итерации неизвестны, а параметры упругопластической матрицы и величина

напряжений на конец инкремента должны быть определены на основании решения системы нелинейных уравнений одним из итерационных методов.

Численная реализация предложенных моделей поведения среды выполнялась на основании эффективных явных алгоритмов интегрирования уравнений упругопластической среды (рисунок), учитывающих возможность изменения матрицы упругости (нелинейное упругое поведение) в процессе изменения напряжений или деформаций, предложенных в работах S.W. Sloan и A.J. Abbo [245, 246]. Алгоритм явного интегрирования, предложенный S.W. Sloan, выполняет интегрирование уравнений деформирования среды, автоматически разделяя приращение деформаций на данном инкременте на несколько подшагов. Размер каждого подшага определялся на основании модифицированной формулы Эйлера. Процедура численного интегрирования включала несколько основных функций: функции расчета напряжений, деформаций и параметров упрочнения на основании модифицированного метода Эйлера с контролем ошибок; функции определения пересечения траектории развития напряжений с поверхностью пластического течения; функции расчета напряжений и деформаций при упругопластической разгрузке; функции коррекции напряжений и параметров упрочнения на поверхности пластического течения.

### 5.10 Заключение по разделу 5

Представленные в разделе исследования посвящены вопросам разработки моделей деформирования аргиллитоподобных глинистых пород и включают следующие основные результаты:

- выполнена разработка нескольких модификаций моделей деформирования аргиллитоподобных глинистых пород, которые позволяют описать основные закономерности ее деформирования, важные для прогноза геомеханических процессов в окрестности подземных сооружений, строительство которых осуществляется в городской черте. Разные модели предназначены для описания различных геомеханических процессов и представляют собой этапы эволюции модели аргиллитоподобной глинистой породы на различных этапах выполнения работы. В то же время каждая из представленных моделей имеет свою область применения и может быть использована для решения соответствующих задач геомеханики при строительстве подземных сооружений;
- кратко представлена область возможного применения различных моделей деформирования аргиллитоподобных глинистых пород, а также характеристики среды, которые необходимы для описания среды в рамках рассматриваемой модели;
- на основании существующих представлений о деформировании аргиллитоподобных глинистых пород в рамках концепции многослойной среды составлены уравнения связи между напряжениями и деформациями и выполнено их обобщение для условий пространственной постановки как на глобальном, так и на локальном уровне;
- наиболее полно процесс деформирования глинистых пород можно представить на микроструктурном уровне, который реализован в работе в рамках концепции многослойной среды. Процесс деформирования и достижения предельного состояния рассчитывается на соответствующих площадках интегрирования, что позволяет переносить результаты напряжения, деформации и параметры модели, которые были достигнуты на момент окончания предыдущего инкремента в качестве начальных условий в начале нового инкремента;
- представлены различные варианты разложения глобального тензора напряжений на локальные площадки интегрирования. Приведены разложения глобального

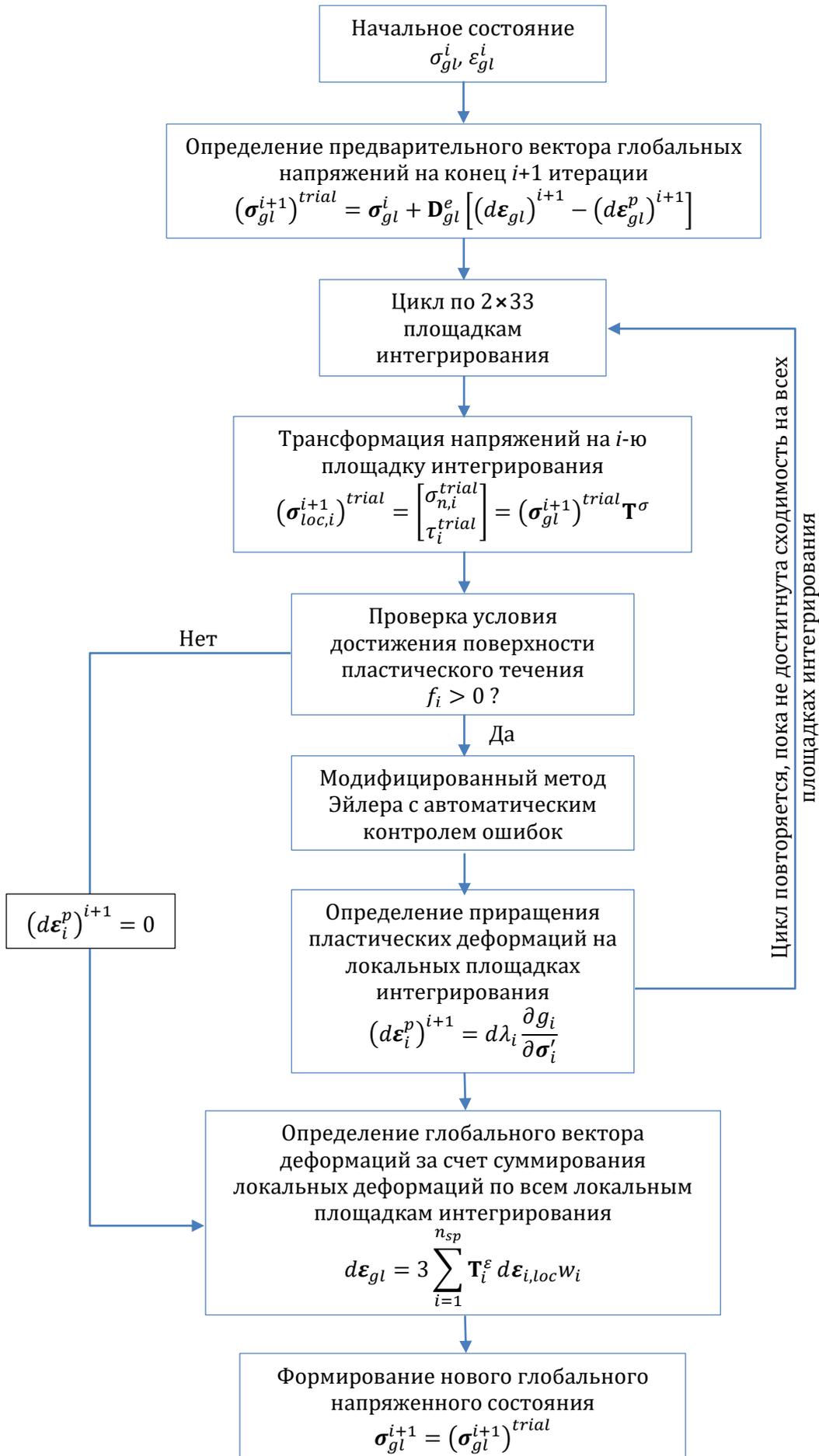


Рисунок 5.8 – Алгоритм численной реализации модели

тензора напряжений как для изотропной, так и для анизотропной среды, как для среды с постоянной матрицей упругости, так и с переменной матрицей упругости;

- для трансверсально-изотропной среды принята концепция спектрального разложения матрицы упругости на отдельные компоненты, отвечающие за различные аспекты ее деформирования, что позволило установить точную взаимосвязь между развитием напряжений и деформаций на локальных площадках интегрирования и глобальном уровне;
- естественная прочностная анизотропия пород в представленных моделях задается в виде функции распределения прочностных характеристик породы по площадкам интегрирования, которая была получена на основании теории, предложенной Z. Mroz для трансверсально-изотропной среды;
- выполнена адаптация алгоритма численного интегрирования уравнений многослойной среды, который основан на явном алгоритме интегрирования уравнений упругопластической среды, представленного в работах S.W. Sloan. Оценка работоспособности алгоритма для его реализации в рамках многослойной среды выполнена в среде программного комплекса Maple;
- разработан программный код реализации моделей деформирования аргиллитоподобной глинистой среды в виде пользовательских процедур UMAT для программного комплекса Abaqus/Standard на языке программирования Fortran.

В заключение необходимо отметить, что основное ограничение всех представленных в рассматриваемой главе моделей деформирования аргиллитоподобных глинистых пород заключается не в учете разупрочнения породы после достижения предельного состояния и хрупкого разрушения, что отмечалось по результатам лабораторных исследований. Однако значимость данного эффекта на прогноз деформаций земной поверхности при строительстве подземных сооружений весьма ограничена. Это связано с тем, что в городских условиях ввод обделки в работу осуществляется непосредственно за подвиганием забоя подземного сооружения и применяются мероприятия по снижению разуплотнения пород в призабойной зоне, что весьма ограничивает развитие данного эффекта. С научной точки зрения процесс разупрочнения слоистой среды представляет собой значительный интерес: он очень сложный, сопровождается расслоением породы, потерей устойчивости отдельных слоев, формированием микро- и макротрещин. Описать столь сложные геомеханические процессы в рамках механики сплошной среды является нетривиальной задачей, и более перспективным подходом, по мнению автора, является использование метода конечно-дискретных элементов (см. главу 4) для прогноза таких процессов.

## **Раздел 6. Разработка методики прогноза деформаций земной поверхности при строительстве подземных сооружений сложной пространственной конфигурации**

### **6.1 Общие положения**

Особенностью подземных сооружений сложной пространственной конфигурации является наличие в них двух или более элементов, строительство которых разнесено во времени, а сами элементы подземного сооружения оказывают взаимное влияние друг на друга, и при этом достоверно представить их взаимодействие между собой невозможно в рамках упрощенных постановок – плоско-деформационной или осесимметричной. Под элементом подземного сооружения далее понимается камера различного поперечного сечения, сбойка, проем, станционный или перегонный тоннель, вертикальный или наклонный ствол и т. д. Чем больше элементов находится в зоне влияния друг друга, тем выше сложность прогноза развития геомеханических процессов в их окрестности и тем сложнее выполнять строительство такого сооружения. Влияние уже построенного элемента подземного сооружения на возводимый элемент подземного сооружения проявляется в виде измененного поля напряженного состояния по трассе его строительства, наличия зон породного массива, где механические свойства пород изменены под воздействием уже построенного элемента, зон предельного состояния, которые выражаются в виде зон интенсивных пластических деформаций или формирования микро- и макротрещин. Все это приводит к активизации развития геомеханических процессов в окрестности вновь строящегося элемента подземного сооружения, к увеличению смещений породного контура и, как следствие, к увеличению деформаций земной поверхности. Влияние строящегося элемента подземного сооружения на уже построенные его элементы также оказывает негативное воздействие. Перераспределение напряжений в породном массиве в результате строительства нового элемента подземного сооружения непосредственно оказывает влияние на напряженное состояние обделки подземного сооружения и вызывает развитие ее деформаций. Эти деформации достаточно малы и не приводят к значительному изменению площади поперечного сечения тоннеля. Однако непосредственно сам процесс строительства нового элемента подземного сооружения оказывает намного большее влияние. Строительство нового элемента подземного сооружения, как было сказано выше, сопровождается деформациями породного массива, вектор которых направлен в сторону выработанного пространства. Деформации породного массива вовлекают в процесс деформирования обделку уже построенного элемента подземного сооружения, несколько меняя ее форму, что приводит к перераспределению деформаций уже в окрестности построенного элемента и оказывает влияние на деформации, формирующиеся в результате строительства подземного сооружения сложной пространственной конфигурации в целом. То есть достоверный прогноз деформаций земной поверхности для объектов сложной пространственной конфигурации взаимоувязан с принятой последовательностью строительства элементов подземного сооружения и непосредственно с технологией их строительства.

Хорошим примером подземных сооружений сложной пространственной конфигурации, которые представлены в условиях плотной городской застройки, являются станционные комплексы метрополитена. Станционные комплексы метрополитена включают в себя множество элементов, которые взаимодействуют между собой. Особую сложность представляют станционные комплексы метрополитена, которые являются пересадочными узлами на нескольких линиях метрополитенов. Сами станции метрополитена по своему конструктивному исполнению также представляют собой сложные пространственные сооружения. В связи с малой протяженностью отдельных

элементов станционного комплекса их строительство обычно выполняется горным способом, при этом сечение тоннелей разрабатывается сразу на всю высоту, послойно. Проходка отдельных подземных сооружений большого поперечного сечения (например, камеры пересадочных узлов) выполняется с разделением сечения на части. На первом этапе строительства станции метрополитена выполняется сооружение боковых станционных тоннелей. Сооружение таких тоннелей может вестись как с предварительной проходкой передовых тоннелей щитовым комплексом с последующим раскрытием оставшейся части сечения тоннеля, так и с раскрытием тоннеля сразу на все сечение. Центральный тоннель станционных комплексов в зависимости от типа станции строится по уступной технологии (станция колонного типа) или на все сечение (станция пилонного типа). В дальнейшем сооружаются вспомогательные выработки, которые сопрягаются с основными станционными тоннелями. Очевидно, что строительство станции растянуто во времени, выполняется небольшими заходками, а итоговая конструкция имеет сложную пространственную конфигурацию. Классические методы прогноза деформаций земной поверхности, основанные на полуэмпирических и аналитических методах, не могут эффективно использоваться для решения такой задачи, а при выполнении численного моделирования должны быть учтены как особенности строительства станции, так и особенности деформирования пород.

## **6.2 Деформации земной поверхности над подземными сооружениями сложной пространственной конфигурации**

Развитие деформаций земной поверхности над подземными сооружениями сложной пространственной конфигурации проанализировано на основании результатов натурных наблюдений за формированием мульды оседания земной поверхности над станционными комплексами Санкт-Петербургского метрополитена. В качестве объекта исследования рассмотрена станция метрополитена “Обводный канал”, которая введена в работу совсем недавно, то есть этот объект наиболее полно отражает последние тенденции технологии строительства отдельных ее элементов, применяемых материалов несущих конструкций, тампонажных растворов и других аспектов, связанных с ее сооружением.

**Общие сведения о станции метрополитена “Обводный канал”.** Станция метрополитена “Обводный канал” состоит из трех параллельных тоннелей диаметром 8.5 м. Длина станции 170 м. Средний тоннель расположен ниже боковых тоннелей на 0.7 м. Расстояние между осями станционных тоннелей 11.1 м. Конструкцией станции предусмотрено 7 проходов шириной 3 м и высотой 3 м от уровня чистого пола.

Основным конструктивным элементом станционного тоннеля является сборная железобетонная обделка из колец диаметром 8.5/7.7 м, шириной 0.75 м. В проемной части кольцо состоит из 14 ребристых железобетонных тубингов, 2 лотковых блоков и 2 металлических тубингов.

Станция метрополитена расположена в протерозойских глинах. Глубина заложения станции от поверхности земли до центральной продольной оси среднего станционного тоннеля составляет 60.3 м. Расстояние от верхнего свода станционного тоннеля до контакта протерозойских глин с дислоцированными плотными глинами составляет 10.8 м. Мощность дислоцированных глин принята равной 4 м. Мощность четвертичных отложений 41.2 м.

**Анализ результатов натурных наблюдений за оседанием земной поверхности при строительстве станции метрополитена “Обводный канал”.** Анализ натурных наблюдений за оседанием земной поверхности представлен за период с 03.10.2007 г. по 22.12.2009 г. Анализ проводился в сопоставлении с данными геотехнического мониторинга, проводимого специалистами ЗАО “Фирма “Гиро”.

Анализ развития оседания земной поверхности выполнялся по результатам, полученным в характерных реперных точках (рисунок 6.1), в частности по реперу № 15, который расположен над центральной осью наклонного тоннеля, реперу № 31, расположенному в непосредственной близости от вертикальной проекции натяжной камеры на поверхность земли и вестибюля станции метрополитена. Репер № 40 расположен над левым станционным тоннелем, вне участка раскрытия проемов. Репер № 46 расположен между центральным и правым станционными тоннелями, вне участка раскрытия проемов. Величины оседания, полученные по рассмотренным 4 реперам, позволили оценить влияние сооружения отдельных элементов станционного комплекса на оседание земной поверхности. К сожалению, замеров оседания земной поверхности над участком станции, где выполнялось раскрытие проемов, не делалось. Репер № 26, который располагается ближе всего к участку сооружения натяжной камеры и сопряжения между подходной выработкой и подземным вестибюлем станции, был исключен из детального анализа, так как данные по этому реперу отсутствуют вплоть до окончания строительных работ. Однако при построении изополей оседания земной поверхности (рисунок 6.2) данные по реперу № 26 не исключались.

Развитие оседания земной поверхности в характерных точках представлено в виде диаграммы (рисунок 6.1а). На 03.10.2007 г. величины оседаний земной поверхности по реперу № 31 составили 34 мм, реперу № 40 – 57 мм, реперу № 46 – 52 мм. Величина оседания земной поверхности по реперу № 15 была близка к нулевому значению. Это позволяет говорить о том, что началу замеров соответствует начальный этап строительства станции, который включает в себя сооружение центрального станционного тоннеля и расширения боковых станционных тоннелей до проектных размеров. Рост оседания земной поверхности, согласно данным, полученным по реперным точкам № 40 и № 46, наблюдался вплоть до 03.02.2009 г. Величины оседания земной поверхности к окончанию рассматриваемого периода составили соответственно по реперу № 40 – 72 мм, по реперу № 46 – 66 мм. Дальнейшие наблюдения за оседанием земной поверхности по реперам № 40 и № 46 позволяют говорить о снижении скорости развития осадков.

За период с 03.10.2007 г. по 17.04.2009 г. наблюдался рост вертикальных смещений по реперу № 31 с 34 мм до 75 мм. В последующий период, вплоть до 11.12.2012 г., рост смещений происходит практически линейно с постоянной скоростью.

Рассматривая развитие оседания земной поверхности по реперу № 15, можно отметить, что за период с 03.10.2007 г. по 20.11.2009 г. наблюдался плавный рост вертикальных смещений, связанный с проведением станционных тоннелей, с раскрытием проемов между станционными тоннелями, с сооружением натяжной камеры и с сопряжением подходной выработки с подземным вестибюлем станции. Величина оседания увеличилась с 3 мм до 22 мм. Начиная с 20.11.2009 г. рост оседания земной поверхности значительно ускорился, что было связано с началом строительства наклонного тоннеля. 12.01.2011 г. можно считать датой окончания развития осадков, вызванных строительством наклонного тоннеля. За этот период вертикальная осадка увеличилась с 22 мм до 98 мм. Дальнейшие наблюдения показали (с 12.01.2011 г. по 11.12.2012 г.), что развитие оседания земной поверхности носит затухающий характер и к настоящему моменту (11.12.2012 г.) рост вертикальных перемещений практически остановился.

Развитие мульды оседания земной поверхности в поперечном направлении представлено по профилям I и II (рисунок 6.1в, г).

Представленный анализ развития деформаций земной поверхности над станционными комплексами метрополитена наглядно показал, что развитие деформаций земной поверхности взаимосвязано со строительством подземных сооружений. Сложная пространственная конфигурация подземных сооружений и определенная последовательность их строительства приводят к некоторой асимметрии мульды

оседания земной поверхности. Значимый вклад в развитие мульды оседания земной поверхности вносят участки сопряжения отдельных элементов подземных сооружений друг с другом. Зачастую именно над этими участками возникают значительные локальные зоны оседания земной поверхности, что, по-видимому, связано с принятой на настоящий момент технологией их строительства, не предполагающей специальных мероприятий, нацеленных на снижение развития геомеханических процессов в окрестности сопряжений элементов подземных сооружений. Полученный материал подтверждает идею о том, что

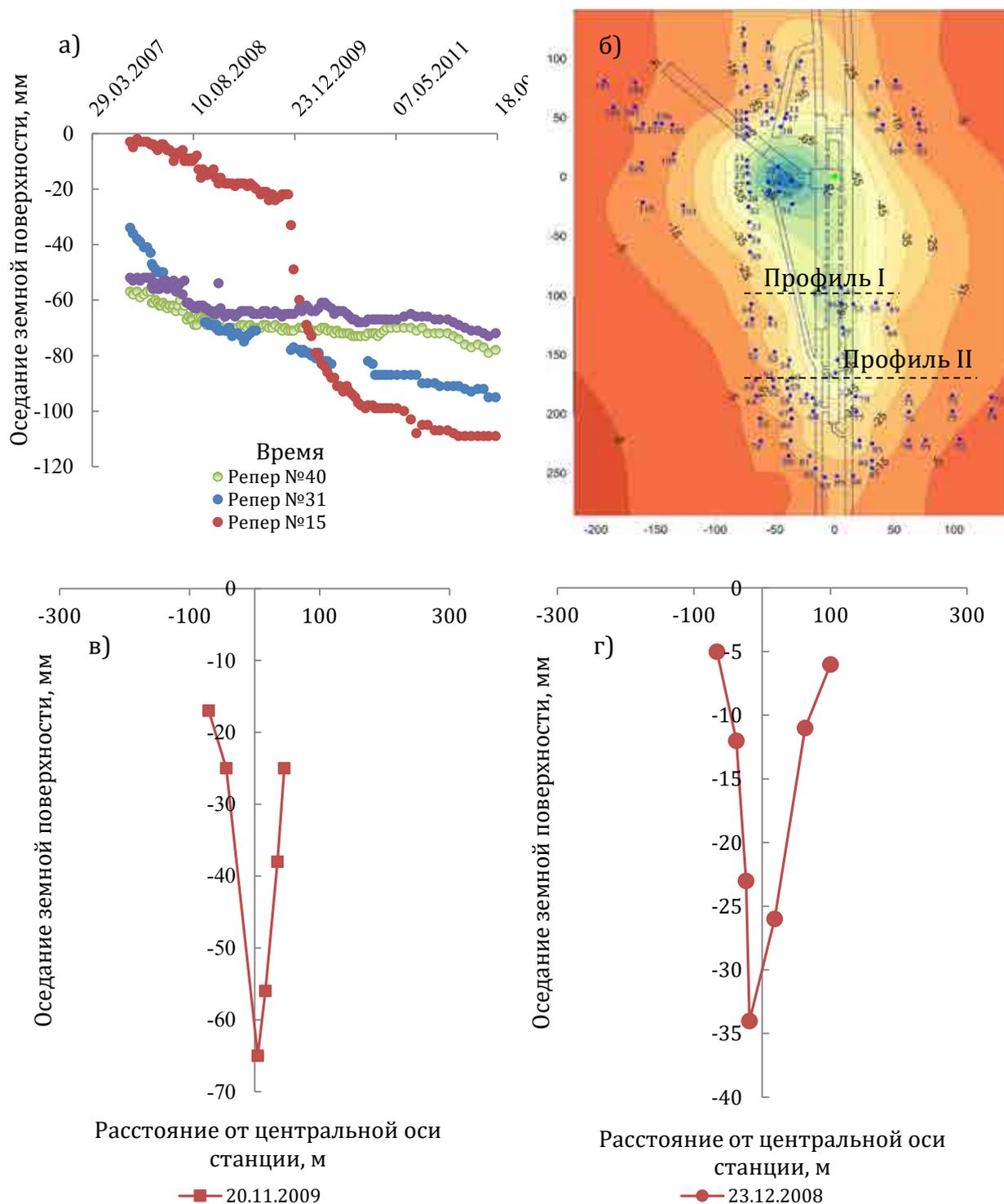


Рисунок 6.1 – Развитие оседания земной поверхности в характерных точках (а), положение замерных точек и профилей (б), распределение вертикальных смещений земной поверхности по профилю I (в) и профилю II (г) (станция метрополитена “Обводный канал”)

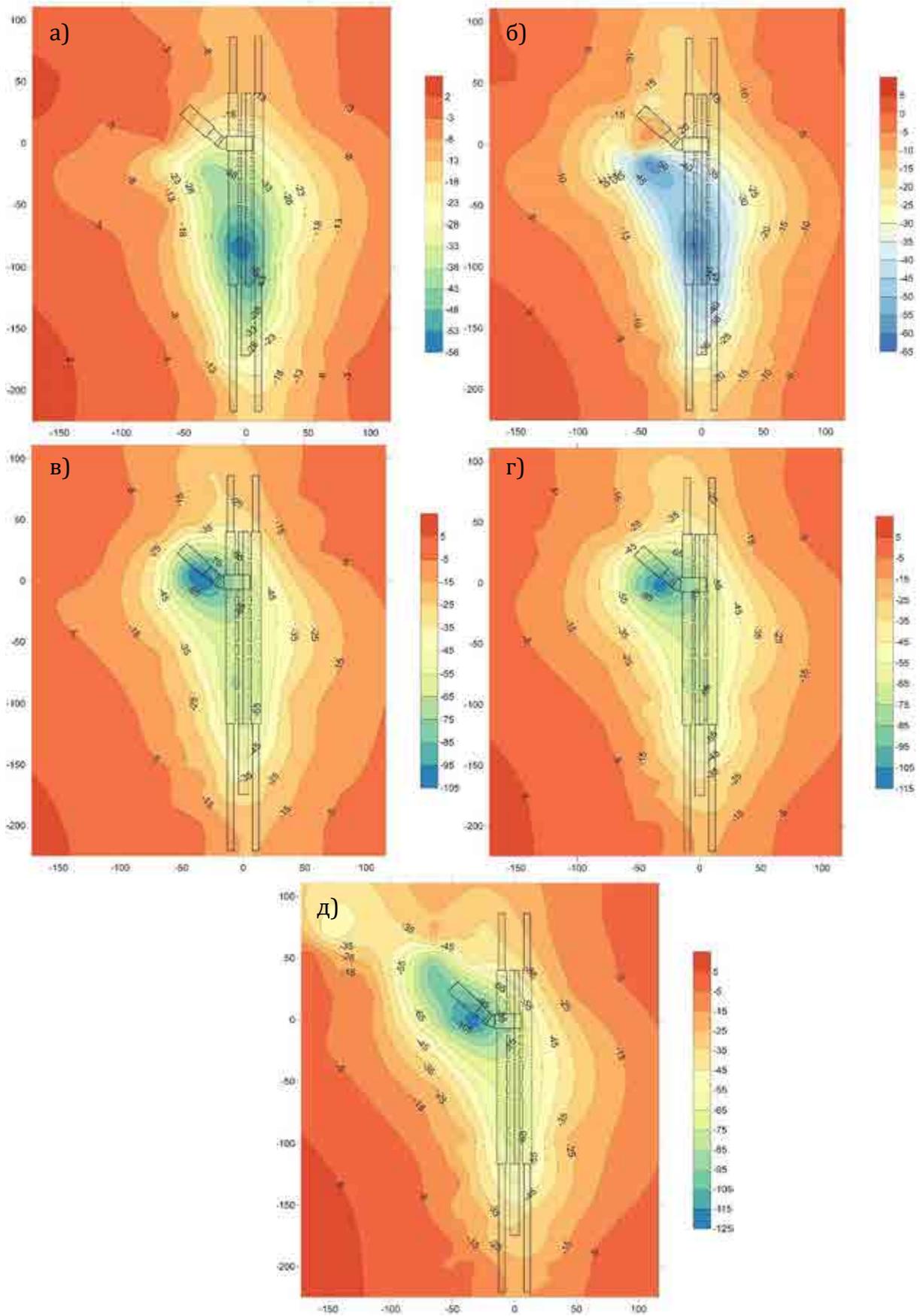


Рисунок 6.2 – Развитие деформаций земной поверхности над станционным комплексом “Обводный канал”: а–д – стадии строительства

прогноз деформаций в окрестности подземных сооружений сложной пространственной конфигурации и земной поверхности над ними должен выполняться на основании пространственного решения задачи в рамках механики сплошной или дискретной среды.

### **6.3 Основные аспекты численного моделирования напряженно-деформированного состояния породного массива и деформаций земной поверхности при строительстве подземных сооружений сложной пространственной конфигурации**

Численное моделирование прогноза напряженно-деформированного состояния породного массива при строительстве подземных сооружений сложной пространственной конфигурации может быть выполнено только на основании пространственных численных моделей. Учет основных этапов строительства подземного сооружения необходим для достоверного прогноза деформаций в его окрестности и зависит от степени детализации численного моделирования. Так, например, при строительстве станции метрополитена пилонного типа в условиях г. Санкт-Петербурга величина заходки при строительстве станционных тоннелей составляет 0.75 м, а после разработки породы в пределах заходки осуществляется установка обделки с некоторым отставанием от лба забоя. Совокупная протяженность 3 станционных тоннелей составляет приблизительно 450 м. Таким образом, чтобы детализация моделирования развития напряженно-деформированного состояния была бы достаточной, необходимо разделить решение, как минимум, на 600 этапов, а с учетом того, что обычно установка обделки и разработка породы при моделировании разделяются на 2 отдельных этапа, количество расчетных этапов увеличится еще вдвое. Нужно также учитывать, что станция метрополитена, помимо станционных тоннелей, включает в себя и ряд других подземных горных выработок. Задача о взаимовлиянии комплекса подземных горных выработок в составе станции метрополитена должна решаться в пространственной постановке при ориентировочном количестве конечных элементов, достаточных для дискретизации рассматриваемой области, равном 350–500 тыс., а в отдельных случаях и более. С учетом достаточно сложной геометрической структуры станционных комплексов разбивка расчетной области выполняется с помощью элементов типа “тетраэдр”. Точность решения при применении элементов типа “тетраэдр” может быть достигнута только при использовании элементов второго порядка, то есть 10 узловых элементов. С учетом опыта выполнения численного моделирования автором работы, продолжительность решения задачи в такой постановке становится весьма значительной (от нескольких недель для простых моделей поведения среды и гораздо дольше для сложных), что ограничивает такой подход в практическом применении. Схожие вопросы будут возникать и при рассмотрении станций метрополитена другого типа. Особые сложности возникают при рассмотрении пересадочных узлов на линиях метрополитена.

В работе представлен альтернативный подход к прогнозу геомеханических процессов в окрестности подземных сооружений сложной пространственной конфигурации (рисунок 6.4). Предлагается выполнять прогноз деформаций породного массива в окрестности подземного сооружения и деформаций земной поверхности на различных численных моделях. Глобальная численная модель, на основании которой выполняется прогноз деформаций земной поверхности, включает в себя все основные элементы подземного сооружения с достаточной степенью детализации, однако процесс его строительства не рассматривается детально (например, моделирование каждой заходки строительства элемента подземного сооружения или раскрытие его сечения по частям), а выделяются укрупненные этапы (строительство тоннеля, камеры, сбойки или другого элемента подземного сооружения в целом), а само строительство моделируется через величины заданных деформаций на контуре породного обнажения. Деформации

контура породного обнажения каждого из элементов подземного сооружения рассчитываются на основании локальных численных моделей. Формирование локальных численных моделей выполняется за счет разделения глобальной модели подземного сооружения на отдельные его элементы таким образом,



Рисунок 6.4 – Концепция выполнения численного моделирования с целью прогноза деформаций земной поверхности, вызванных строительством подземных сооружений сложной пространственной конфигурации

чтобы их взаимное влияние было максимально ограниченным. Моделирование последовательности строительства отдельного элемента подземного сооружения выполняется с максимально возможной детализацией, которая учитывала бы основные элементы технологии его строительства и особенности, оказывающие влияние на развитие геомеханических процессов в его окрестности. Дополнительно снизить вычислительную нагрузку можно за счет рассмотрения только части элемента подземного сооружения. Так, например, для элементов подземных сооружений, имеющих большую протяженность и незначительно изменяющих свою конфигурацию по длине, допустимо рассматривать строительство только части сооружения по его длине, распространяя полученные результаты на всю длину элемента подземного сооружения. Очевидно и то, что такой подход не будет корректен на участках сопряжения элементов подземного сооружения сложной пространственной конфигурации друг с другом или в том случае, когда элементы подземного сооружения находятся в зоне влияния друг друга.

Как было отмечено выше, численное моделирование развития геомеханических процессов на основании глобальной модели выполняется укрупненно, выделяются важнейшие стадии строительства и дается прогноз деформаций земной поверхности на момент окончания каждой из таких стадий. Обычно за стадию строительства принимается

сооружение одного из основных элементов станции, например станционного тоннеля, камеры, вспомогательного тоннеля, участка сопряжения тоннелей и т. д. Такой подход позволяет значительно сократить продолжительность времени расчета, так как количество расчетных этапов обычно не превышает 15–20. При необходимости степень детализации строительства подземного сооружения может быть повышена, вплоть до учета каждой заходки строительства каждого из элементов подземного сооружения.

Взаимосвязь между локальными численными моделями и глобальной численной моделью осуществляется в двух направлениях (рисунок 6.5). На первом этапе на основании разработанной глобальной численной модели формируется начальное поле напряженного состояния с учетом геологического строения района строительства, топографии поверхности земли, а также других факторов. Глобальная модель включает в себя все основные элементы подземного сооружения, в том числе и наборы узлов элементной сетки, которые принадлежат породному контуру каждого из них. На первом этапе внутренние (напряжения) и внешние (гравитационная нагрузка) усилия находятся в равновесном состоянии, что позволяет обеспечить отсутствие деформаций в элементах глобальной численной модели. Размер глобальной численной модели определяется исходя из размеров зоны влияния строительства подземного сооружения в целом. Наибольшее влияние на размер численной модели оказывает протяженность самого подземного сооружения и глубина его заложения. В качестве факторов, оказывающих меньшее влияние, можно выделить геологическое строение и начальное поле напряженного состояния (соотношение между горизонтальными и вертикальными напряжениями). Далее выполняется построение локальной численной модели для прогноза геомеханических процессов в окрестности одного из элементов подземного сооружения.

Начальные напряжения передаются с соответствующего участка глобальной модели на локальную модель, при этом по границам локальной модели прикладываются граничные условия (узловые силы или узловые перемещения), обеспечивающие в ней состояние равновесия. Дополнительно с глобальной модели переносятся показатели состояния породы, которые характеризуются величиной достигнутых пластических деформаций, а также данные других показателей механических параметров модели. Такая процедура позволяет сформировать начальные условия локальной модели, которые соответствуют состоянию данного участка на глобальной модели. Численное моделирование развития геомеханических процессов в окрестности элемента подземного сооружения выполняется только в рамках локальной модели и не связано с глобальной моделью вплоть до того момента, пока оно не будет полностью завершено. Далее выполняется передача перемещений узловых точек с поверхности, отвечающей за контур породного обнажения локальной модели, на соответствующие им узловые точки глобальной модели. Так как количество узловых точек и их положение на поверхности модели обычно не совпадает, значение узловых перемещений в глобальной модели определяется на основании интерполяции данных с локальной модели. Эти перемещения прикладываются в виде вынужденных смещений к контуру элемента подземного сооружения в рамках глобальной модели. Одновременно с этим выполняется “отключение” конечных элементов, отвечающих за породу внутри контура элемента подземного сооружения. Таким образом, по окончании данной процедуры обновляются напряженное состояние и параметры механических свойств породы глобальной модели с учетом уже построенного элемента подземного сооружения. Эти параметры в дальнейшем используются в качестве начальных и граничных условий для следующей локальной модели. Далее процесс повторяется и рассматривается строительство следующего подземного сооружения в составе станции.

К недостаткам существующей реализации предлагаемого метода взаимодействия между глобальной и локальными моделями можно отнести недостаточно корректный

прогноз деформаций контура подземных сооружений на участках стыка нескольких сооружений. Кроме этого, в рамках обозначенного подхода реализуется влияние уже построенных элементов подземного сооружения в составе комплекса на вновь строящиеся, а в обратную сторону такого влияния нет, что не в полной мере соответствует реальности. В связи с чем необходимо разделять глобальную модель на локальные модели таким образом, чтобы максимально снизить влияние этого эффекта на результаты прогноза деформаций. Однако с практической точки зрения, если разбивка на локальные модели выполнена правильно, несовершенство метода сопряжения локальных и глобальной моделей в основном оказывает некоторое влияние на прогноз деформаций породного массива в окрестности подземных сооружений и может повлиять, например, на формирование напряженно-деформированного состояния обделки подземного сооружения. Но с учетом малого объема данных участков по отношению в общему размеру подземного сооружения данное несовершенство не вносит каких-либо значимых изменений в прогноз деформаций земной поверхности. Таким образом, можно отметить, что предложенный в работе подход позволяет выполнять прогноз деформаций земной поверхности для подземных сооружений сложной пространственной конфигурации без значительного упрощения принятой технологии их строительства. Апробация предложенного метода на примере решения тестовых задач представлена в следующем разделе.

#### **6.4 Апробация предложенного подхода для прогноза деформаций земной поверхности породного массива на основе деления глобальной модели на несколько локальных моделей**

Для того чтобы проверить возможность предложенного подхода, заключающегося в создании глобальной и локальных моделей для решения задач прогноза геомеханических процессов в породном массиве при строительстве подземных сооружений, рассмотрено несколько примеров, реализующих данный подход.

**Первый пример** представляет собой модель прогноза напряженно-деформированного состояния и размера зоны предельного состояния в окрестности породного обнажения кругового очертания, расположенного в упругопластической среде. Напряженное состояние породного массива гидростатическое, вертикальные и горизонтальные составляющие нормальных компонент напряжений равны. Диаметр породного обнажения условно принят равным 4 м. Упругие характеристики породного массива приняты равными  $E = 500$  МПа,  $\nu = 0.4$ . Поверхность пластического течения отвечает условию прочности Друкера – Прагера, угол внутреннего трения  $\beta = 30^\circ$ , прочность на одноосное сжатие  $\sigma_{сж} = 1$  МПа. Величина начального поля напряженного состояния представлено в тензорном виде:

$$\sigma = \begin{bmatrix} -10 & 0 & 0 \\ 0 & -10 & 0 \\ 0 & 0 & -10 \end{bmatrix} \text{ МПа.}$$

В рамках сравнения традиционного и альтернативного подходов был разработан ряд численных моделей. Первая численная модель разработана в рамках традиционного подхода к расчету геомеханических процессов в окрестности породного массива, осуществляемого в рамках единой численной модели. В рамках альтернативного подхода разработаны две численные модели – одна локальная модель и одна глобальная модель. Взаимосвязь между моделями осуществлялась через передачу напряжений от глобальной

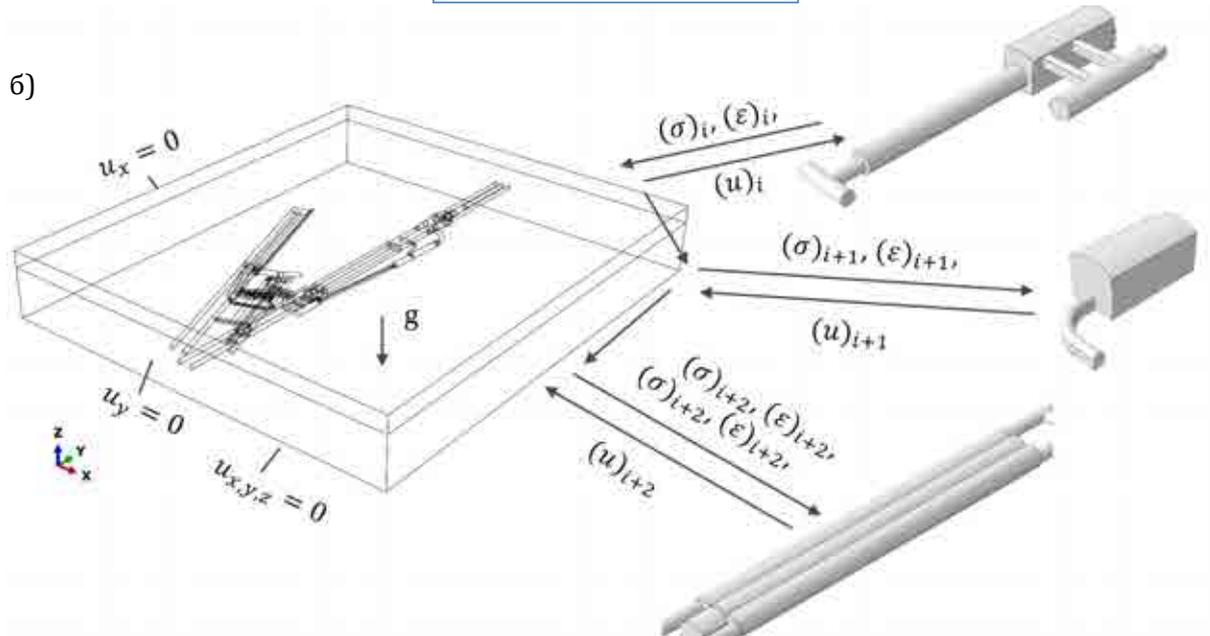
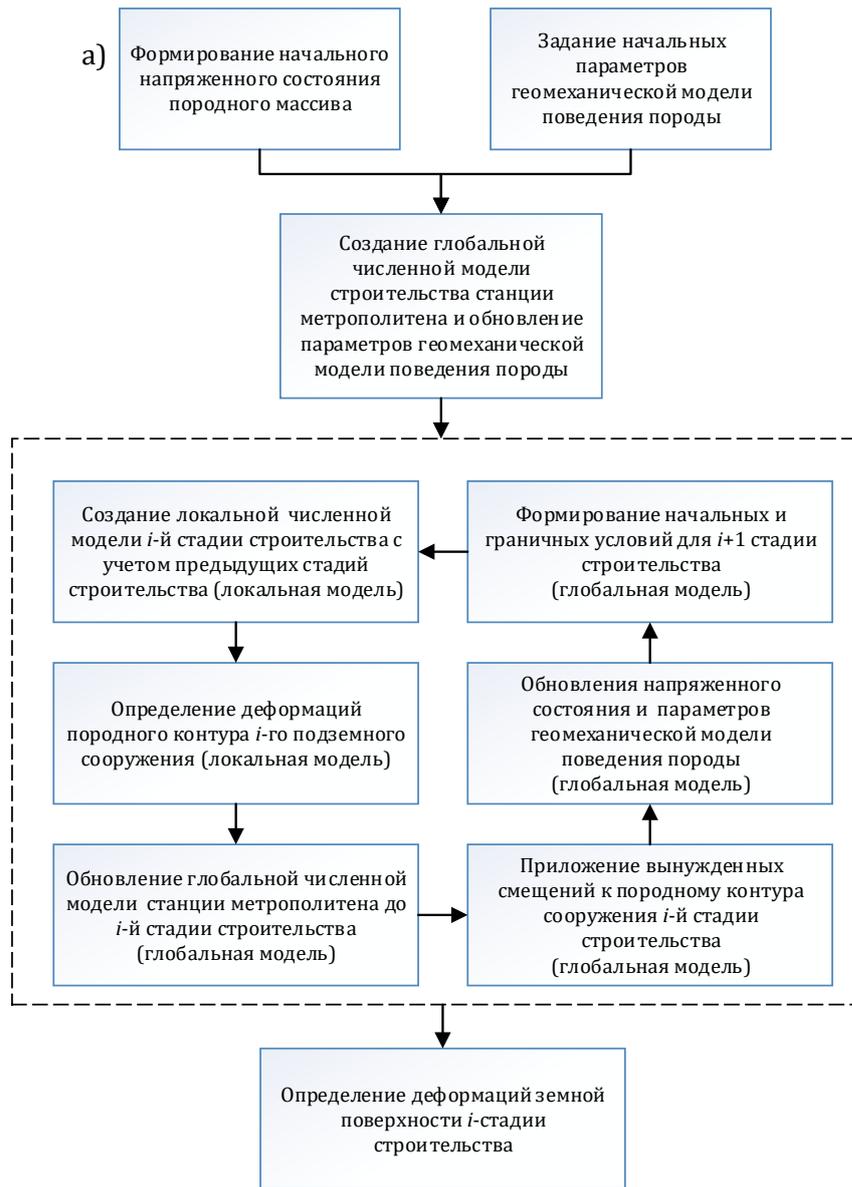
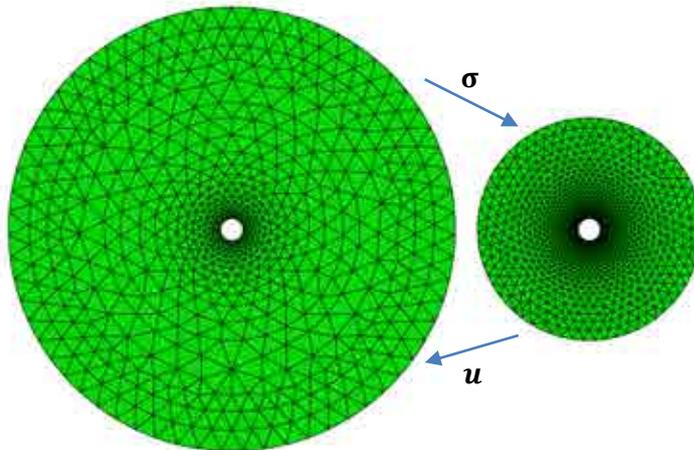


Рисунок 6.5 – Алгоритм (а) и графическое представление взаимосвязи (б) между локальными и глобальной численными моделями

Разделение на глобальную и локальные модели



Традиционный подход

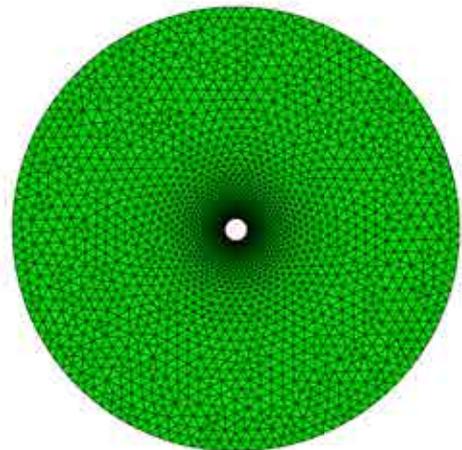


Рисунок 6.6 – Конечно-элементное представление численной модели

к локальной модели и через передачу перемещений контура породного обнажения от локальной к глобальной модели. Плотность дискретизации элементной сетки в моделях различна (рисунок 6.6).

Полученные результаты свидетельствуют о хорошей сходимости между решением, основанным на использовании традиционного подхода, и решением, основанном на разделении на глобальную и локальные модели. Сравнение выполнялось по распределению напряжений (рисунок 6.7) в окрестности породного обнажения, при формировании зоны предельного состояния (рисунок 6.7) и в величинах смещений контура породного обнажения (рисунок 6.7). Сравнение по всем трем показателям показало, что результаты, полученные на основании использования различных подходов, сравнимы как с качественной (рисунок 6.7), так и с количественной (рисунок 6.8) точки

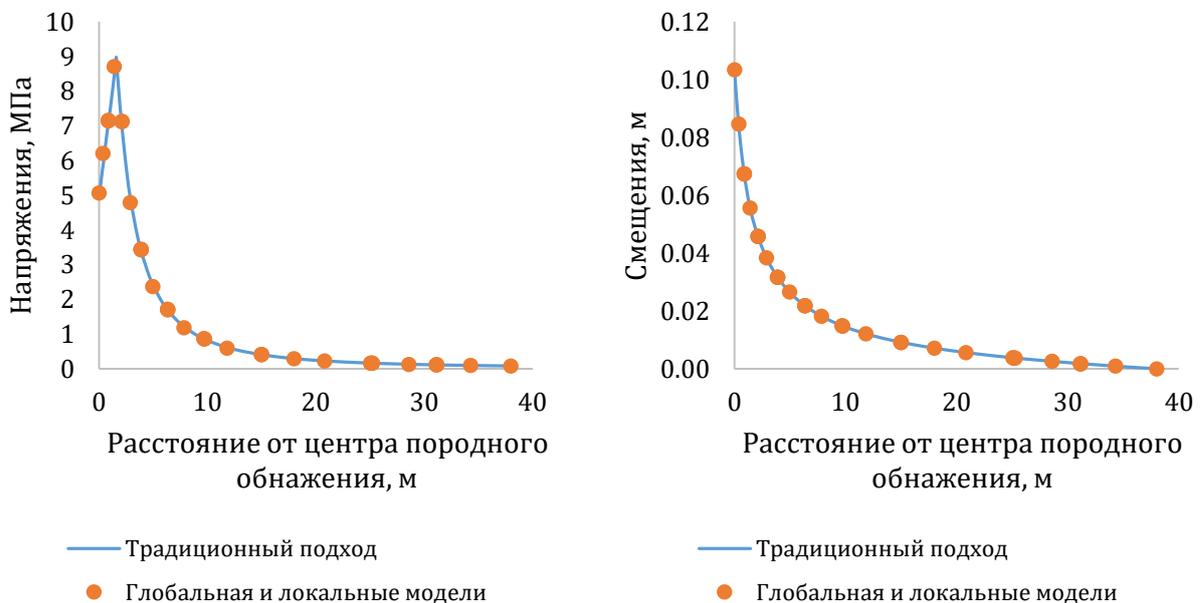


Рисунок 6.8 – Сравнение формирования напряженно-деформированного состояния в окрестности породного обнажения на основании традиционного подхода и разделения на глобальную и локальные модели: а – формирование напряженного состояния в окрестности породного обнажения; б – распределение радиальных смещений

Разделение на глобальную и локальные модели

Традиционный подход

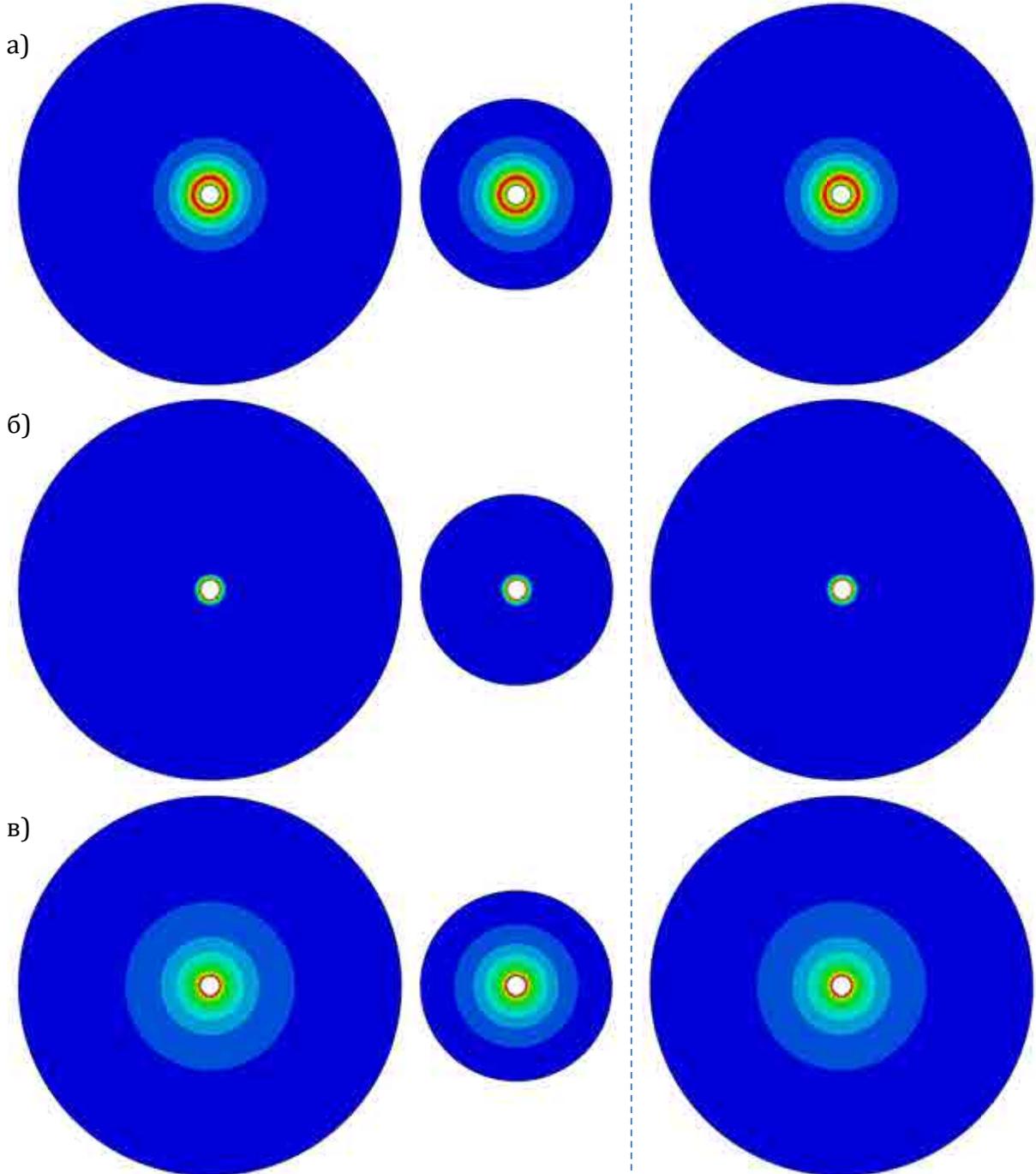


Рисунок 6.7 – Сравнение результатов расчета напряженно-деформированного состояния в окрестности породного обнажения: а – распределение эквивалентных напряжений; б – размер зоны предельного состояния; в – распределение результирующих смещений

зрения. Таким образом, следует отметить, что предложенный подход может успешно применяться для решения такого класса задач. Рассмотренный пример не включает в себя несколько взаимодействующих между собой элементов подземных сооружений, поэтому не позволяет однозначно понять применимость предложенного подхода для сложных пространственных сооружений.

**Второй пример** включает в себя рассмотрение формирования напряженно-деформированного состояния в окрестности сопряжения трех тоннелей и формирования деформаций на поверхности земли. Решение данной задачи возможно только при ее рассмотрении в пространственной постановке (рисунок 6.9). Глубина расположения

выработка относительно поверхности земли составляет 50 м. Массив однородный, изотропный, описание поведения которого выполнено на основании упругопластической модели, основанной на критерии прочности Друкера – Прагера. Модуль деформации породного массива принят равным 100 МПа, коэффициент поперечной деформации 0.4. Сцепление породного массива  $d = 500$  кПа, угол внутреннего трения  $\beta = 30^\circ$ , угол дилатансии  $\psi = 0^\circ$ . Начальное напряженное состояние породного массива задано согласно гравитационному закону распределения от границы модели, соответствующей поверхности земли, до нижней границы модели. Коэффициент бокового давления  $K_0$  условно принят равным 1. Смещения по боковым границам модели запрещены в перпендикулярном к ним направлении. Смещения по нижней границе модели запрещены во всех направлениях. Граница модели, отвечающая за поверхность земли, может свободно деформироваться.

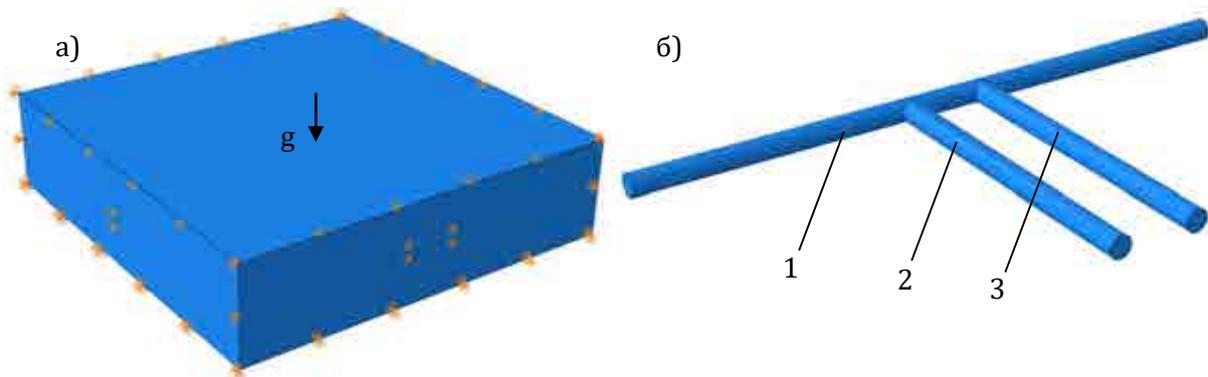


Рисунок 6.9 – Расчетная схема (а) и геометрическое представление элементов подземного сооружения (б): 1–3 – тоннели

При моделировании развития напряженно-деформированного состояния на основании традиционного подхода последовательность строительства породного массива выполнялась за счет исключения элементов, отвечающих за породный массив внутри соответствующего тоннеля на соответствующем этапе расчета. Это приводило к нарушению условия равновесия и к деформированию элементов, отвечающих за породный массив как в окрестности породного обнажения, так и при перемещении элементов от поверхности земли в сторону зоны активных деформаций. Последовательность строительства элементов подземного сооружения принята следующей: на первом этапе выполнялась разработка тоннеля № 1; на втором этапе – тоннеля № 2; на третьем этапе – тоннеля № 3. При моделировании изменения напряженно-деформированного состояния на основании разделения рассматриваемого участка породного массива на глобальную и локальные модели, моделирование развития деформаций выполнялось на локальных моделях, а в дальнейшем перемещения, полученные в соответствующих узловых точках на поверхности породного обнажения локальных моделей, переносились в виде вынужденных смещений на узловые точки, лежащие на контуре породного обнажения глобальной модели. Глобальная модель разделялась на 5 участков (рисунок 6.10), каждый из которых включал в себя элемент подземного сооружения. Для уменьшения размерности локальных моделей расчетная область перед их построением уменьшалась до минимально возможной таким образом, чтобы граничные условия практически не оказывали влияния на результаты развития геомеханических процессов в окрестности рассматриваемого элемента подземного сооружения (рисунок 6.10).

На первом этапе осуществлялась передача напряжений из глобальной модели в локальную модель № 1. Выполнялось моделирование изменения напряженно-деформированного состояния породного массива при строительстве части тоннеля № 1 и

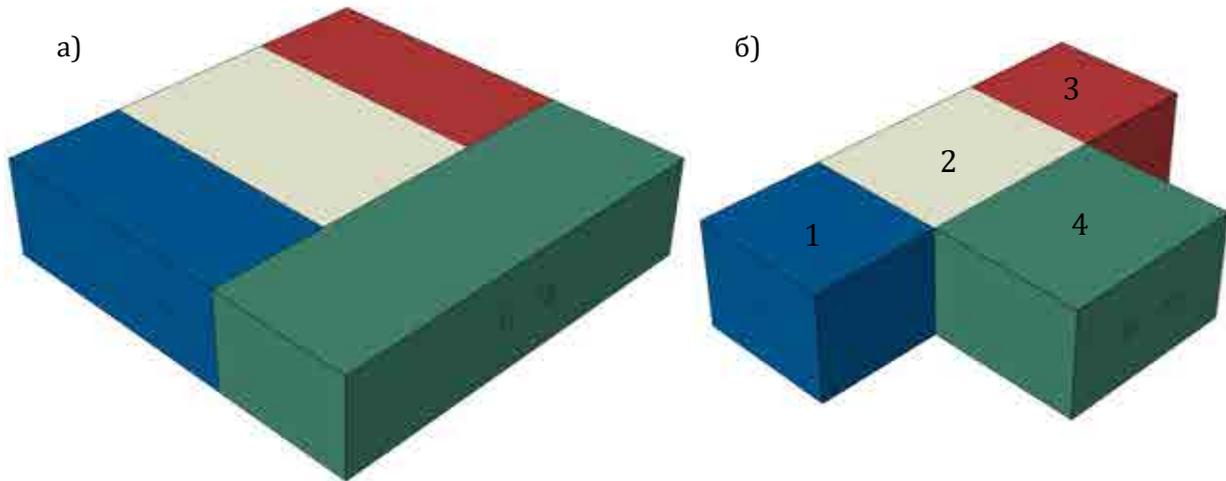


Рисунок 6.10 – Разделение глобальной модели на расчетные участки (а) и на участки, на основе которых формируются локальные модели (б): цветами представлены расчетные участки и геометрия каждой из локальных моделей

определение смещений в узловых точках, соответствующих породному контуру. Так как в рассматриваемой задаче принято, что породный массив является однородным, а тоннель № 1 располагается на одной глубине по его длине, смещения, полученные в узловых точках контура породного обнажения на локальной модели № 1, распространялись на всю его длину. Если бы условия по длине тоннеля № 1 изменялись, то было бы необходимо повторить данную операцию и для локальных моделей № 2 и № 3. На втором этапе смещения контура породного обнажения, полученные на локальной модели № 1, переносились в соответствующие узловы точки глобальной модели и задавались как вынужденные перемещения. Это позволяло получить перераспределение напряжений по длине тоннеля № 1 в глобальной модели, а также определить деформации земной поверхности, вызванные его строительством. На третьем этапе напряжения, полученные на глобальной модели, по завершению второго этапа передавались в качестве начальных условий в локальную модель № 4 и выполнялось моделирование изменений напряженно-деформированного состояния в окрестности тоннеля № 2. Затем повторялась процедура определения смещений на границе породного контура тоннеля № 2. На четвертом этапе выполнялась процедура обновления напряженного состояния глобальной модели и определения деформаций земной поверхности, вызванной строительством участка тоннеля № 2. На пятом этапе напряжения, полученные в глобальной модели по завершению четвертого этапа, передавались в качестве начальных значений в локальную модель № 2 и выполнялось завершение прогноза развития напряжения в окрестности тоннеля № 2, включая участок его сопряжения с тоннелем № 1, которые были вызваны его строительством. Как и прежде определялись смещения в узловых точках на контуре элементов подземного сооружения, в данном случае тоннелей № 1 и № 2. На шестом и седьмом этапах выполнялась процедура, аналогичная представленной на четвертом и пятом этапах. По завершении расчетов была получена картина деформаций в окрестности каждого элемента подземного сооружения (рисунок 6.11) и результирующая картина деформаций земной поверхности (рисунок 6.12б, в). Сравнение результатов развития напряжений и деформаций в окрестности породного обнажения позволяет говорить о хорошей качественной и количественной сходимости результатов расчетов, выполненных по традиционному подходу и с разделением на глобальную и локальные модели (рисунок 6.11, рисунок 6.12). Данные о развитии деформаций земной поверхности, вызванных строительством подземного сооружения в целом, и данные, полученные по двум

рассматриваемым подходам, показывают также хорошую сходимость – отличия в результатах расчетов практически отсутствуют (рисунок 6.13).

Представленные результаты расчетов прогноза развития геомеханических процессов плоско-деформационной и пространственной постановки на основании разделения на глобальную и локальные модели и их сравнение с расчетами, выполненными на основании традиционного подхода, позволяют утверждать, что достоверность результатов, выполненных на основании разделения на глобальную и локальные модели, хорошая, дает возможность получить как оценку развития деформаций в окрестности породного обнажения, так и прогноз деформаций земной поверхности. В отличие от традиционного подхода, подход, предложенный в работе, позволяет рассматривать строительство подземных сооружений сложной пространственной конфигурации без значительного упрощения моделирования последовательности их строительства, включая при необходимости разработку сечения элемента подземного сооружения за несколько этапов и ввод в определенный момент временной крепи и постоянной обделки в работу.

Представленный подход разделения на глобальную и локальные модели будет использован при прогнозе геомеханических процессов на примере расчета напряженно-деформированного состояния в окрестности элементов станционных комплексов и прогноза деформаций земной поверхности над ними (см. главу 7).

## 6.5 Заключение по разделу 6

Представленный в разделе материал позволяет сделать следующие выводы: станционные комплексы метрополитенов относятся к подземным сооружениям сложной пространственной конфигурации, строительство элементов которых разнесено во времени и оказывает взаимное влияние. Рассмотрение таких сооружений в упрощенной постановке может привести к ошибкам при прогнозе геомеханических процессов в их окрестности и при прогнозе деформаций земной поверхности;

- деформация земной поверхности, помимо базовых влияющих факторов, определяется конфигурацией подземного сооружения, что включает количество элементов подземного сооружения, их размеры и расположение относительно друг друга, и принятой технологией строительства, а также последовательностью строительства подземного сооружения в целом;
- наибольшие по величине деформации земной поверхности обычно формируются над центром подземного сооружения, то есть над участком, максимально удаленном от краевых частей подземного сооружения. Однако, как показывают результаты натурных наблюдений, при определенных условиях максимальные деформации земной поверхности могут быть смещены относительно центра подземного сооружения. Например, такая картина наблюдается при боковом примыкании эскалаторного тоннеля к станции метрополитена, где максимальная величина деформаций земной поверхности располагается над участком примыкания;
- результаты натурных наблюдений за деформациями земной поверхности показали, что особенностью строительства подземных сооружений сложной пространственной конфигурации в отдельных случаях является вскрытие участков породного массива, значительно нарушенных на этапе строительства элементов подземного сооружения, что выражается в развитии геомеханических процессов в окрестности породного обнажения и в увеличении оседания земной поверхности. Это связано с обрушением пород нарушенной зоны, увеличением объема

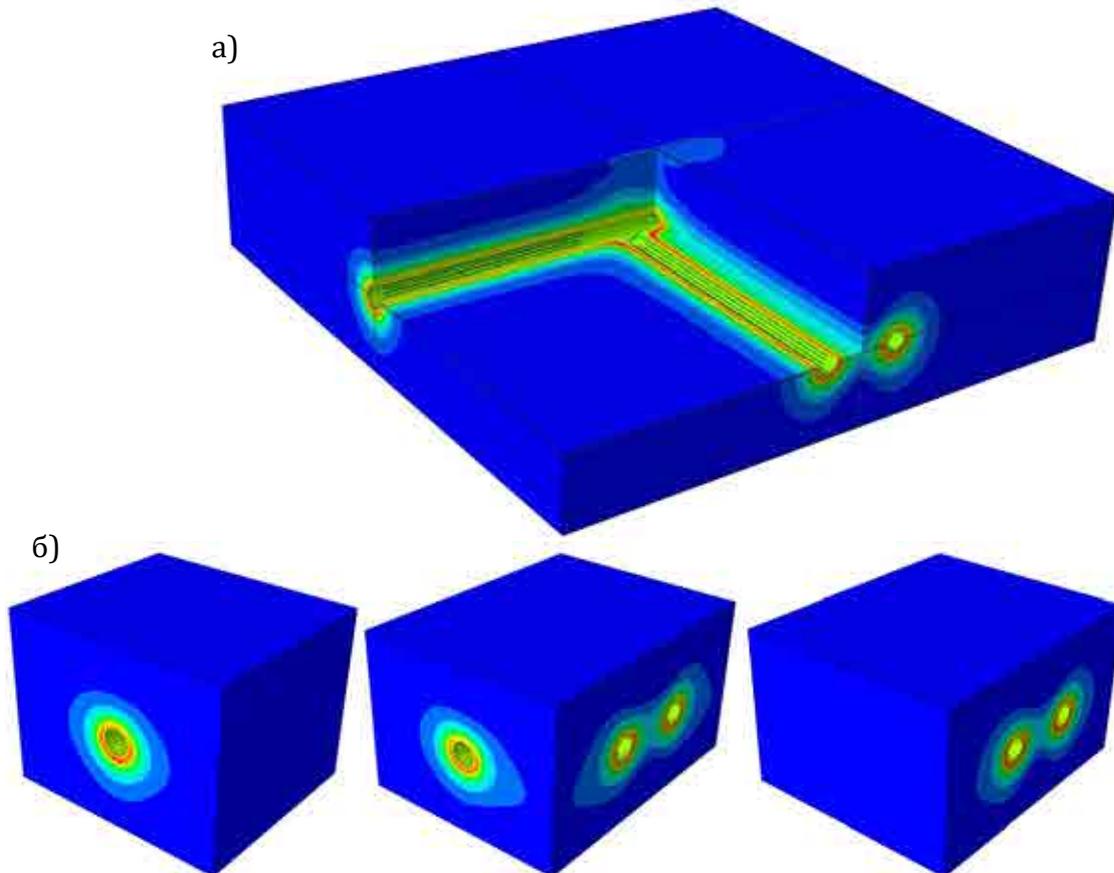


Рисунок 6.11 – Развитие эквивалентных напряжений в окрестности элементов подземного сооружения: а – традиционный подход; б – разделение на глобальную и локальные модели

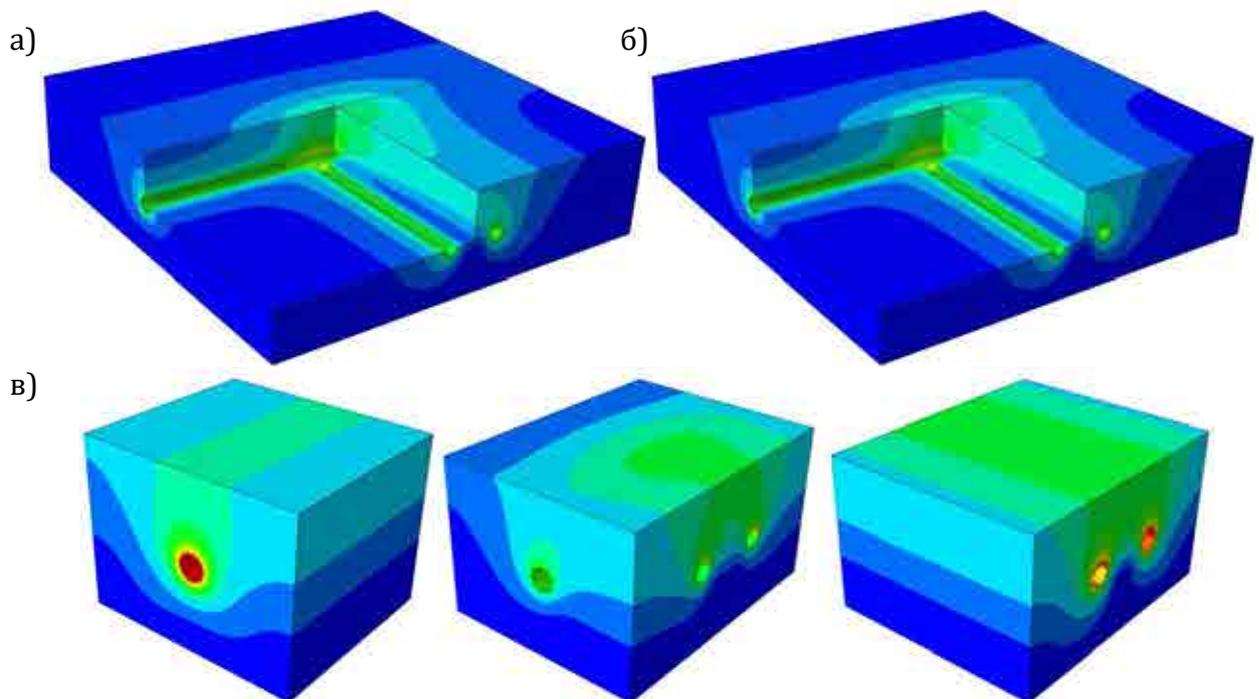


Рисунок 6.12 – Развитие результирующих абсолютных деформаций в окрестности элементов подземного сооружения: а – традиционный подход; б – глобальная модель; в – в окрестности локальных моделей

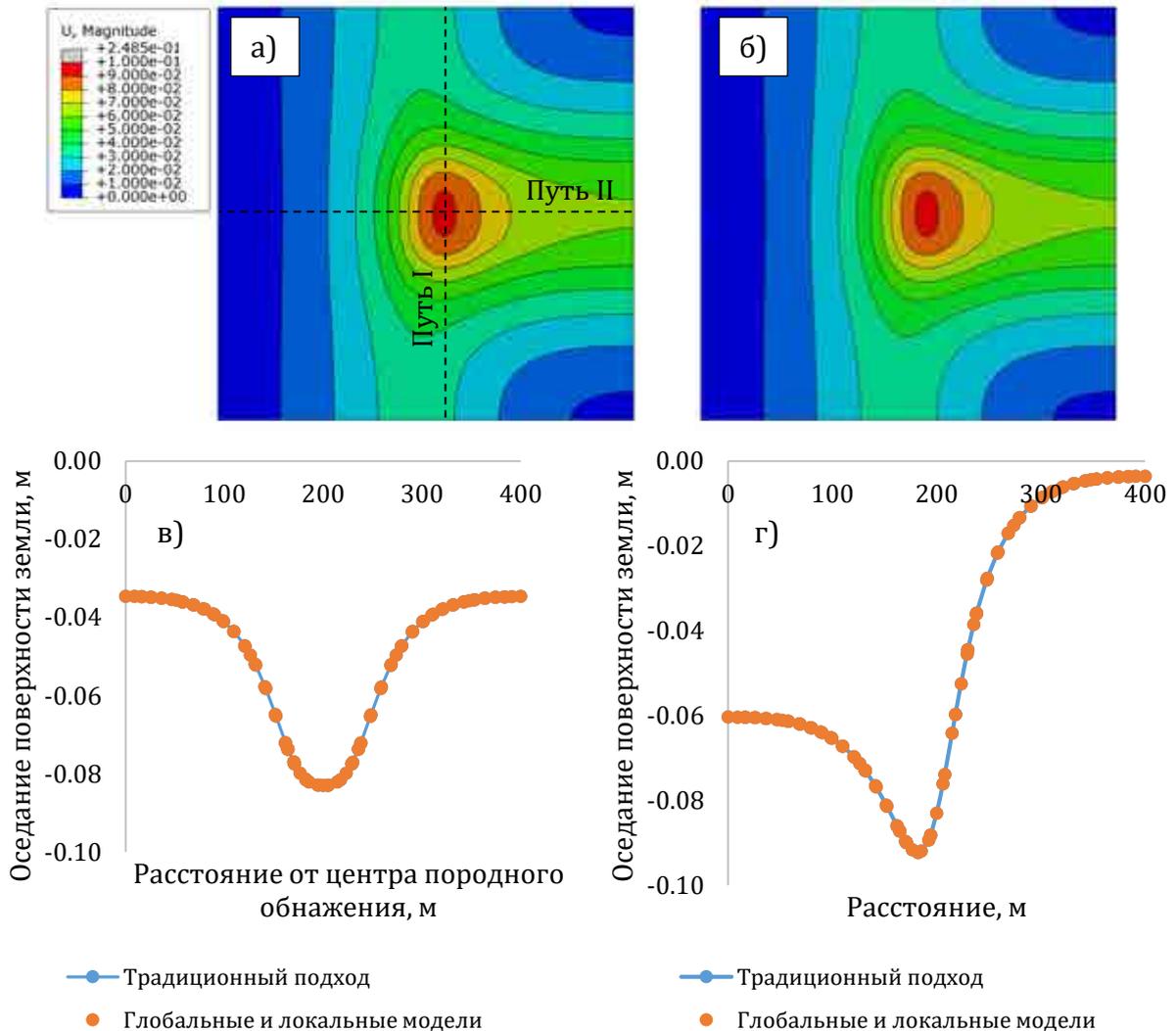


Рисунок 6.13 – Развитие деформаций земной поверхности, полученное на основании традиционного подхода (а) и разделения на глобальную и локальные модели (б), и диаграммы развития вертикальных деформаций по пути I (в) и по пути II (г)

- подземного сооружения на рассматриваемом участке и увеличением времени до момента ввода постоянной обделки в работу;
- показано, что решение задач прогноза деформаций земной поверхности при строительстве подземных сооружений сложной пространственной конфигурации при использовании традиционного подхода, когда расчет выполняется в рамках единой модели, не имеет на настоящий момент практического применения. Это связано с ограничением вычислительных ресурсов, необходимых для решения данного класса задач с должной степенью достоверности моделирования последовательности строительства подземного сооружения за разумный период времени;
- предложен новый подход к прогнозу деформаций земной поверхности на основании разделения на глобальную и локальные модели. На основании глобальной модели выполняется прогноз деформаций земной поверхности, а на основании локальных моделей выполняется прогноз геомеханических процессов в окрестности элемента подземного сооружения. Значительное уменьшение размерности локальной численной модели по отношению к глобальной модели позволяет повысить достоверность моделирования развития геомеханических процессов в окрестности

элемента подземного сооружения по мере его строительства. Осуществляется двухсторонняя связь между локальными и глобальной моделями, где глобальная модель аккумулирует изменения напряженно-деформированного состояния породного массива в целом в окрестности подземного сооружения, которое передается в качестве начальных условий от глобальной в локальную модель, а результаты смещений контура породного обнажения, полученного на основании моделирования геомеханических процессов на локальных моделях, передаются в виде вынужденных перемещений в глобальную модель; результатом такой операции является обновление напряженного состояния глобальной модели;

- выполнена апробация предложенного подхода разделения на глобальную и локальные модели, которая показала хорошую сходимость между результатами развития геомеханических процессов в окрестности породного обнажения и деформациями земной поверхности, полученными на основании применения традиционного подхода и продолженного в работе. Апробация выполнена на основании решения задач в плоско-деформационной и пространственной постановке. Деформирование среды основано на упругопластической модели. Задача, решение которой получено в пространственной постановке, включала несколько этапов строительства подземного сооружения. Таким образом, проверка предложенного в работе подхода выполнена с учетом всех основных особенностей, необходимых для достоверного моделирования геомеханических процессов.

## Раздел 7. Апробация методики прогноза деформаций земной поверхности на объектах подземного строительства Санкт-Петербургского метрополитена

### 7.1 Общие положения

Станции и станционные комплексы Санкт-Петербургского метрополитена, сооружаемые закрытым способом работ, представляют собой подземные сооружения сложной пространственной конфигурации. Прежде чем перейти к методологическим вопросам прогноза деформаций земной поверхности при строительстве станций метрополитена на основании численного моделирования, рассмотрим кратко условия строительства станций метрополитена г. Санкт-Петербурга. При рассмотрении инженерно-геологических условий Санкт-Петербурга (рисунок 7.1) можно выделить несколько основных геологических кластеров, которые формируют условия строительства подземных сооружений. Верхние слои породы представлены четвертичными отложениями, которые в основном включают водонасыщенные пески и слабые глинистые породы. Ниже практически под всей территорией города располагаются протерозойские отложения, которые представлены аргиллитоподобными глинистыми породами. Данные геологические формации являются основной средой, в которой выполняется строительство подземных сооружений в Санкт-Петербурге. Подстилающими породами являются водонасыщенные песчаники с прослоями глинистых пород, которые опираются на кристаллические породы. Протерозойские глины относятся к аргиллитоподобным глинистым породам, структура которых на микроуровне является слоистой, и они обладают анизотропией механических свойств, как прочностными, так и деформационными. Они могут иметь как нарушенное, так и ненарушенное сложение, а также включать прослой песчаника.

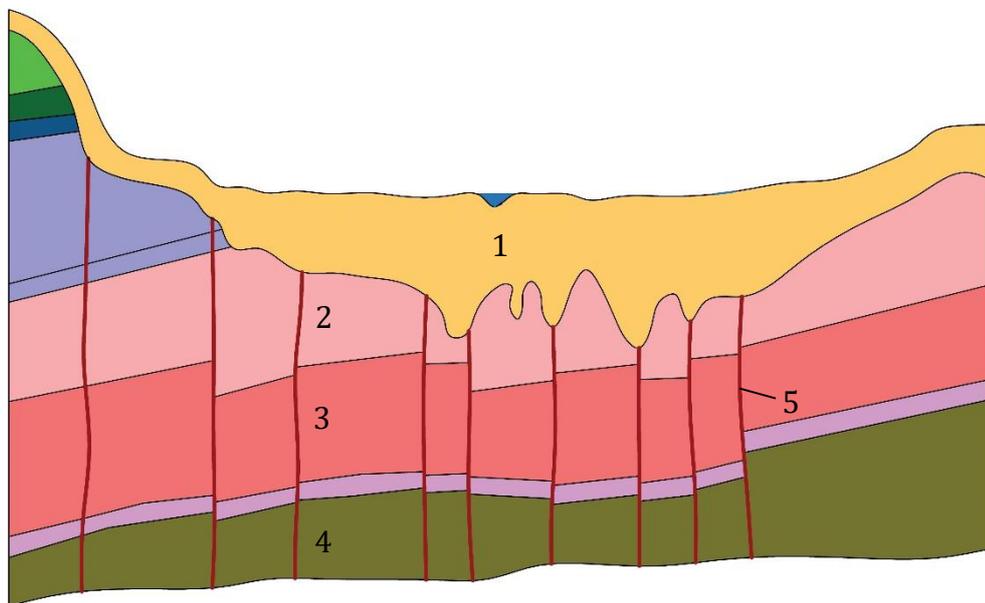


Рисунок 7.1 – Условный инженерно-геологический разрез г. Санкт-Петербурга: 1 – четвертичные отложения; 2 – твердые аргиллитоподобные глины; 3 – песчаники с прослоями глин; 4 – прочные породы фундамента; 5 – тектонический разлом

Необходимо отметить, что средняя глубина заложения станций метрополитена составляет 65 м от поверхности земли, при этом минимальная мощность аргиллитоподобных глин обычно принимается не менее 15–20 м над сводом станционных тоннелей метрополитена, а деформационные свойства аргиллитоподобных глин

значительно выше деформационных показателей четвертичных отложений (модуль деформации аргиллитоподобных глин 150–200 МПа при усредненном модуле деформации четвертичных отложений 15 МПа). Такое расположение станций метрополитена позволяет говорить о том, что оседание земной поверхности будет зависеть от деформирования аргиллитоподобных глин в окрестности подземного сооружения, в то время как четвертичные отложения в данном случае являются покрывающими породами, и их деформирование будет в основном определяться деформациями твердых глин. Это утверждение было высказано еще в ранних работах Ю.А. Лиманова. Таким образом, детальное изучение их свойств для решения данной задачи не требуется, и далее будут рассматриваться только твердые глины.

Глубина заложения станций Санкт-Петербургского метрополитена обычно варьируется от 60 до 80 м (до свода станции метрополитена), а с конструктивной точки зрения выделяются станции колонного типа (включая и станции без боковых посадочных платформ, а также станции колонно-стенового типа), пилонного типа и односводчатые. За последние десятилетия преимущественно выполнялось строительство станций метрополитена пилонного типа, меньший объем станций колонного типа, а строительство станций метрополитена односводчатого типа не производилось.

Численное моделирование прогноза деформаций земной поверхности выполнялось в соответствии с разработанной методикой, которая позволяет произвести расчет деформаций породного массива подземных сооружений сложной пространственной конфигурации на основании их разделения на несколько локальных подобластей, что позволяет значительно повысить детализацию процесса строительства подземного сооружения при выполнении моделирования. В дальнейшем информация о деформировании породного массива, полученная на отдельных локальных моделях, собирается и передается в глобальную модель в виде вынужденных перемещений породного контура отдельных элементов подземного сооружения. На заключительном этапе выполняется определение деформаций земной поверхности или деформаций в основании отдельных зданий или сооружений, расположенных на поверхности земли, на основании расчетов, полученных по глобальной численной модели. В разделе не приводятся методики оценки влияния строительства подземных сооружений на объекты, расположенные на земной поверхности, так как данный вопрос не является тематикой исследовательской работы и требует отдельного изучения.

Основными компонентами численного моделирования при прогнозе деформаций земной поверхности, вызванных строительством подземных сооружений, являются: задание начального поля напряженного состояния; создание конечно-элементных моделей взаимодействия подземного сооружения сложной пространственной конфигурации и его элементов с породным массивом как на локальном, так и на глобальном уровне; формирование геомеханической модели поведения породного массива (четвертичные отложения, перемятые протерозойские глины, протерозойские глины нарушенного или ненарушенного сложения) при прогнозе геомеханических процессов как на локальном, так и глобальном уровнях; задание механических параметрах обделок подземных сооружений; задание граничных условий, характерных для различных стадий строительства подземного сооружения на глобальном уровне и его элементов на локальном уровне, которые соответствовали бы принятой последовательности ведения работ.

**Механическое поведение породного массива.** Прогноз деформаций земной поверхности при строительстве подземных сооружений сложной пространственной конфигурации, как уже было отмечено выше, включает в себя две стадии: стадию определения деформаций породного контура на основании локальных моделей отдельных элементов подземного сооружения и стадию определения распределения деформаций породного массива в окрестности подземного сооружения в целом и

деформаций земной поверхности. При выполнении прогноза деформаций породного контура элементов подземного сооружения породный массив рассматривался как трансверсально-изотропная среда, деформационные и прочностные свойства которой являются функцией поворота относительно плоскости изотропии (относительно слоистости). Начальное значение деформационных свойств глинистых пород задается в зависимости от величины действующих в породном массиве нормальных напряжений, и в дальнейшем в процессе выполнения численного моделирования они не изменяются. Для рассматриваемых условий деформационные и прочностные свойства протерозойских глин сведены в таблицу (таблица 7.1).

Таблица 7.1 – Параметры модели ТЛАП при выполнении прогноза деформаций породного контура на основании локальных моделей

Наименование породы	$\gamma$ , кН/м <sup>3</sup>	$E_v$ , МПа	$E_h$ , МПа	$\nu_{hh}$	$\nu_{vh}$	$G_{vh}$ , МПа	$c$ , кПа	$\varphi$	$A_r$
Перемятые аргиллитоподобные глинистые породы	22	50	150	0.33	0.18	30	50	22	2
Аргиллитоподобные глинистые породы	23	150	450	0.33	0.18	89	150	23	2

Примечание: Представленные показатели приведены без учета их реологического характера деформирования.

При прогнозе деформаций поверхности земли, который выполняется на основании глобальной модели, может быть использована модель нелинейно-упругая трансверсально-изотропная модель ТН или модель нелинейно-деформируемой трансверсально-изотропной упругопластической среды с анизотропной поверхностью пластического течения ТНАП. Модель ТН позволяет выполнить численное моделирование за значительно меньшее количество итераций и затратить меньше вычислительного времени на выполнение расчетов, в то время как модель ТНАП является более трудоемкой с вычислительной точки зрения, но в тоже время лишена недостатков, присущих модели ТН, таких как фиксированная связь между 5 коэффициентами матрицы упругости/податливости и отсутствие возможного учета пластического деформирования. Второй аспект, связанный с невозможностью прогноза пластических деформаций на основании модели ТН, не является критическим при выполнении расчетов, так как величины деформаций породного контура подземного сооружения получены на основании локальных моделей, таким образом, ошибка при расчете деформаций земной поверхности незначительная. Для рассматриваемых условий деформационные и прочностные свойства протерозойских глин сведены в таблицу (таблица 7.2).

Таблица 7.2 – Параметры модели ТН и ТНАП при выполнении прогноза деформаций земной поверхности на основании глобальных моделей

Наименование породы	$\gamma$ , кН/м <sup>3</sup>	$E_{v.0}^{ref}$ , МПа	$E_{h.0}^{ref}$ , МПа	$\nu_{hh.0}$	$\nu_{vh.0}$	$G_{vh.0}^{ref}$ , МПа	$\gamma_{0.7}^{ref}$	$c$ , кПа	$\varphi$	$A_r$
Перемятые аргиллитоподобные глинистые породы	22	250	150	0.33	0.18	30	$1 \cdot 10^{-4}$	50	22	2
Аргиллитоподобные глинистые породы	23	900	2250	0.33	0.18	445	$1 \cdot 10^{-4}$	150	23	2

Примечание: Величина деформационных свойств снижается по мере роста деформаций формоизменения вплоть до момента достижения величин, представленных в таблица 7.1). Далее величины деформационных свойств остаются неизменными.

Так как предложенные модели поведения массива (см. раздел 5) являются нелинейно-упругими или упругопластическими, возможность развития длительных деформаций протерозойских глин в явном виде не может быть учтена. При определении

деформаций породного контура элементов подземного сооружения на основании локальных моделей деформационные параметры среды определялись с учетом реологических свойств протерозойской глины. Многочисленные исследования позволили установить, что длительный модуль деформации, длительный коэффициент поперечной деформации и другие деформационные показатели могут быть вычислены в соответствии с методикой, предложенной Ж.С. Ержановым и обобщенной для протерозойских глинистых пород К.П. Безродным (см. главу 3). С учетом того, что в рассмотренных работах представлены данные о влиянии реологических свойств на длительное деформирование протерозойских глин только в направлении перпендикулярно слоистости, в работе условно эти показатели распространены и на длительное деформирование глинистых пород в направлении параллельно слоистости. То есть пары коэффициентов матрицы упругости/податливости снижаются пропорционально.

Ниже представлены результаты численного моделирования отдельных подземных сооружений сложной пространственной конфигурации, которые вошли в текст диссертационной работы. Результаты численного моделирования прогноза напряженно-деформированного состояния породного массива при строительстве подземных сооружений, выполненные автором работы, изложены в работах [276-284].

## 7.2 Сравнение прогнозных и фактических данных об оседании земной поверхности при строительстве станций метрополитена в условиях Санкт-Петербурга

### 7.2.1 Станция метрополитена “Обводный канал”

**Особенности разработки численной модели прогноза деформаций земной поверхности при строительстве станции метрополитена “Обводный канал”.** Геометрическое представление пространственной численной модели прогноза деформаций земной поверхности при строительстве станционного комплекса “Обводный канал” приведено на рисунке ниже (рисунок 7.2).

При выполнении численного моделирования приняты стандартные для задач геомеханики граничные условия: смещения по низу модели запрещены в перпендикулярном направлении, верх модели может свободно деформироваться, смещения по боковым поверхностям модели запрещены в направлении, перпендикулярном данным плоскостям.

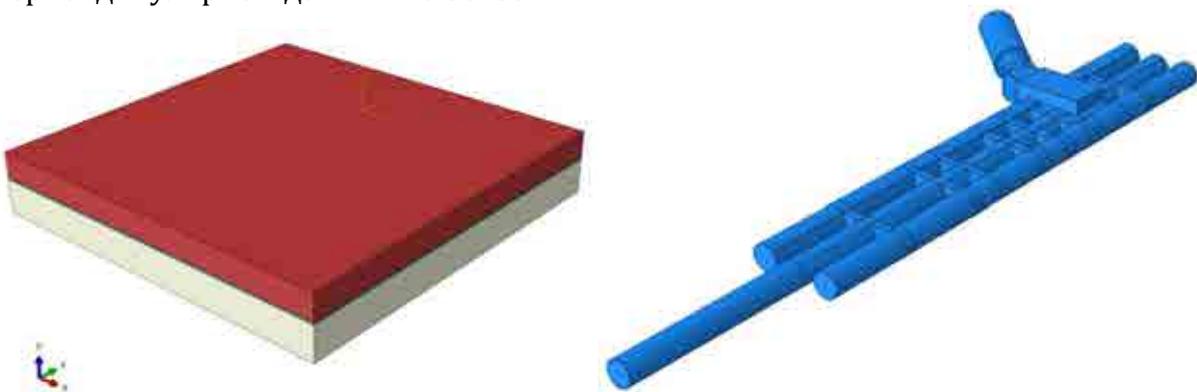


Рисунок 7.2 – Геометрическое представление породного массива и подземного сооружения на участке строительства станционного комплекса “Обводный канал”

**Результаты численного моделирования прогноза деформаций земной поверхности при строительстве станции метрополитена “Обводный канал”.** Мульда оседания земной поверхности над станционным комплексом “Обводный канал” (рисунок 7.3) с нанесенной схемой деформационной сети, а также 3 диаграммы оседания земной

поверхности (рисунок 7.4) представлены на рисунках ниже. Результаты показывают, что максимальные деформации земной поверхности формируются на участке раскрытия бокового проема в сторону наклонного ствола. Величина деформаций на этом участке достигает 82 мм. Деформации земной поверхности над торцевой частью станции снижаются до 49–60 мм. Усредненная ширина мульды оседания (полученная по величине граничного значения вертикальной осадки, равной 1 мм) равна 240 м.

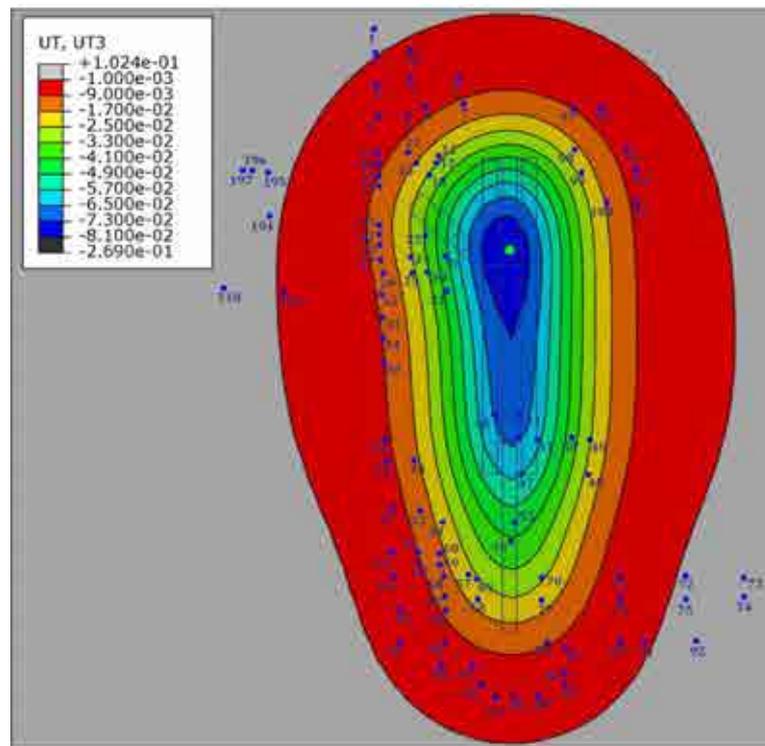


Рисунок 7.3 – Мульда оседания земной поверхности (м) по результатам численного моделирования (станция метрополитена “Обводный канал”)

**Сравнение результатов численного моделирования и данных геотехнического мониторинга по станции метрополитена “Обводный канал”.** Сравнение результатов численного моделирования и натуральных наблюдений за оседанием земной поверхности выполнено по профилям I и II (рисунок 7.5). Остальные реперные точки не позволяли сформировать профиль оседания земной поверхности, поэтому оценка сходимости над другими участками станции метрополитена выполнялась индивидуально. По продольной оси станции метрополитена наблюдательные точки отсутствовали, поэтому отстроить мульду оседания не представлялось возможным.

Результаты сравнения данных численного моделирования и натуральных наблюдений за оседанием земной поверхности позволяют говорить о хорошей – как качественной, так и количественной – сходимости.

В таблицу (таблица 7.3) сведены результаты измеренных величин оседания земной поверхности и прогнозных величин оседания земной поверхности. Как видно из представленных данных, наблюдается хорошая сходимость между прогнозируемыми и замеренными величинами вертикальных осадок земной поверхности.

Однако в ряде замерных точек наблюдается расхождение между замеренными и прогнозными величинами. Различие наблюдается на участке сооружения натяжной камеры и бокового примыкания тоннеля к подземному вестибюлю станции (репера 24, 25, 26, 29, 30 и 31), где величины прогнозных значений больше расчетных приблизительно в 3 раза. Столь большие деформации земной поверхности вызваны боковым примыканием наклонного тоннеля к подземному вестибюлю станции метрополитена. При таком

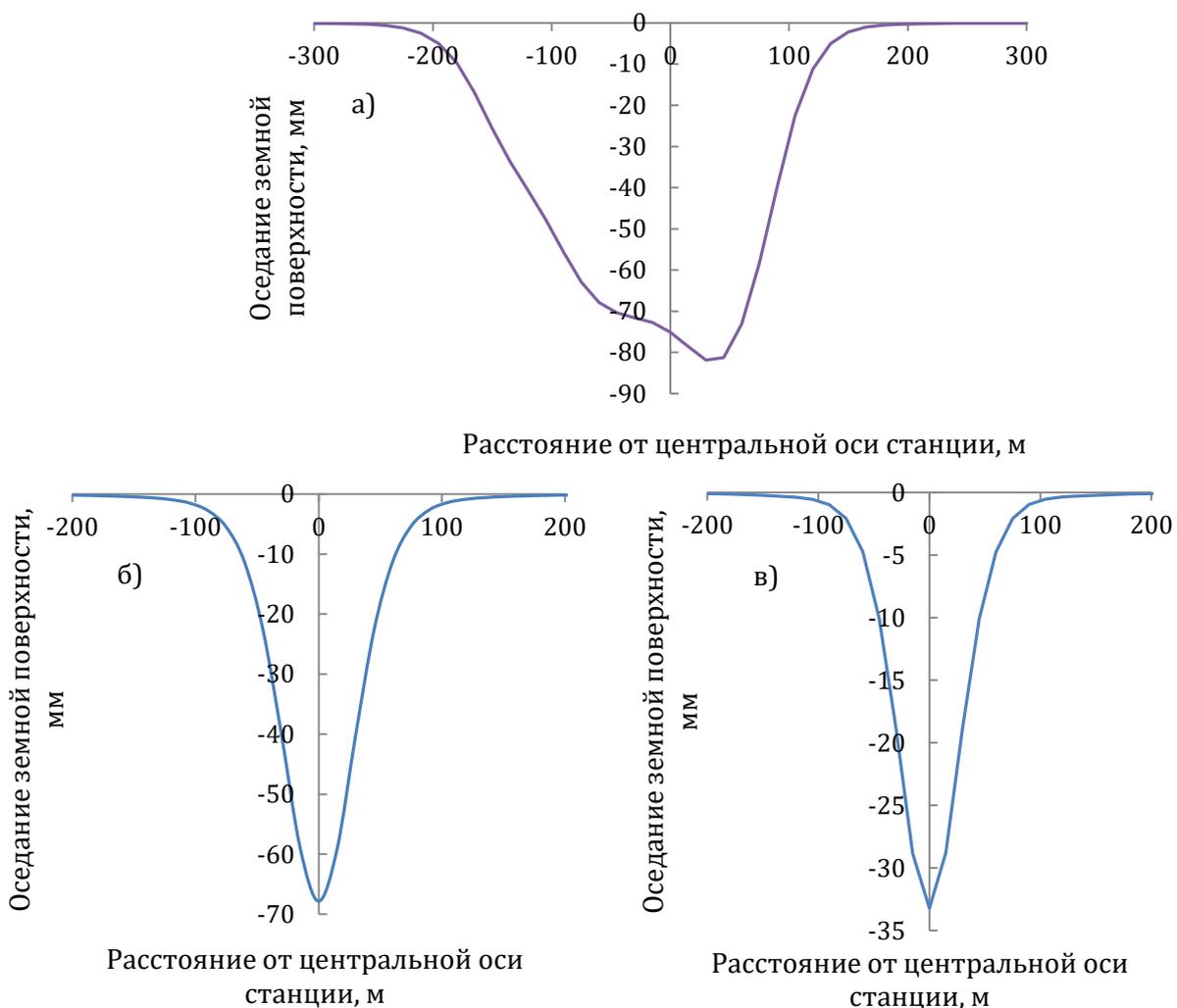


Рисунок 7.4 – Мульда оседания земной поверхности над продольной осью станционного комплекса (а), по профилю I (б) и по профилю II (в) (станционный комплекс метрополитена “Обводный канал”)

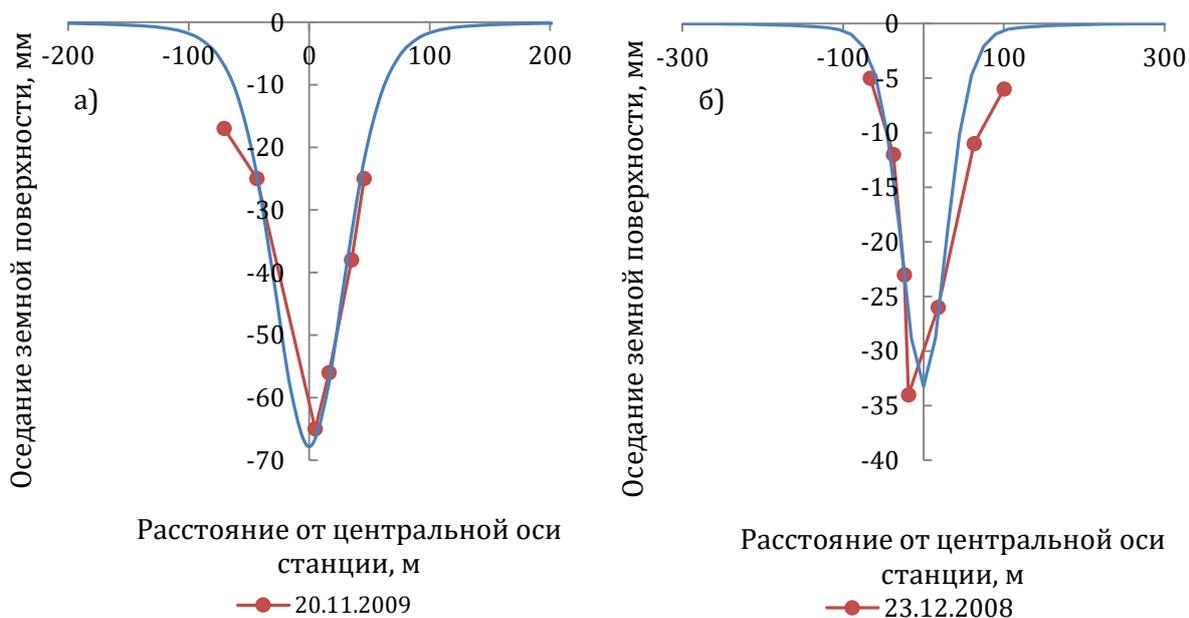


Рисунок 7.5 – Сравнение замеренных и прогнозных величин вертикальных смещений земной поверхности по профилю I (а) и по профилю II (б) (станция метрополитена “Обводный канал”)

примыкании выполняется демонтаж тубингов обделки и сооружения камеры значительного пролета (пролет около 14 м). Порода за обделкой находится в нарушенном состоянии, что в значительной степени сказывается на деформациях породного контура, формируются зоны пластических деформаций в породном массиве в окрестности камеры. Дополнительное воздействие может оказать нарушение технологического режима сооружения такого примыкания наклонного хода к вестибюлю станции. Такой же характер деформаций земной поверхности наблюдался и при сооружении других конструктивно похожих станций метрополитена, например станции метрополитена “Волковская”, где также присутствует боковое примыкание наклонного хода к станции. В процессе строительства рассматриваемого участка станции метрополитена возникали небольшие аварийные ситуации, которые в значительной степени увеличивали время обнажения породного контура, что приводило к росту деформаций смещений породного контура и к формированию незначительных вывалов породы. В целом такое примыкание не рекомендуется использовать на участках строительства станции, где смещения породного контура должны быть ограничены. Различие в прогнозных и замеренных деформациях земной поверхности объясняется невключением эффекта разуплотнения в численную модель прогноза деформаций земной поверхности станции “Обводный канал” и развитием длительных деформаций, связанных с нарушением технологии строительных работ.

Схожая картина наблюдается и при оценки вертикальных деформаций земной поверхности по реперам 21, 22, 23, 27, 28, 32, 34, 38. Эти репера также попадают в зону влияния бокового примыкания наклонного хода к подземному вестибюлю станции метрополитена. Дополнительное влияние на вертикальные деформации данных реперов оказывает тоннель, сооружаемый горным способом. Данный тоннель не рассматривался при выполнении численного моделирования. Таким образом, данные репера тоже должны быть исключены из рассмотрения. Необходимо также исключить репера 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10, 11, 12, 13, 14, 15, 16, 17, 18, 19, так как часть из них попадает в зону влияния бокового примыкания наклонного хода и станции метрополитена, а часть их расположена в зоне влияния подходной выработки, которая в численной модели не рассматривалась (рисунок 7.2, рисунок 7.3).

По остальным реперам сходимость между данными натурных наблюдений и результатами численного моделирования удовлетворительная. В табличном виде (таблица 7.3) представлено сравнение данных натурных наблюдений и результатов численного моделирования по реперам, которые располагаются как вне зоны влияния бокового примыкания наклонного хода, так и в зоне ее влияния. В таблице приведены прогнозные величины вертикальных деформаций земной поверхности без учета коэффициента перегрузки и с учетом коэффициента перегрузки. Эти два значения являются границей между минимальной теоретической величиной и максимальной величиной вертикальных деформаций. Также в таблице приведены измеренные фактические значения на 20.11.2009 г., что соответствует окончанию работ по сооружению станции и началу работ по сооружению наклонного ствола, и максимальные величины деформаций на момент окончания сооружения наклонного ствола. С учетом того, что при выполнении численного моделирования сооружение вертикального ствола не рассматривается, величины прогнозных значений (диапазон значений) рекомендуется сравнивать с измеренными фактическими значениями на 20.11.2009 г.

## 7.2.2 Станция метрополитена “Международная”

**Общие сведения о станции метрополитена “Международная”.** Станция “Международная” является станцией колонного типа. Диаметр боковых станционных тоннелей составляет 9.8 м. Диаметр среднего станционного тоннеля усредненно принят

Таблица 7.3 – Таблица сравнения значений прогнозируемого оседания земной поверхности и значений, измеренных в характерных точках на поверхности земли

№ п/п	Номер репера	Прогнозируемое значение оседания, мм	Прогнозируемые значения с учетом коэффициента перегрузки, мм	Измеренные фактические значения на 20.11.2009 г., мм	Измеренное максимальное фактическое оседание после окончания всех строительных работ, мм
1	40	-65	-78	-71	-73
2	41	-65	-78	-68	-72
3	44	-8	-10	-17	-19
4	46	-61	-73	-65	-68
5	51	-57	-68	-56	-58
6	50	-32	-38	-38	-40
7	49	-21	-25	-25	-28
8	55	-39	-47	-55	-56
9	56	-37	-44	-46	-50
10	69	-26	-31	-31	-38
11	70	-26	-31	-26	-30
12	100	-14	-17	-13	-14
13	30	-31	-37	-83	-95
14	31	-41	-49	-77	-90
15	34	-9	-11	-33	-36
16	38	-8	-10	-22	-24
17	80	-7	-8	-4	-8
18	64	-7	-8	-6	-8
19	72	-1	-1	-5	-7
20	73	-1	-1	-2	-3
21	89	-6	-7	-17	-20
22	88	-6	-7	-14	-17
23	87	-7	-8	-13	-14
24	86	-7	-8	-12	-17
25	85	-9	-11	-11	-16
26	84	-12	-14	-20	-23
27	90	-4	-5	-8	-11
28	91	-1	-1	-4	-6
29	92	0	0	0	6
30	76	-7	-8	-11	-13
31	75	0	0	-3	-4
32	74	0	0	-2	-3
33	73	0	0	-2	-3
34	72	0	0	-2	-7
35	71	-8	-10	-12	-16
36	70	-26	-31	-26	-30
37	48	-19	-23	-31	-35
38	49	-23	-28	-25	-28
39	50	-34	-41	-38	-40
40	51	-55	-66	-56	-58
41	46	-59	-71	-65	-68
42	41	-65	-78	-68	-72
43	100	-14	-17	-13	-27
44	93	-8	-10	-8	-19
45	94	-8	-10	-9	-10
46	95	-7	-8	-10	-12
47	96	-6	-7	-8	-11
48	97	-9	-11	-15	-15
49	98	-18	-22	-18	-18
50	99	-20	-24	-18	-18
51	7	-12	-14	-33	-40

Продолжение таблицы 7.3 – Таблица сравнения значений прогнозируемого оседания земной поверхности и значений, измеренных в характерных точках на поверхности земли

№ п/п	Номер репера	Прогнозируемое значение оседания, мм	Прогнозируемые значения с учетом коэффициента перегрузки, мм	Измеренные фактические значения на 20.11.2009 г., мм	Измеренное максимальное фактическое оседание после окончания всех строительных работ, мм
52	8	-6	-7	-33	-37
53	9	-4	-5	-23	-32
54	10	0	0	-20	-28
55	1	0	0	-15	-24
56	2	0	0	-15	-27
57	3	-2	-2	-16	-32
58	4	-8	-10	-15	-28
59	5	-9	-11	-19	-39
60	6	-9	-11	-22	-35
61	83	-5	-6	-14	-18
62	82	-6	-7	-7	-13
63	81	-8	-10	-7	-11
64	80	-6	-7	-4	-8
65	79	-8	-10	-5	-10
66	78	-3	-4	-5	-7
67	65	-3	-4	-5	-5
68	66	-12	-14	-12	-16
69	67	-15	-18	-19	-22
69	68	-23	-28	-29	-31
70	69	-29	-35	-26	-38
71	57	-26	-31	-23	-25
72	58	-18	-22	-13	-18
73	59	-18	-22	-19	-21
74	60	-19	-23	-19	-20
75	61	-11	-13	-17	-21
76	62	-10	-12	-14	-17
77	63	-7	-8	-6	-11
78	64	-5	-6	-6	-8
79	52	-8	-10	-11	-11
80	53	-17	-20	-31	-13
81	54	-24	-29	-28	-31
81	45	-9	-11	-10	-11
82	43	-19	-23	-26	-27
83	44	-9	-11	-17	-19
84	38	-10	-12	-22	-24
85	34	-11	-13	-33	-36
86	33	-11	-13	-33	-40
87	32	-14	-17	-48	-59
88	47	-50	-60	-65	-69
89	26	-44	-53	-115	-123

равным 10 м. Длина станции 174 м. Длина всего станционного комплекса равна 416 м. Расстояние между осями станционных тоннелей 7.6 м. Основными несущими элементами станции метрополитена являются сборная железобетонная обделка и железобетонные стены.

Станция расположена в плотных протерозойских глинах. Глубина заложения станции от поверхности земли до центральной продольной оси среднего станционного тоннеля составляет 53.2 м. Расстояние от верхнего свода станционного тоннеля до контакта протерозойских глин с дислоцированными плотными глинами составляет 25.4

м. Мощность дислоцированных глин принята равной 4 м. Мощность четвертичных отложений 18 м.

**Особенности численного моделирования прогноза деформаций земной поверхности при строительстве станции метрополитена “Международная”.** Разработка численной модели строительства станционного комплекса “Международная” выполнялась согласно разработанной методике. Геометрическая интерпретация численной модели прогноза деформаций земной поверхности при строительстве станционного комплекса “Международная” представлена на рисунке (рисунок 7.6). Численное моделирование сооружения станционных тоннелей выполнено для двух расчетных вариантов: первый вариант – тампонаж выполняется в заобделочное пространство на расстоянии 5 м от лба забоя (расстояние от лба забоя до момента ввода обделки в работу 4.05 м); второй вариант – тампонаж выполняется в первое от забоя кольцо (расстояние от лба забоя до момента ввода обделки в работу 1.8 м). Первый вариант соответствует принятой технологии строительства станционных тоннелей станции “Международная”. Второй вариант выполнен для оценки влияния момента ввода обделки в работу на величину деформаций породного контура.

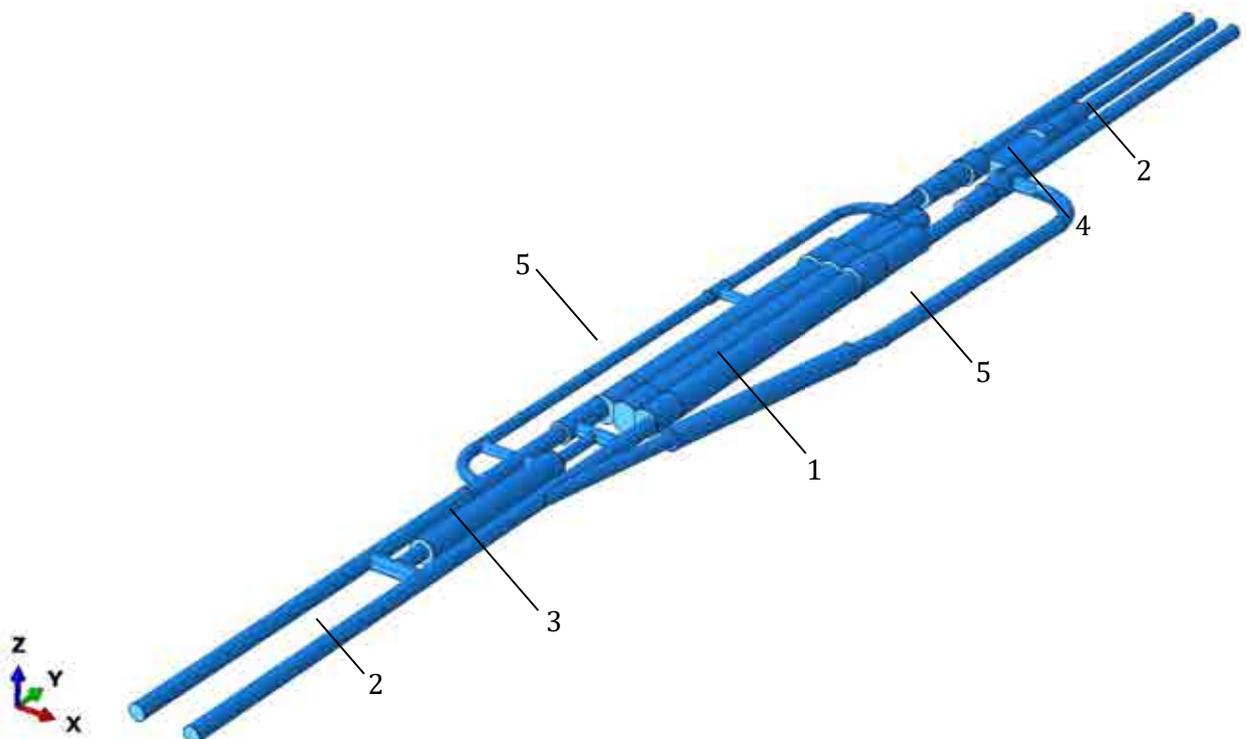


Рисунок 7.6 – Геометрическое представление станционного комплекса “Международная” (породный массив условно не показан): 1 – станция метрополитена; 2 – перегонные тоннели; 3 – тягово-понижительная подстанция; 4 – камера съездов; 5 – вспомогательные выработки

**Результаты численного моделирования прогноза деформаций земной поверхности при строительстве станции метрополитена “Международная”.** На рисунке (рисунок 7.7) представлены зависимости развития вертикальных деформаций породного контура в своде центрального станционного тоннеля для первого и второго вариантов расчета. Как видно, наибольший вклад в развитие деформаций породного контура вносит непосредственно строительство центрального станционного тоннеля, а именно раскрытие его свода. Величина деформаций, вызванных строительством непосредственно центрального станционного тоннеля, в процентном соотношении от полной величины составляет от 55 до 73 процентов в зависимости от принятого момента ввода обделки в работу. Результаты деформаций породного контура, полученные в своде левого и правого станционных тоннелей, позволяют сделать такой же вывод о

наибольшем влиянии непосредственно строительства самого тоннеля на развитие деформаций его породного контура.

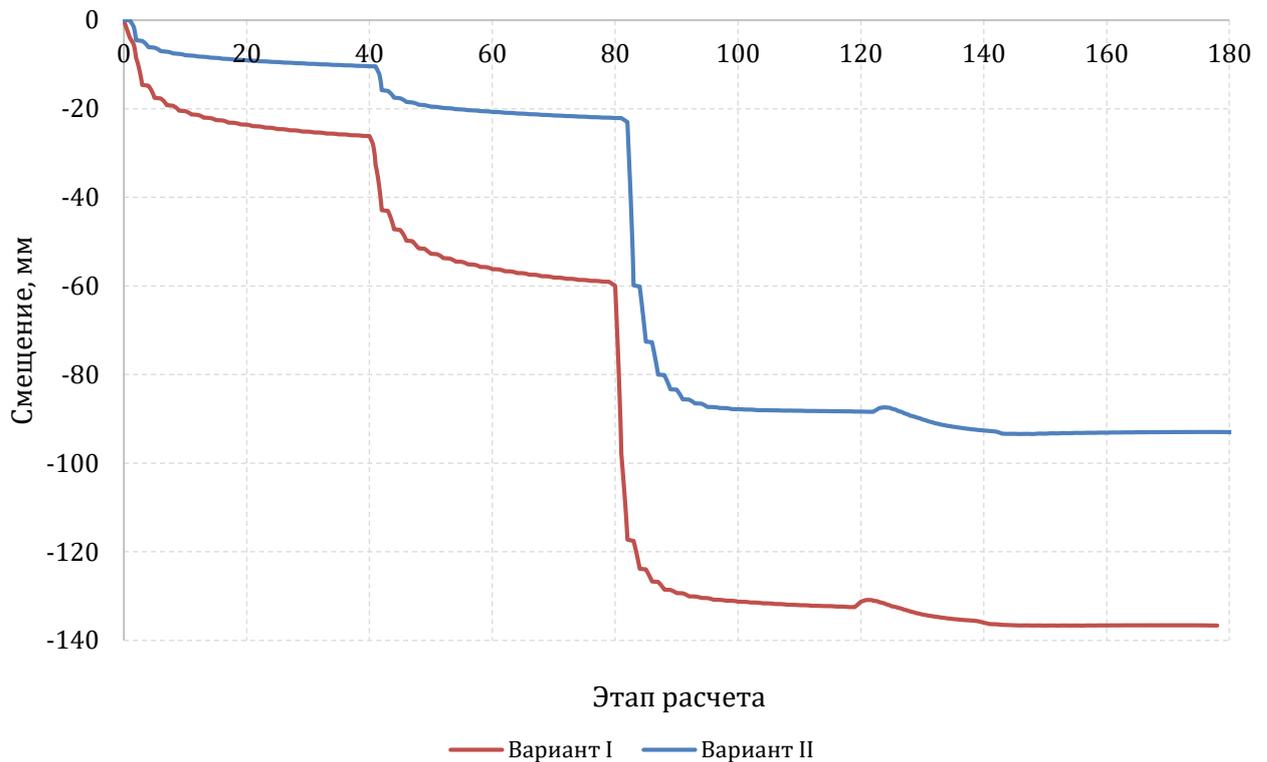


Рисунок 7.7 – Развитие деформаций породного контура центрального станционного тоннеля при разных технологических вариантах строительства

Как видно из представленной диаграммы, величина максимальных смещений породного контура в своде центрального станционного тоннеля достигает 136 мм по первому варианту строительства и 92 мм по второму варианту строительства. Таким образом, величина деформаций породного контура в своде центрального станционного тоннеля увеличивается в 1.48 раз при выполнении тампонажа в пятое кольцо по сравнению с первым. Очевидно, что и величина деформаций земной поверхности также будет тем выше, чем позже будет выполнен тампонаж заобделочного пространства.

Прогноз деформаций земной поверхности над станцией “Международная” выполнен с учетом величин деформаций породного контура, соответствующих первому варианту. Результаты прогноза деформаций земной поверхности показали (рисунок 7.8), что максимальная величина деформаций составляет 56 мм и формируется над участком расширения станционных тоннелей.

При выполнении сравнения результатов численного моделирования и натуральных наблюдений за деформациями земной поверхности в качестве замерных точек приняты репера № 103–105, 204–208, которые наиболее полно отражают развитие деформаций земной поверхности по завершению строительства станции “Международная” (рисунок 7.8). Репера с 301 по 315, которые привязаны к трамвайным путям, не рассматривались, так как достоверность замеренных величин вертикальных деформаций вызывает сомнения. Так, например, значения вертикальных деформаций по двум рядам расположенных реперов №206 и №310 сильно различаются. Величина замеренных деформаций земной поверхности, соответствующая реперу №206, составляет –50 мм, в то время как по реперу №310 величина вертикальных деформаций составляет +4 мм. Похожая картина наблюдается и при сравнении величин вертикальных деформаций по реперам №104 (–21 мм) и №305 (+5 мм), а также и по другим реперам. Остальные репера, по которым выполнялся замер вертикальных деформаций, расположены на значительном

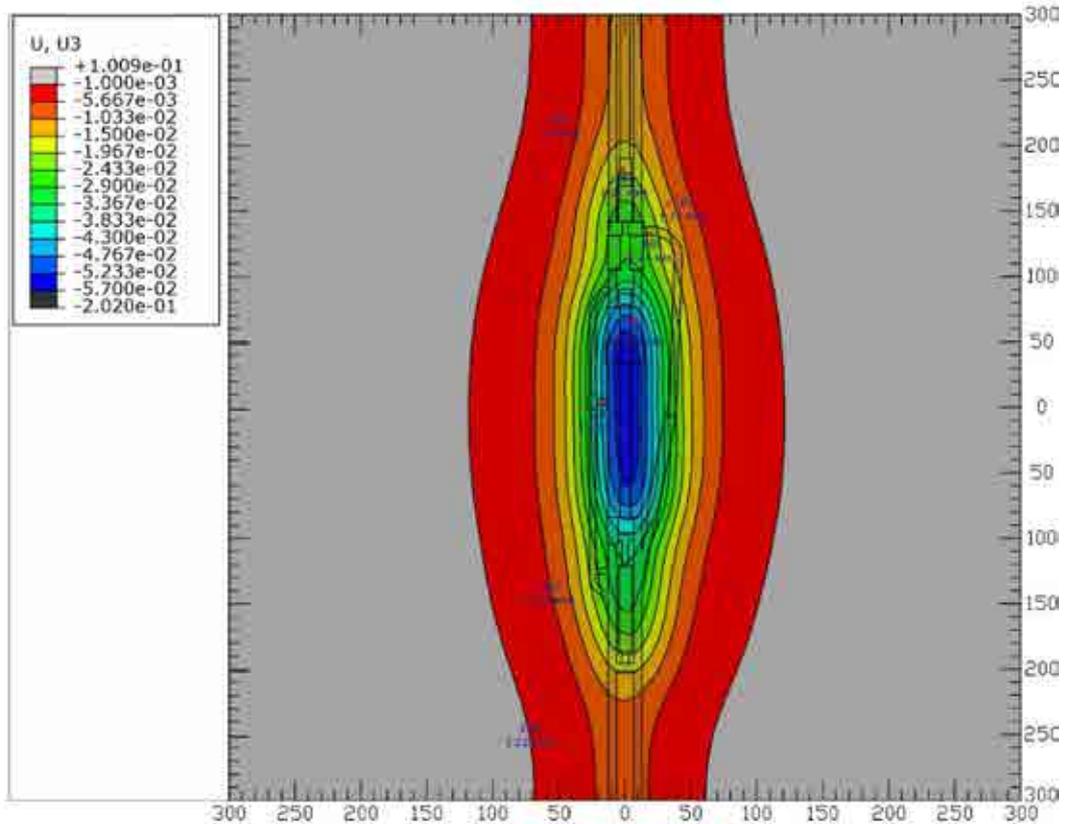


Рисунок 7.8 – Мульда оседания земной поверхности над станционным комплексом “Международная”

удалении от станции “Международная”, а величины, полученные по данным реперам, не поддаются определенной закономерности, в связи с чем также были исключены из анализа.

Результаты сравнения по выбранному набору реперов сведены в таблицу (таблица 7.4), в которой приведены прогнозные значения вертикальных деформаций земной поверхности без учета и с учетом коэффициента перегрузки.

Таблица 7.4 – Таблица сравнения значений прогнозируемого оседания земной поверхности и значений, измеренных в характерных точках на поверхности земли (станция “Международная”)

№ п/п	Номер репера	Прогнозируемое значение оседания, мм	Прогнозируемые значения с учетом коэффициента перегрузки, мм	Измеренное максимальное фактическое оседание после окончания всех строительных работ, мм
1	105	-4	-5	-7
2	104	-19	-23	-21
3	103	-14	-17	-11
4	204	-24	-29	-24
5	205	-47	-57	-49
6	206	-44	-53	-50
7	207	-6	-8	-31
8	208	-1	-2	-22

Сравнение прогнозных величин вертикальных деформаций земной поверхности и результатов натуральных наблюдений показывает, что в целом наблюдается хорошая сходимость. По реперам №103, 104, 204, 205, 206 величина замеренных вертикальных деформаций сравнима или меньше величины прогнозных значений. Значения прогнозных деформаций по реперу №105 несколько ниже замеренных. Значительное отличие между прогнозными и замеренными величинами вертикальных деформаций наблюдается по реперам №207 и 208. Величина прогнозных деформаций по реперу №207 составляет –8 мм, в то время как замеренные деформации составляют –31 мм. Такое отличие можно

объяснить тем фактом, что репер №207 расположен в зоне влияния строительства наклонного ствола, строительство которого выполнялось с применением метода искусственного замораживания пород, а само строительство наклонного ствола не учитывалось при прогнозе деформаций земной поверхности, так как рассматривались только элементы станционного комплекса, расположенные в протерозойских глинах. Разница в величинах вертикальных деформаций по реперу №208 еще более значительна. Величина прогнозных деформаций равна –2 мм, замеренных – –22 мм. Причиной столь большой разницы в величинах замеренных и прогнозных деформаций, возможно, является оттаивание пород после завершения искусственного поддержания ледогрунтового ограждения в окрестности наклонного ствола. Развитие столь значительных деформаций на данном участке за счет строительства подземных сооружений в протерозойских глинах невозможно.

### **7.3 Прогноз деформаций земной поверхности при строительстве новых станций Санкт-Петербургского метрополитена**

#### **7.3.1 Станция метрополитена “Путиловская”**

**Общие сведения о конструкции станции метрополитена “Путиловская”.** Глубина заложения станции (по своду конструкций) составляет 49.3–50.3 м и уменьшается до 42.0 м над пересадочным узлом. Защитная мощность толщи коренных глин – без учета дислоцированных – составляет соответственно над станцией 19.0–21.7 м и 16.1 м над пересадочным узлом.

**Особенности строительства станционного комплекса метрополитена “Путиловская”.** Укрупненно подземные сооружения станционного комплекса “Путиловский” можно разделить на следующие группы: первая группа – подземные сооружения станционного комплекса “Путиловская”, строительство которых будет осуществляться в коренных породах, протерозойские глины ИГЭ №14/2 (таблица 7.5); вторая группа – вертикальный ствол №844, сооружение которого выполняется под защитой стены из буросекущихся свай (таблица 7.5, позиция 1); третья группа – наклонный ствол №1, сооружение которого выполняется с применением метода искусственного замораживания пород (таблица 7.5, позиция 2). При выполнении численного моделирования рассматривались только элементы станционного комплекса, расположенные в протерозойских глинах, поэтому вертикальный ствол и наклонный ствол исключены из расчета.

**Особенности численного моделирования прогноза деформаций земной поверхности при строительстве станции метрополитена.** При прогнозе деформаций земной поверхности от строительства подземных сооружений станционного комплекса “Путиловский” (станция “Путиловская”, станция “Кировский завод”, пересадочный узел, тягово-понижительная подстанция, вспомогательные выработки и др.) приняты следующие этапы выполнения расчета: первый этап – численное моделирование строительства отдельных подземных сооружений с целью определения деформаций породного контура. В дальнейшем такие модели будут называться локальными. На данном этапе учтена последовательность строительства конкретного подземного сооружения, этапность разработки пород в забое и установка обделки, наличие уже построенных подземных сооружений, в частности подземных сооружений, входящих в станционный комплекс “Кировский завод”. Принятая технология строительства подземных сооружений представлена заказчиком. Второй этап – создание численной модели, которая включает в себя все подземные сооружения станционного комплекса “Путиловский”. В дальнейшем такая модель будет называться глобальной. К границам контура подземных сооружений

Таблица 7.5 – Список подземных сооружений, учитывающихся при выполнении прогноза деформаций земной поверхности над станционным комплексом “Путиловская”

№ позиции	Наименование подземного сооружения	Форма поперечного сечения	Расстояние от поверхности земли до свода подземного сооружения, м	Протяженность, м	Размеры поперечного сечения, м
1. Вертикальные стволы					
1	Вертикальный ствол №844	круглая	-	60.0	диаметр 6,6
2. Наклонные стволы					
2	Наклонный ход №1 (1) до границы коренных пород с четвертичными отложениями	круглая	-	101.0	диаметр 10.5
3. Станция метрополитена “Путиловская”					
3	Тягово-понижительная подстанция – 6.2 (3)	круглая	49.5	68.6	диаметр 8.5
4	Вентиляционный ходок	круглая	52.3	14.0	диаметр 5.0
5	Ходок с тягово-понижительной подстанцией, совмещенный с эвакуационной сбойкой	круглая	52.2	19.2	диаметр 5.2
6	Левый (I) боковой станционный тоннель	круглая	50.1	159.0	диаметр 9.8
7	Правый (II) боковой станционный тоннель	круглая	50.1	159.0	диаметр 9.8
8	Средний боковой станционный тоннель	круглая	49.6	159.0	диаметр 10.8
9	Натяжная камера	сводчатая			
4. Пересадочный узел станций метрополитена “Путиловская” – “Кировский завод”					
10	Переходной коридор №1	сводчатая	44.8	67.0	ширина 5.7 высота 7.0
11	Переходной коридор №2	сводчатая	44.8	67.0	ширина 5.7 высота 7.0
12	Промежуточный вестибюль №1	сводчатая	42.6	21.7	ширина 11.2 высота 11.3
13	Промежуточный вестибюль №2	сводчатая	43.3	34.0	ширина 13.0 высота 13.4
14	Наклонный ход №2	сводчатая	34.5	14.3	ширина 9.0 высота 9.66
15	Наклонный ход №3	сводчатая	50.5	15.0	ширина 11.7 высота 15.1
16	Вентиляционный тоннель переходных коридоров	сводчатая	52.7	16.0	ширина 3.5 высота 4.3
17	Линейный пункт	круглая	44.5	43.9	диаметр 8.5
18	Людской ходок №1	сводчатая	45.4	19	ширина 3.8 высота 4.2
19	Людской ходок №2	сводчатая	45.4	19	ширина 3.8 высота 4.2
5. Выработки околоствольного двора и подходные выработки					
20	Подходной тоннель №1	арочная	47.2	140	ширина 3.8 высота 4.2
21	Руддвор шахты 844	круглая	51.0	36	диаметр 7.9
22	НВУ шахты 844	круглая	51.0	36	диаметр 7.9
6. Камера съездов (пикет: 301–302)					
23	Выработки камеры съездов	круглая	48.3	18; 24; 7	диаметр 5.6; 7.9; 9.8
7. Перегонные тоннели, сооружаемые закрытым способом (пикет: 296, 303)					
24	Перегонный тоннель	круглая	-	52.1	диаметр 5.6

Примечание: Для ряда подземных сооружений (подземные сооружения криволинейной формы или расположенные под наклоном) приведена их приблизительная протяженность.

прикладываются вынужденные смещения, полученные на первом этапе расчета. По результатам второго этапа численного моделирования выполняется построение мульды сдвижения земной поверхности от строительства подземных сооружений станционного комплекса “Путиловская”, расположенных в протерозойских глинах, а также выполняется оценка влияния строительства вновь возводимых подземных сооружений на существующие объекты метрополитена.

Инженерно-геологические условия строительства на участке строительства подземных сооружений станционного комплекса “Путиловская” при выполнении численного моделирования разделялись на три слоя. Первый слой включает в себя все четвертичные отложения от поверхности земли до слоя дислоцированных глин переходного слоя, включая и техногенные отложения. Усредненная мощность первого слоя принята равной 30 м. Второй слой включает в себя протерозойские дислоцированные глины. Усредненная мощность второго слоя принята равной 5 м. Третий слой включает в себя аргиллитоподобные глины (протерозойские глины). Усредненная мощность – 65 м.

С учетом принятых условий строительства станционного комплекса метрополитена, при выполнении численного моделирования прогноза деформаций породного контура элементов станционного комплекса размеры локальных численных моделей приняты равными: ширина – 100 м, высота – 100 м, длина – 80 м. Принятые размеры конечно-элементных моделей достаточны, чтобы исключить влияние граничных условий на результаты численного моделирования.

Размеры глобальной численной модели, разработанной для прогноза деформаций земной поверхности, приняты с учетом возможности развития мульды сдвижения земной поверхности от строительства подземных сооружений и равны: ширина – 600 м, длина – 680 м, высота – 100 м. Принятые размеры конечно-элементной модели достаточны, чтобы исключить влияние граничных условий на результаты численного моделирования.

При выполнении численного моделирования приняты классические для задач прогноза геомеханических процессов при строительстве подземных сооружений граничные условия. По верхней границе численной модели не устанавливаются какие-либо ограничения, возможно перемещение узлов в любом направлении. По нижней границе запрещены смещения во всех направлениях. По сторонам модели смещения запрещены в направлении, перпендикулярном рассматриваемой поверхности численной модели.

Более детально остановимся на принятых допущениях при выполнении численного моделирования строительства боковых и среднего станционных тоннелей: при выполнении численного моделирования учитываются технология и последовательность сооружения боковых и среднего станционных тоннелей, а также учитывается момент ввода обделки и колонно-прогонных комплексов в работу. Численное моделирование сооружения тоннелей выполняется в рамках единой модели, которая представляет участок станции длиной 50 м. Численное моделирование выполняется по этапам и учитывало момент ввода обделки в работу; при выполнении численного моделирования строительства боковых станционных тоннелей принято, что его сечение раскрывается на всю высоту. При выполнении численного моделирования строительства среднего станционного тоннеля принято, что его сечение раскрывается за три этапа; установка и ввод обделки в работу для каждого из станционных тоннелей осуществляется на расстоянии 1.8 м от лба забоя. Нагнетание тампонажного раствора осуществляется в первое от лба забоя кольцо (1.05 м от лба забоя), твердение тампонажного раствора до требуемой прочности достигается за 3–5 часов с момента осуществления тампонажа, и за кольцо, которое вступает в работу, принимается второе от лба забоя кольцо; устойчивость лба забоя достигается на всех этапах выполнения строительства станционных тоннелей. Величина смещений лба забоя зависит от принятой схемы его крепления и определяется расчетом на основании механического поведения породного массива, действующих в

породном массиве напряжений и принятой схемы крепления; максимальный перебор сечения выше горизонтальной оси станционного тоннеля составляет 10 см. Таким образом, вертикальные смещения свода тоннеля от уровня лба забоя определяются расчетным образом, но не могут превышать 10 см; после ввода обделки станционного тоннеля в работу на расстоянии 1.8 м от лба забоя тоннеля дальнейшее развитие деформаций породного контура возможно только совместно с обделкой станционного тоннеля; после ввода в работу обделки станционного тоннеля последующие совместные деформации породного контура и тоннельной обделки не приводят к значительным изменениям площади поперечного сечения тоннеля. В то же время изменение формы поперечного сечения (овализация) тоннеля возможно и определяется напряженно-деформированным состоянием породного массива, механическими показателями породного массива и жесткостью обделки тоннеля; величина деформаций породного контура станционного тоннеля определяется как сумма радиальных смещений, вызванных смещением породного контура лба забоя, радиальными смещениями породного контура до момента ввода обделки в работу или максимальной величиной зазора между обделкой и породным контуром, совместными деформациями обделки и породного массива, вызванными сооружением данного станционного тоннеля и длительными деформациями породного массива, а также совместными деформациями породного контура и обделки станционного тоннеля при сооружении смежных станционных тоннелей и проемов между станционными тоннелями; образование вывалов по длине станционного тоннеля не допускается; сборная обделка станционных тоннелей выполнена из бетона класса по прочности В40, толщина которой составляет 300 мм.

Принятые допущения при выполнении численного моделирования строительства промежуточных вестибюлей №1 и №2, переходных коридоров №1 и №2, наклонных ходов №2 и №3: при выполнении численного моделирования учитываются технология и последовательность сооружения тоннелей переходного коридора, а также момент ввода обделки и этапность раскрытия поперечного сечения по высоте. Численное моделирование сооружения тоннелей выполняется в рамках единой модели, которая отражает участок станции длиной 50 м. Численное моделирование выполняется по этапам; опережающее крепление (зонт из труб и крепление лба забоя анкерами) в явном виде не моделируется. В численной модели участок породного массива, в который выполняется установка передового крепления, моделируется элементами с завышенными значениями прочностных свойств. Для инженерно-геологических условий строительства рассматриваемых подземных сооружений данные участки можно рассматривать как зоны, где развитие пластических деформаций в породном массиве, закрепленном передовым креплением, ограничено и практически не сказывается на величинах абсолютных деформаций породного контура. Данные результаты были получены при выполнении многочисленных расчетов аналогичных подземных сооружений; разработка породы и установка временной и постоянной обделки задавались согласно принятой технологии строительства подземного сооружения и конструктивными особенностями крепи. Временные арки задавались балочными элементами, постоянная обделка – элементами оболочки; устойчивость лба забоя достигается на всех этапах выполнения строительства подземных сооружений. Величина смещений лба забоя зависит от принятой схемы его крепления и определяется расчетом на основании механического поведения породного массива, действующих в породном массиве напряжений и принятой схемы крепления; максимальный перебор сечения выше горизонтальной оси станционного тоннеля составляет 10 см. Таким образом, вертикальные смещения свода тоннеля от уровня лба забоя определяются расчетным образом, но не могут превышать 10 см; после ввода обделки подземного сооружения в работу дальнейшее развитие деформаций породного контура возможно только совместно с обделкой станционного тоннеля. Однако замыкание обделки происходит лишь на заключительном этапе строительства подземного

сооружения, в связи с чем развитию деформаций в почве подземного сооружения обделка тоннеля практически не препятствует. Данный аспект был учтен при выполнении численного моделирования; образование вывалов по длине подземного сооружения не допускается; постоянное крепление подземного сооружения выполняется из монолитного бетона класса по прочности В25, толщина задавалась согласно проекту.

Принятые допущения при выполнении численного моделирования строительства узла камер съездов за станцией "Путиловская": при выполнении численного моделирования учитываются технология и последовательность сооружения выработок узла камер съездов. Численное моделирование сооружения тоннелей выполняется в рамках единой модели, которая отражает строительство узла на всей его протяженности. Численное моделирование выполняется по этапам, количество расчетных этапов составило 20; при выполнении численного моделирования строительства тоннелей с диаметрами 5.6 м, 7.9 м и 9.8 м принято, что их сечение раскрывается на всю высоту. Раскрытие камер в составе узла моделировалось в 2 этапа; установка и ввод обделки в работу для каждого из тоннелей осуществляется на расстоянии 1.8 м от лба забоя. Нагнетание тампонажного раствора выполняется в первое от лба забоя кольцо (1.05 м от лба забоя), твердение тампонажного раствора до требуемой прочности достигается за 3–5 часов с момента осуществления тампонажа, и за кольцо, которое вступает в работу, принимается второе от лба забоя кольцо; устойчивость лба забоя тоннелей и камер достигается на всех этапах выполнения строительства. Величина смещений лба забоя зависит от принятой схемы его крепления и определяется расчетом на основании механического поведения породного массива, действующих в породном массиве напряжений и принятой схемы крепления; максимальный перебор сечения выше горизонтальной оси тоннелей составляет 10 см. Таким образом, вертикальные смещения свода тоннеля от уровня лба забоя определяются расчетным образом, но не могут превышать 10 см; после ввода обделки тоннелей в работу на расстоянии 1.8 м от лба забоя дальнейшее развитие деформаций породного контура возможно только совместно с обделкой тоннелей; после ввода в работу обделки тоннеля последующие совместные деформации породного контура и тоннельной обделки не приводят к значительным изменениям площади поперечного сечения тоннеля. В то же время изменение формы поперечного сечения (овализация) тоннеля возможно и определяется напряженно-деформированным состоянием породного массива, механическими показателями породного массива и жесткостью обделки тоннеля; величина деформаций породного контура тоннелей определяется как сумма радиальных смещений, вызванных смещением породного контура лба забоя, радиальными смещениями породного контура до момента ввода обделки в работу или максимальной величиной зазора между обделкой и породным контуром, совместными деформациями обделки и породного массива, вызванными сооружением данного тоннеля и длительными деформациями породного массива, а также совместными деформациями породного контура и обделки тоннеля при сооружении смежных подземных сооружений, входящих в состав узла камеры съездов; раскрытие сечения камер моделировалось за один расчетный этап, а обделка камер вводилась в работу на последующем расчетном шаге. Таким образом, был рассмотрен наиболее неблагоприятный вариант строительства, соответствующий введению в работу обделки камер из монолитного бетона; крепление торцов камер и стыков тоннелей узла моделировалось как монолитно-бетонное с толщиной в 700 мм; образование вывалов по длине станционного тоннеля не допускается; сборная обделка тоннелей выполнена из бетона класса по прочности В40, толщина которой для тоннелей диаметром 5.6 м составляет 150 мм, для тоннелей диаметром 7.9 м – 350 мм, для тоннелей диаметром 9.8 м – 400 мм. Обделка камер – монолитный бетон класса В30, приведенная толщина обделки принята равной 700 мм; последовательность раскрытия выработок узла камер съездов предполагалась следующей (рисунок 7.9): раскрытие тоннеля 1 диаметром 5.6 м; раскрытие тоннеля 2 диаметром 7.9 м; раскрытие тоннеля 3 диаметром 9.8 м;

раскрытие камеры 4; раскрытие тоннелей 5 диаметром 5.6 м; раскрытие камер 6; раскрытие тоннелей 7 диаметром 5.6 м; раскрытие тоннелей 8 диаметром 9.8 м; раскрытие тоннелей 9 диаметром 7.9 м; раскрытие тоннелей 10 диаметром 5.6 м.

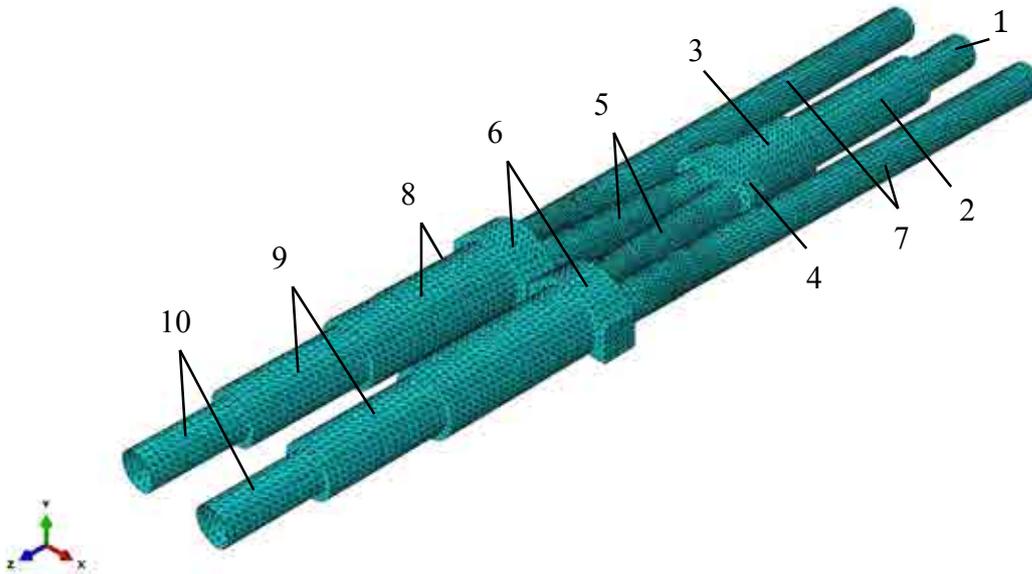


Рисунок 7.9 – Общий вид конечно-элементной модели узла камер съездов за станцией метрополитена “Путиловская”

При выполнении численного моделирования строительства перегонных тоннелей принимались следующие предпосылки: установка и ввод обделки в работу осуществляется на расстоянии 5.8 м от лба забоя тоннеля; исполнительный орган щитового комплекса не допускает развития пластических деформаций и потери устойчивости лба забоя тоннеля, но не препятствует развитию линейных деформаций, вызванных разгрузкой породного массива; перебор сечения за счет превышения исполнительным органом оболочки щита составляет 1 см (диаметр исполнительного органа превышает размер оболочки щитового комплекса на 2 см); радиальные деформации за пределом перебора сечения тоннеля по длине оболочки щита принимаются равными 0, то есть оболочка щита принимается абсолютно жесткой, а форма и размеры поперечного сечения оболочки не изменяются по всей ее длине; после ввода обделки в работу на расстоянии 5.8 м от лба забоя тоннеля дальнейшее развитие деформаций породного контура возможно только совместно с обделкой перегонного тоннеля. Зазор между породным контуром и обделкой исключен, так как выполняется обжатие обделки, что практически исключает наличие пустот за обделкой; после ввода в работу обделки тоннеля последующие совместные деформации породного контура и тоннельной обделки не приводят к значительным изменениям площади поперечного сечения тоннеля. В то же время изменение формы поперечного сечения (овализация) тоннеля возможно и определяется напряженно-деформированным состоянием породного массива, механическими показателями породного массива и жесткостью обделки тоннеля; величина деформаций породного контура определяется как сумма радиальных смещений, вызванных смещением породного контура лба забоя, перебором сечения тоннеля и совместными деформациями обделки и породного массива, а также деформациями от проведения смежного тоннеля; образование вывалов по длине тоннеля не допускается; сборная обделка перегонного тоннеля выполнена из бетона класса по прочности В40, толщина которой составляет 150 мм; дальнейшие деформации породного массива в окрестности перегонных тоннелей может происходить за счет изменения формы обделки и в значительно меньшей степени за счет изменения объема обделки.

Конечно-элементная глобальная модель породного массива (рисунок 7.10) и геометрическое представление подземных сооружений, входящих в станционный комплекс “Путиловская” (рисунок 7.11) и расположенных в протерозойских глинах, приведена на рисунках ниже.

Численное моделирование, направленное на прогноз деформаций земной поверхности, выполнялось в следующей последовательности: разработка численной модели системы “породный массив – подземные сооружения”, которая бы включала как уже построенные подземные сооружения, так и вновь сооружаемые; формирование начального напряженного состояния породного массива; численное моделирование строительства подземных сооружений, относящихся к станции метрополитена “Кировский завод”. Моделирование выполняется укрупненно, с целью воссоздания истории нагружения породного массива. После завершения данного этапа моделирования абсолютные деформации породного массива обнуляются, что позволяет не учитывать их при рассмотрении строительства подземных сооружений станционного комплекса “Путиловская”; численное моделирование строительства подземных сооружений станционного комплекса “Путиловская”, расположенных в протерозойских глинах. Строительство подземных сооружений на данном этапе моделируется заданием вынужденных смещений по границам их породного контура, полученных по результатам первого этапа работ.

Выделяются следующие основные стадии строительства, которые были рассмотрены при выполнении численного моделирования: стадия I – сооружение околоствольных и подходных выработок; стадия II – сооружение тягово-понижительной подстанции и прилегающих перегонных тоннелей; стадия III – сооружение левого станционного тоннеля; стадия IV – сооружение правого станционного тоннеля; стадия V – сооружение пересадочного узла; стадия VI – сооружение центрального станционного тоннеля; стадия VII – сооружение камеры съездов и прилегающих перегонных тоннелей. В тех случаях, когда по результатам первого этапа работ смещения породного контура по длине конкретного подземного сооружения изменяются, выполняется их усреднение таким образом, чтобы сумма смещений по длине подземного сооружения, вычисленных на первом этапе работы, и усредненных значений были бы равны друг другу. Данное допущение является правомерным, так как подземные сооружения станционного комплекса “Путиловская” расположены на значительной глубине от земной поверхности и в процессе распространения деформаций от породного контура подземного сооружения до земной поверхности все равно происходит их усреднение. Также необходимо отметить,



Рисунок 7.10 – Конечно-элементная модель прогноза деформаций земной поверхности при строительстве подземных сооружений станционного комплекса “Путиловская”, расположенных в протерозойских глинах

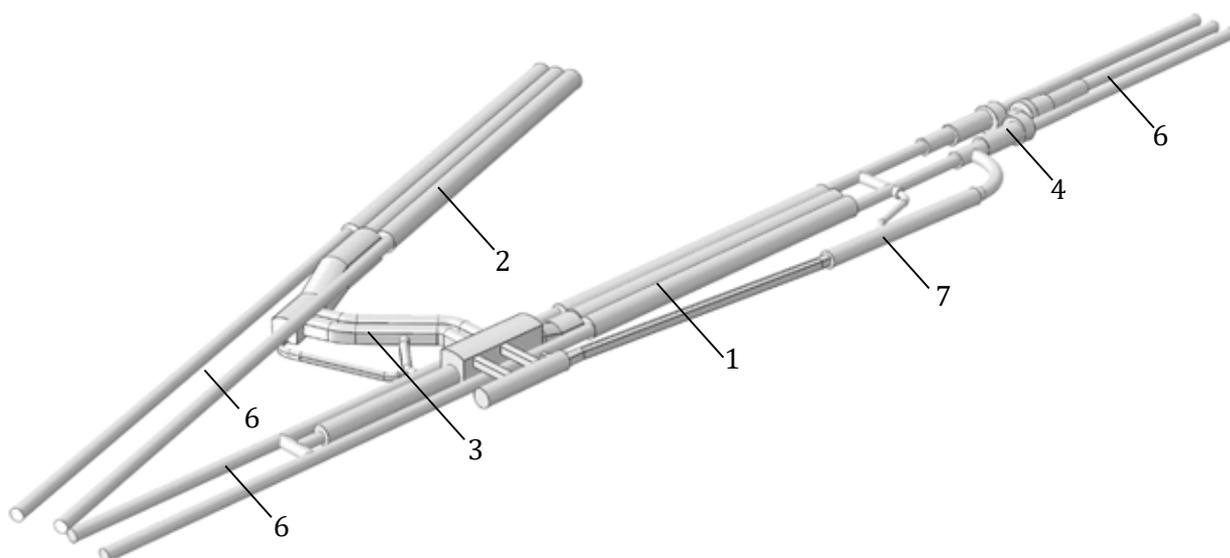


Рисунок 7.11 – Геометрическое представление сети подземных сооружений станционного комплекса “Путиловская”, расположенных в протерозойских глинах: 1 – станция метрополитена “Путиловская”; 2 – станция метрополитена “Кировский завод”; 3 – пересадочный узел; 4 – камера съездов; 5 – тягово-понижительная подстанция; 6 – перегонные тоннели; 7 – подходные выработки

что по длине рассматриваемых подземных сооружений значительного изменения смещений породного контура не происходит.

В отличие от продольных смещений, которые усредняются по длине подземного сооружения, радиальные смещения породного контура подземного сооружения в поперечном направлении значительно изменяются по его периметру и должны быть учтены при задании граничных условий.

Для подземных сооружений форма поперечного сечения – окружность или близка к окружности, распределение радиальных смещений по контуру подземного сооружения устанавливалось в соответствии со следующей функцией, параметры которой предварительно определялись для контура каждого подземного сооружения:

$$u(\theta) = -u_0(1 - \rho \cos(2\theta) + \eta \sin(\theta)), \quad (7.1)$$

где  $u_0$  – усредненная величина радиальных смещений на контуре тоннеля;  $\rho$  и  $\eta$  – константы, определяющие соответственно изменение формы тоннеля и вертикальное равномерное перемещение контура тоннеля.

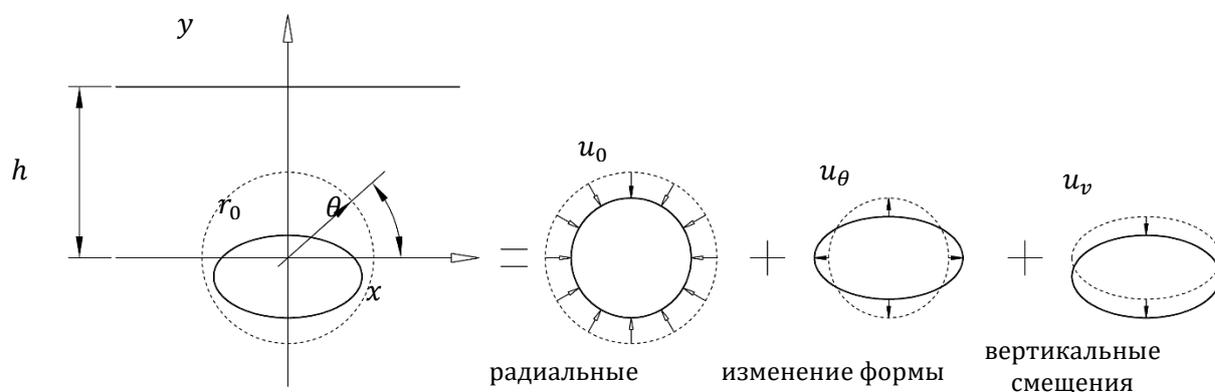


Рисунок 7.12 – Деформации контура тоннеля

В случае, если подземное сооружение имеет форму, отличную от окружности, величины радиальных смещений переносились с локальных моделей в глобальную через значения в соответствующих узловых точках.

**Результаты численного моделирования прогноза смещений контура породных обнажений и деформаций земной поверхности.** В разделе представлены результаты численного моделирования строительства подземных сооружений станционного комплекса “Путиловская”. Деформации породного контура в своде подземных сооружений станционного комплекса “Путиловская”, расположенных в слое протерозойских глин, сведены в таблицу (таблица 7.6).

В качестве примера ниже представлены результаты прогноза деформаций породного контура при строительстве станционных тоннелей станции метрополитена “Путиловская” (рисунок 7.13). Развитие контура всех трех станционных тоннелей наблюдается по мере их строительства. На развитие деформаций оказывает влияние и строительство соседних к ним станционных тоннелей. При этом максимальные смещения зафиксированы именно в своде среднего станционного тоннеля, поэтому в этом тоннеле обделка вводится в работу позже, чем в левом и правом станционных тоннелях.

Деформации породного контура после сооружения станционных тоннелей сведены в таблицу (таблица 7.7). Величина смещений породного контура в левом станционном тоннеле в своде достигает 72 мм, при этом 48 мм из них связаны непосредственно с его

Таблица 7.6 – Абсолютные величины деформаций породного контура подземных сооружений станционного комплекса “Путиловская”, расположенных в протерозойских глинах

№ позиции	Наименование подземного сооружения	Максимальные абсолютные смещения (мм), достигнутые по завершении строительства в своде подземных сооружений
1. Подземные сооружения станции метрополитена “Путиловская”		
1	Тягово-понижительная подстанция – 6.2 (3)	70
2	Вентиляционный ходок (5)	53
3	Ходок с тягово-понижительной подстанцией, совмещенный с эвакуационной сбойкой (6)	42
4	Левый (I) боковой станционный тоннель (33)	72
5	Правый (II) боковой станционный тоннель (32)	76
6	Средний станционный тоннель (34)	95
7	Натяжная камера (38)	118
2. Подземные сооружения пересадочного узла станционного комплекса “Путиловская”		
8	Переходной коридор №1 (8)	95
9	Переходной коридор №2 (9)	95
10	Промежуточный вестибюль №1 (11)	118
11	Промежуточный вестибюль №2 (12)	122
12	Наклонный ход №2 (13)	96
13	Наклонный ход №3 (14)	113
14	Вентиляционный тоннель переходных коридоров (16)	42
15	Линейный пункт (17)	91
16	Людской ходок №1 (18)	61
17	Людской ходок №2 (19)	61
3. Вспомогательные и подходные выработки		
18	Подходной тоннель №1 (15)	44
19	НВУ шахты 844 (20)	79
20	Руддвор шахты 844 (23)	79
4. Камера съездов и перегонные тоннели		
21	Выработки камеры съездов	64–98
22	Перегонные тоннели	35

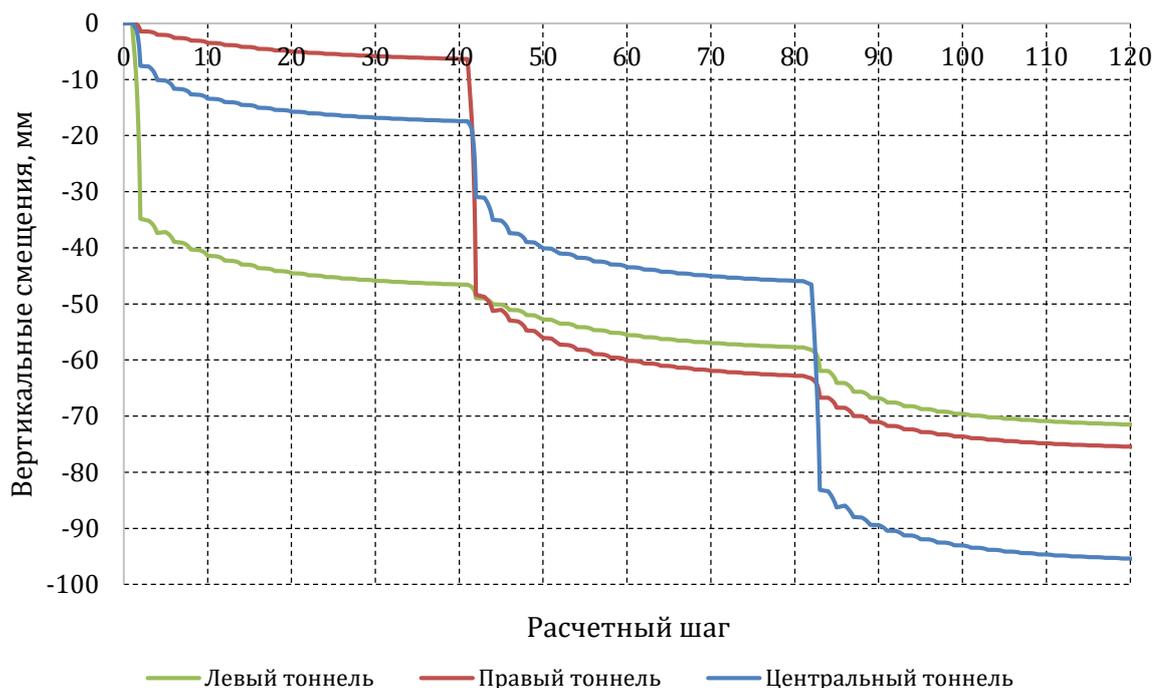


Рисунок 7.13 – Развитие вертикальных деформаций породного контура станционных тоннелей станции метрополитена “Путиловская” по мере их строительства

строительством. В правом станционном тоннеле величина радиальных смещений в своде составляет 76 мм, в среднем станционном тоннеле достигает величины 95 мм. Качественная картина развития деформаций породного контура станционных тоннелей на различных стадиях их строительства представлена в виде эпюр деформаций породного контура (рисунок 7.14).

Таблица 7.7 – Деформации породного контура станционных тоннелей

Наименование подземного сооружения	Положение замерной точки	Величины деформаций (мм) породного контура после сооружения		
		Левого станционного тоннеля	Правого станционного тоннеля	Среднего станционного тоннеля
Левый станционный тоннель	Свод	48	60	72
	Бок тоннеля	12	10	6
Правый станционный тоннель	Свод	–	49	76
	Бок тоннеля	–	16	8
Средний станционный тоннель	Свод	–	–	95

По результатам численного моделирования, выполненного на втором этапе, были получены картины деформирования породного массива, а также деформации поверхности земли, вызванные строительством подземных сооружений комплекса метрополитена “Путиловский”. На рисунках представлены контуры вертикальных деформаций земной поверхности, соответствующие укрупненным стадиям строительства станционного комплекса “Путиловская” (рисунок 7.16 – рисунок 7.19). Эпюры вертикальных деформаций (рисунок 7.20 – рисунок 7.22) представлены по расчетным поперечным сечениям (рисунок 7.15). За расчетные поперечные сечения приняты участки, соответствующие середине пересадочного узла (сечение I–I, ПК 298+36.00), середине наклонного хода №2 (сечение II–II, ПК 298+50.00) и середине станции метрополитена (сечение III–III, ПК 299+50.00).

Максимальные величины вертикальных деформаций земной поверхности по завершению строительства всех подземных сооружений станционного комплекса “Путиловская”, расположенных в протерозойских глинах, составляют: над станцией

метрополитена “Путиловская” – 39 мм; над участком пересадочного узла, примыкающего к станции метрополитена “Путиловская”, – 56 мм; над участком пересадочного узла, примыкающего к станции метрополитена “Кировский завод”, – 54 мм; над пересадочными тоннелями – 42 мм; над камерой съездов – 24 мм; над тягово-понижительной подстанцией – 26 мм; над перегонными тоннелями, примыкающими к камере съезда, – 12 мм; над перегонными тоннелями, примыкающими к тягово-понижительной подстанции, – 9 мм.

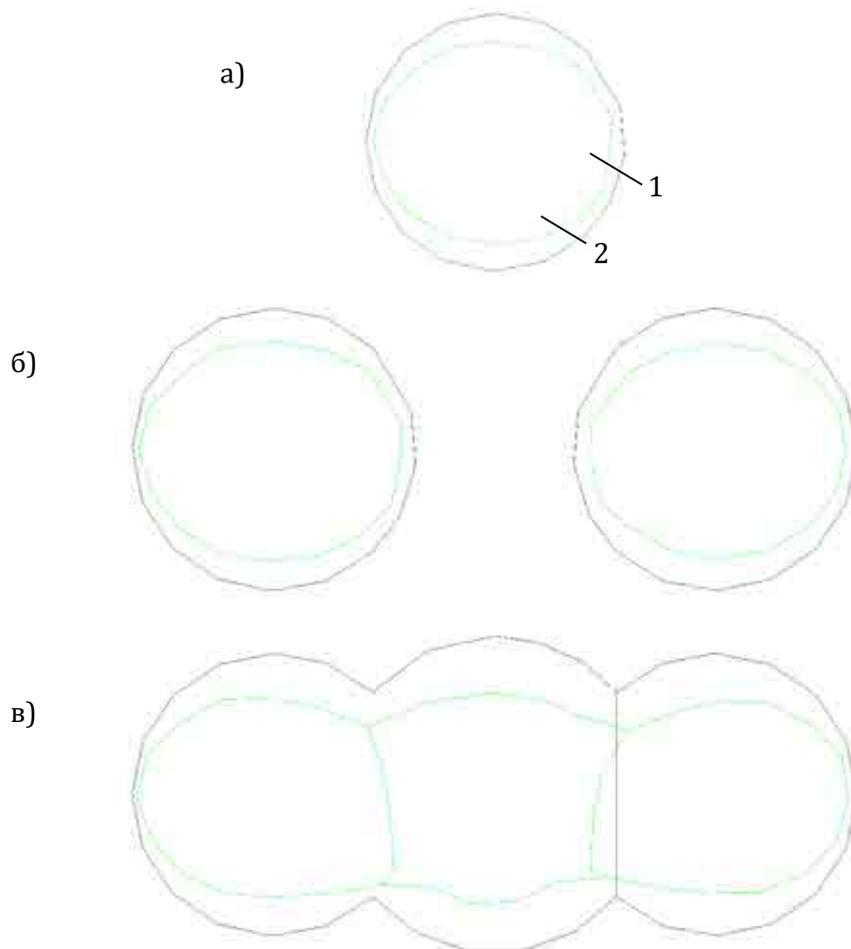


Рисунок 7.14 – Картина деформаций породного контура на различных этапах сооружения станции “Путиловская” (деформации породного контура увеличены в 25 раз): а – после сооружения левого станционного тоннеля; б – после сооружения правого станционного тоннеля; в – после сооружения среднего станционного тоннеля; 1 – начальное положение контура станционных тоннелей; 2 – положение контура станционных тоннелей после деформаций породного массива на соответствующем этапе строительства

### 7.3.2 Станция метрополитена “Театральная”

**Общие сведения о конструкции станции метрополитена “Театральная”.** Станция “Театральная” включает в себя три станционных тоннеля: два боковых и один средний. Перемещение между станционными тоннелями осуществляется через проемы. Ширина станции составила 31 м.

Ширина пилонов (расстояние между соседними проемами по длине станции) принята 11.4 м (15 колец) и определяется необходимым количеством проходов между средним и боковым тоннелями, а также инженерно-геологическими условиями строительства. Ширина проемов установлена равной 3.04 м. Породный целик между смежными тоннелями на 1 м со стороны проемов заменен железобетоном.

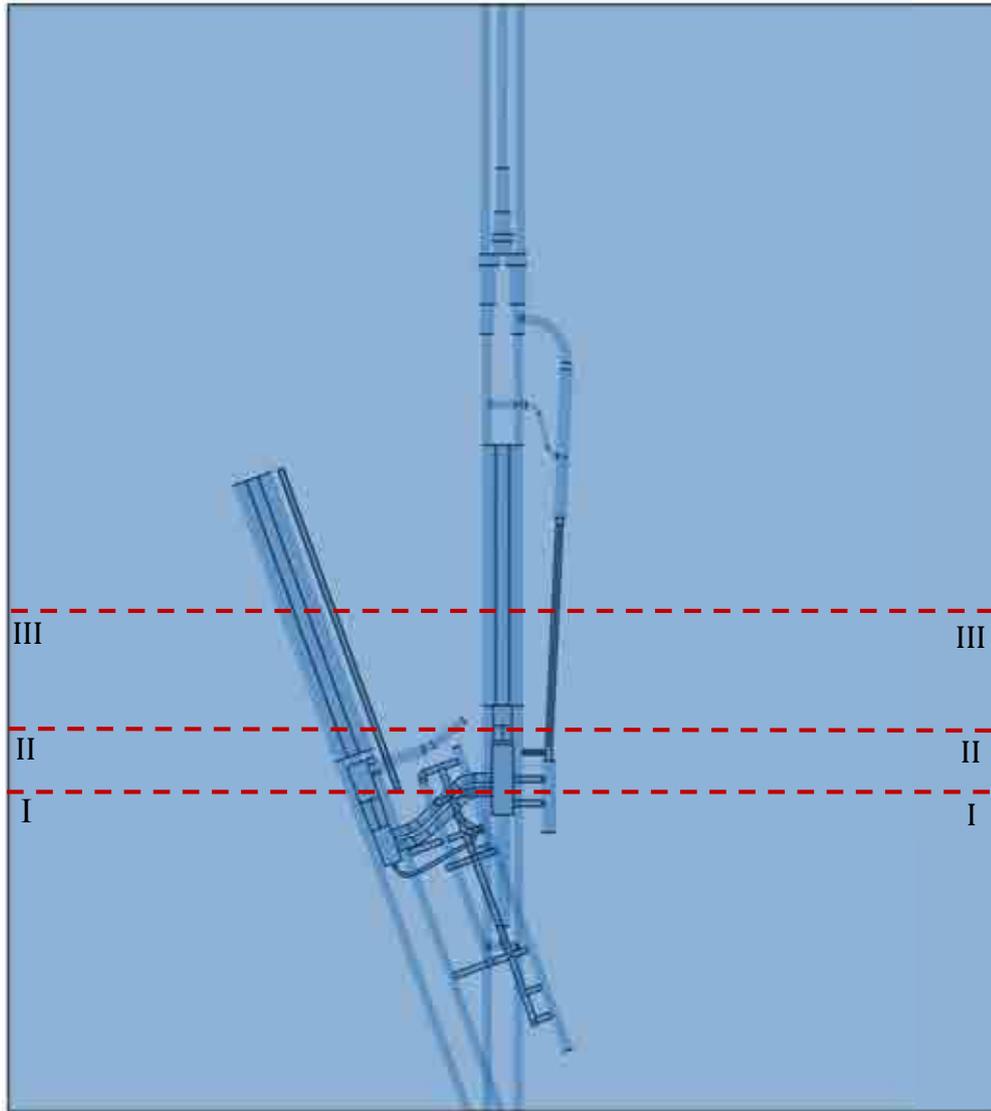


Рисунок 7.15 – Расположение расчетных поперечных сечений: I–I, II–II, III–III – расчетные поперечные сечения

Обделка станции собрана из железобетонных ребристых блоков. Продольные ригели установлены и забетонированы на месте в замкнутых тоннельных обделках. Для этого в надпроемных и надпилонных блоках с внутренней стороны предусмотрены срезы в бортах, обеспечивающих опирание ригелей непосредственно на торцовую часть блоков, которые окаймляют проемы.

Станция расположена в плотных протерозойских глинах. Глубина заложения станции от поверхности земли до свода среднего станционного тоннеля 46.9 м. Расстояние от верхнего свода станционного тоннеля до контакта протерозойских глин с дислоцированными плотными глинами составляет 12.6 м. Мощность дислоцированных глин принята равной 7.2 м. Мощность четвертичных отложений 27.1 м. Мощность слоев по длине и ширине станции не изменялась.

Последовательность сооружения станционных тоннелей следующая. На первом этапе способом пилот-тоннеля ведут проходку левого бокового станционного тоннеля. Затем проходят средний станционный тоннель с раскрытием сечения на полную высоту. В завершение сооружается правый станционный тоннель с раскрытием сечения на полную высоту. Центральный и правый станционные тоннели сооружаются с применением передового крепления лба забоя. При проходке проемного участка станции во всех трех

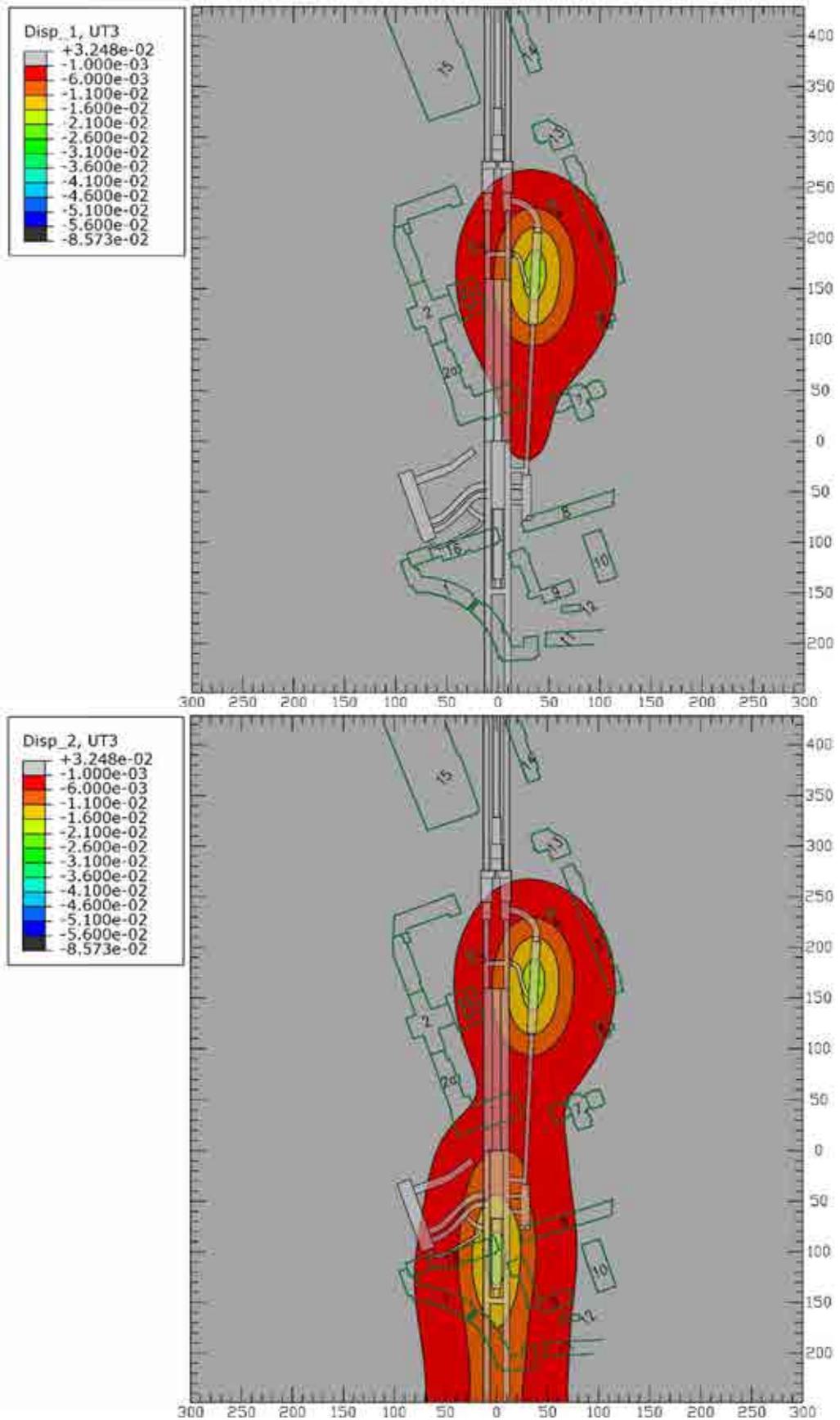


Рисунок 7.16 – Вертикальные деформации земной поверхности (м) после завершения строительства тягово-понижительной подстанции и примыкающих к ней перегонных тоннелей станционного комплекса “Путиловская” (стадии I и II)

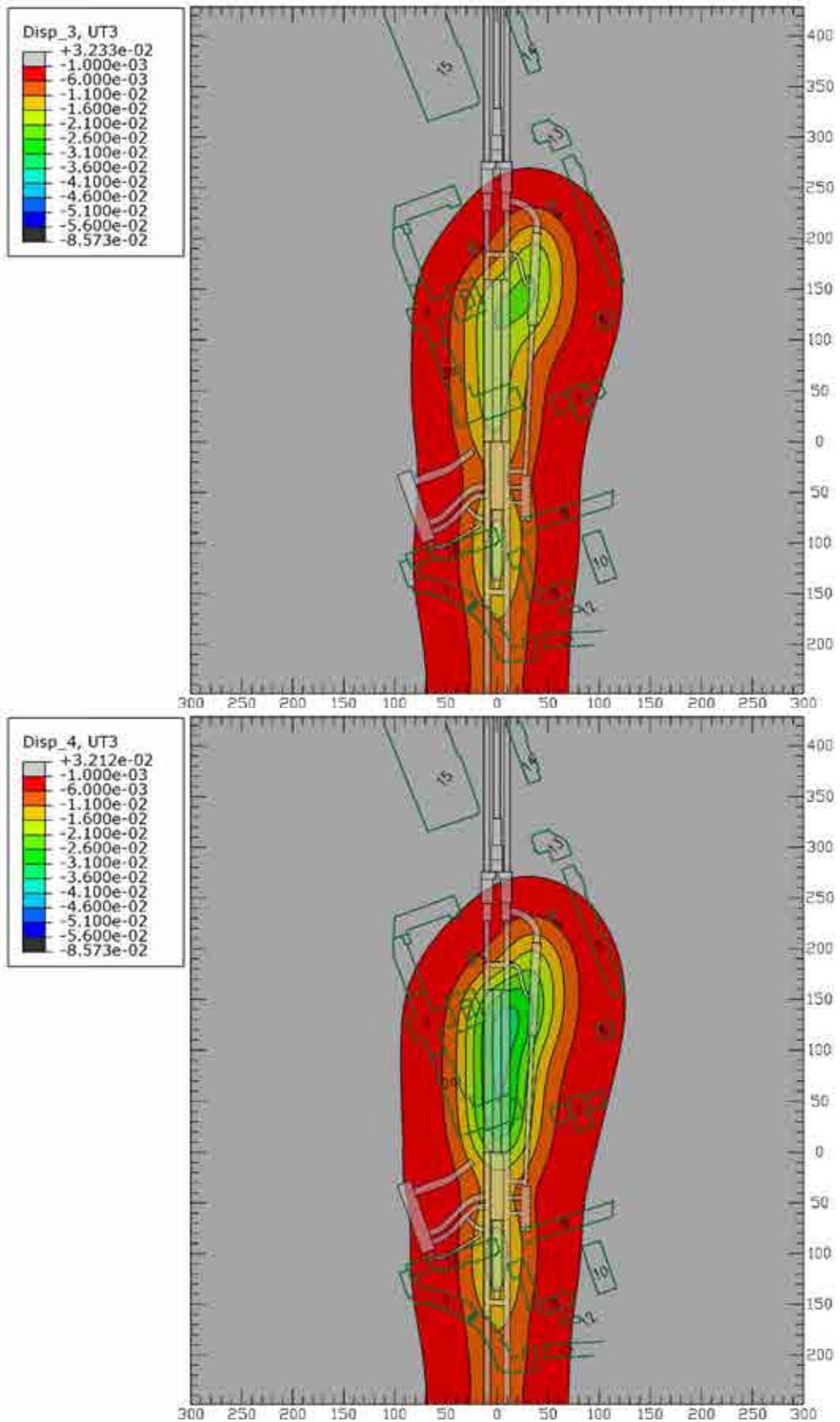


Рисунок 7.17 – Вертикальные деформации земной поверхности (м) после завершения строительства правого станционного тоннеля станционного комплекса “Путиловская” (стадии III и IV)

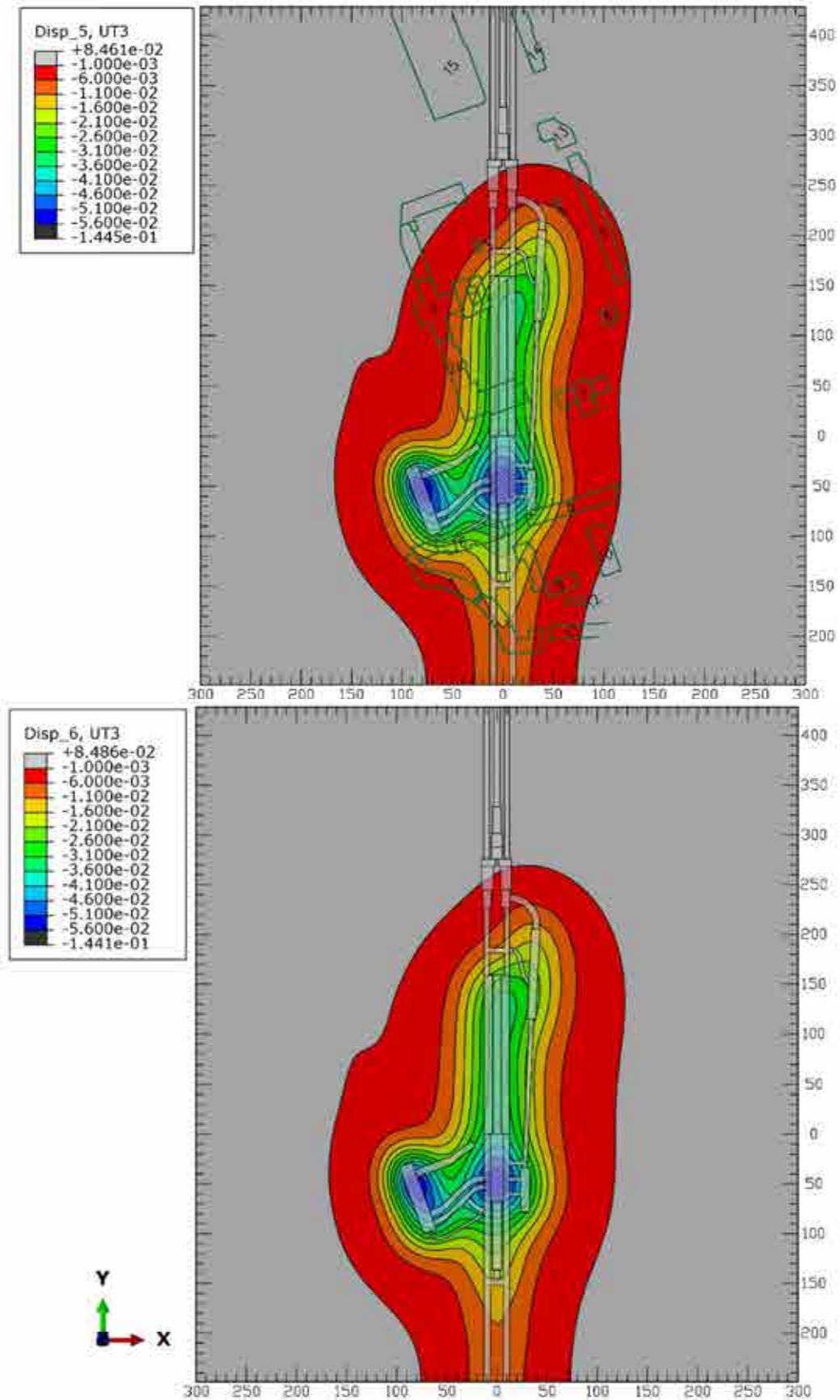


Рисунок 7.18 – Вертикальные деформации земной поверхности (м) после завершения строительства среднего станционного тоннеля станционного комплекса “Путиловская” (стадии V и VI)

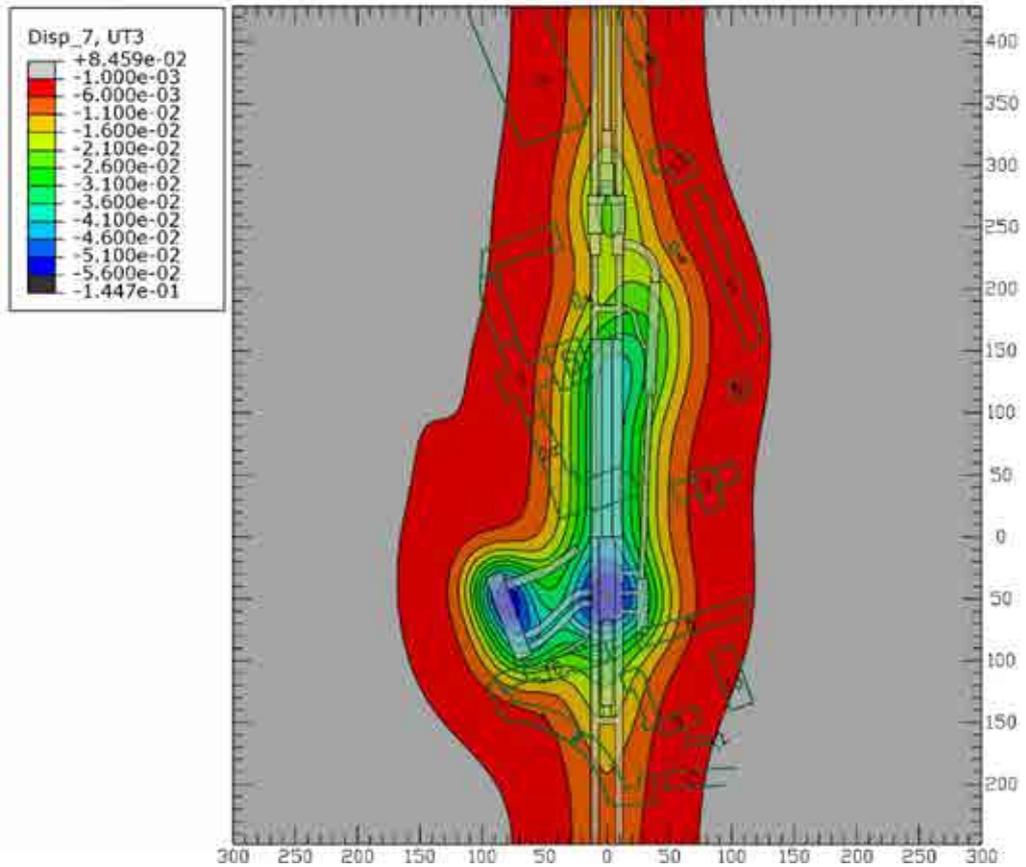


Рисунок 7.19 – Вертикальные деформации земной поверхности (м) после завершения строительства всех подземных сооружений станционного комплекса “Путиловская”, расположенных в протерозойских глинах (стадия VII)

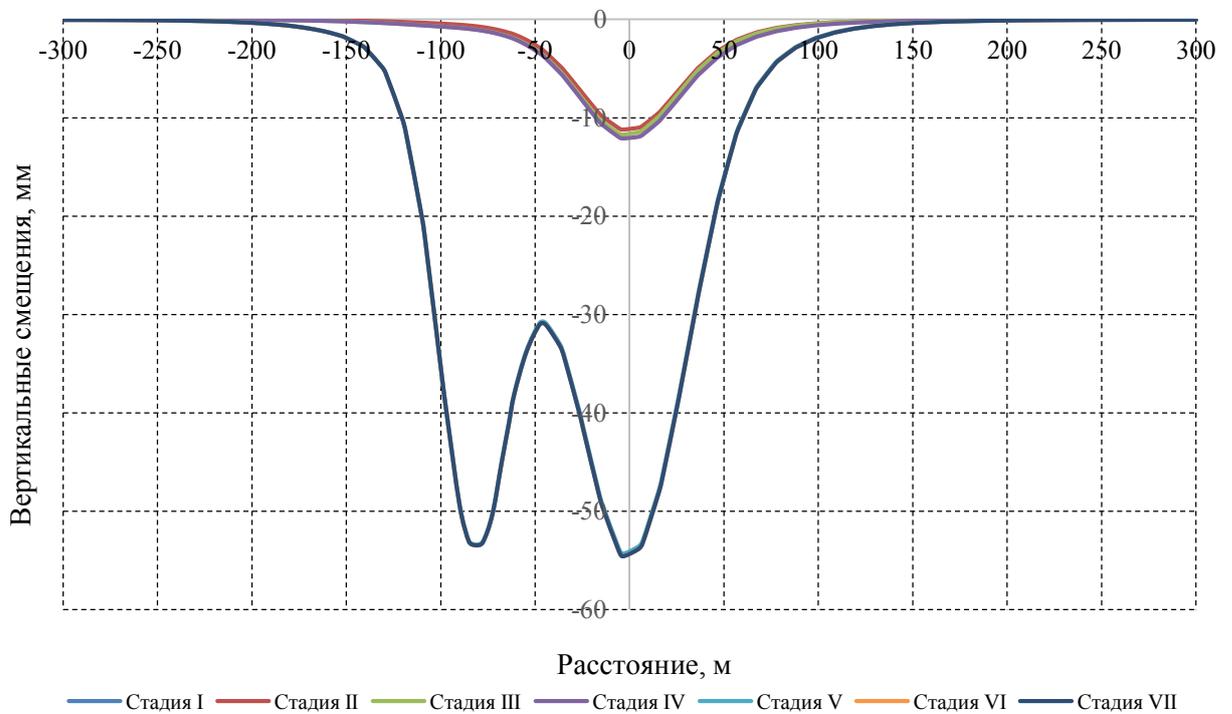


Рисунок 7.20 – Вертикальные деформации земной поверхности на различных стадиях сооружения станционного комплекса “Путиловская” (сечение I–I)

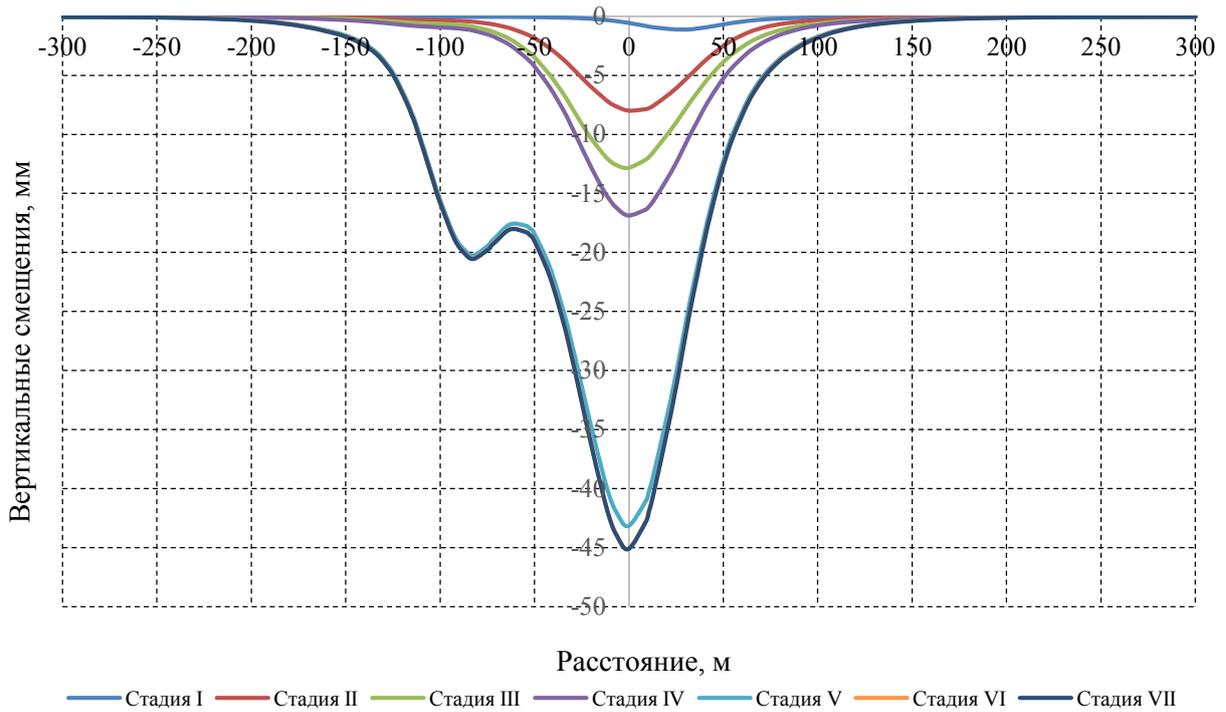


Рисунок 7.21 – Вертикальные деформации земной поверхности на различных стадиях сооружения станционного комплекса “Путиловская” (сечение II–II)

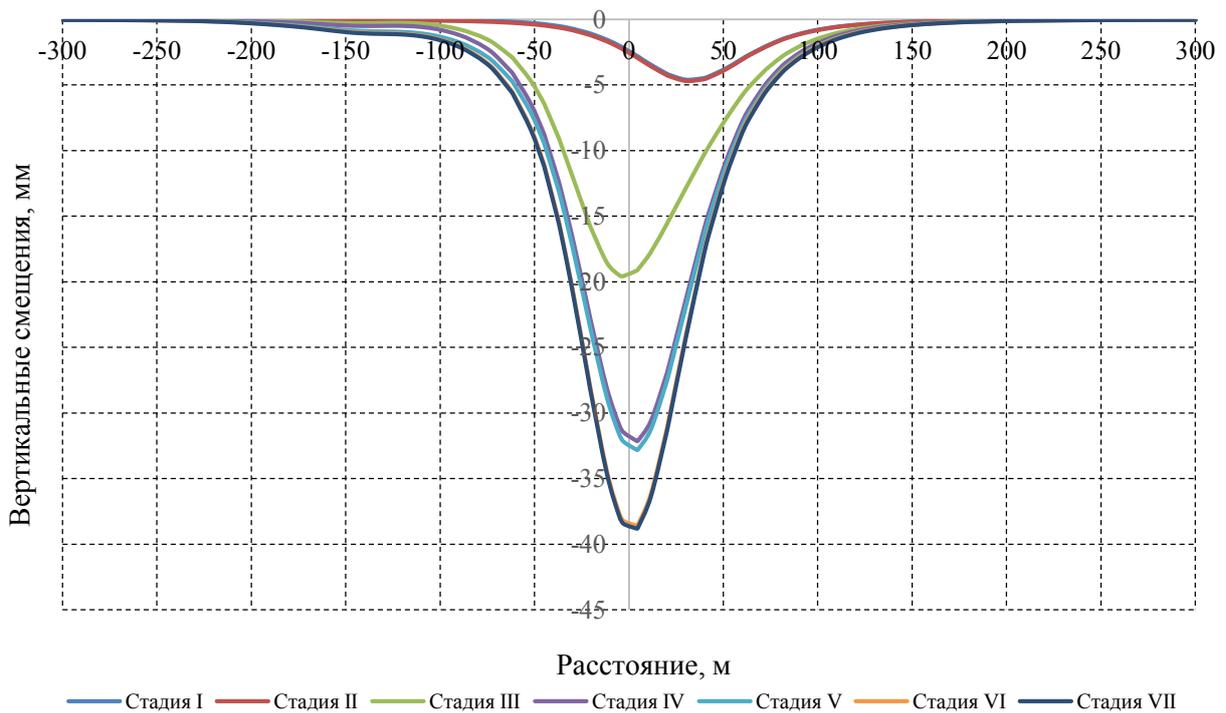


Рисунок 7.22 – Вертикальные деформации земной поверхности на различных стадиях сооружения станционного комплекса “Путиловская” (сечение III–III)

Результирующая мульда оседания земной поверхности представлена на рисунке (рисунок 7.23). Ширина мульды оседания изменяется от 240 м до 350 м по длине станции метрополитена “Путиловская”.

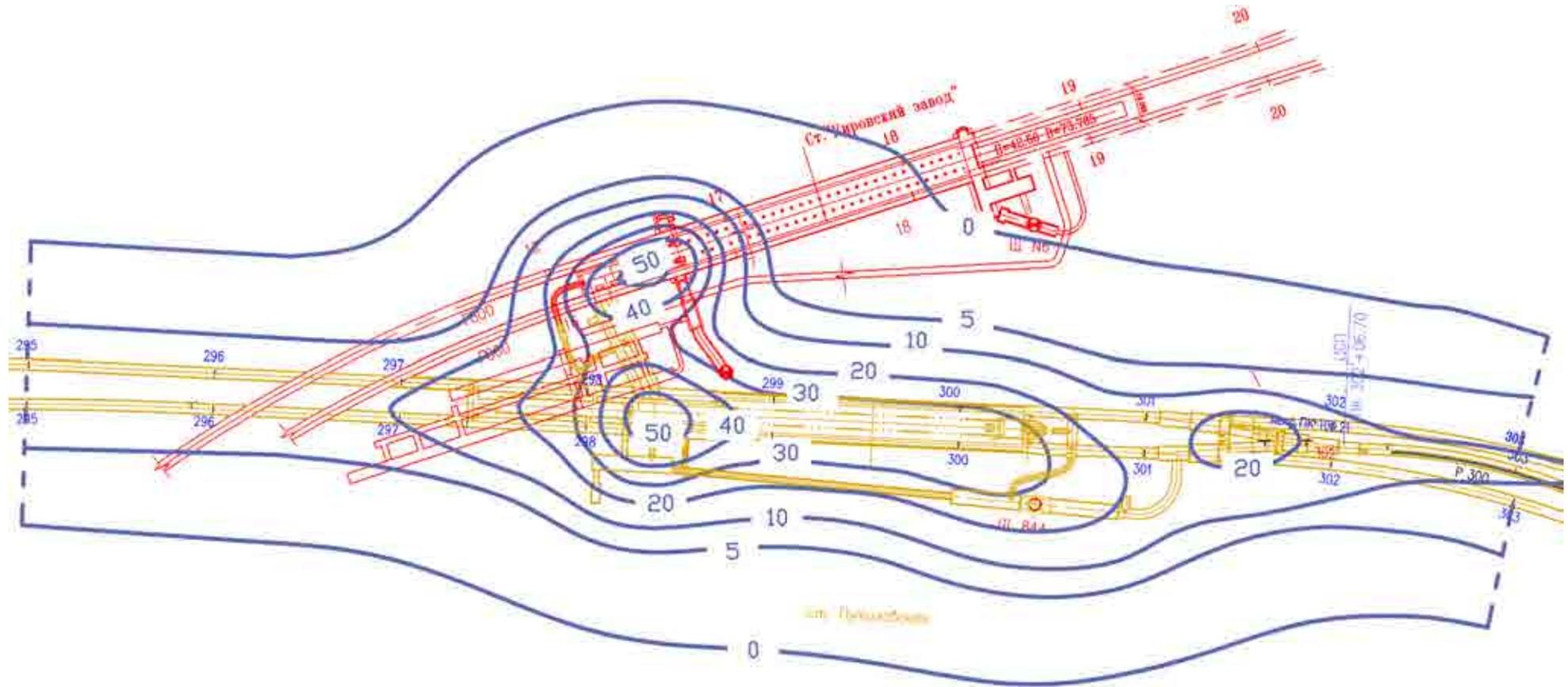


Рисунок 7.23 – Мульда оседания земной поверхности над станционным комплексом “Путиловская” по результатам численного моделирования по завершению строительства подземных сооружений, расположенных в протерозойских глинах

тоннелях чередуют кольца, замкнутые тубингами временного заполнения с кольцами, замкнутыми железобетонными блоками (одно-два кольца), образующими пилоны станции.

Сооружение пилонов и проходов осуществляют после того, как в предварительно пройденных станционных тоннелях будут выполнены работы по усилению проемных участков. После набора железобетонными участками прочности, горным способом сооружают сначала верхнюю, а затем нижнюю часть проема.

**Численное моделирование прогноза деформаций земной поверхности при строительстве станции метрополитена “Театральная”.** Анализ инженерно-геологических условий строительства станции метрополитена “Театральная” позволил разделить все геологические формации, расположенные выше уровня станционного комплекса, на три слоя. Первый слой включает в себя все четвертичные отложения от поверхности земли до слоя дислоцированных глин переходного слоя, включая и техногенные отложения. Механические показатели породы первой группы близки по своим значениям и значительно меньше деформационных и прочностных свойств протерозойских глин, что позволяет рассматривать их при выполнении численного моделирования в виде одного слоя с усредненными механическими показателями. Данный слой породы рассматривается как упруго-идеально-пластическая среда, прочность которой определяется в соответствии с критерием прочности Кулона – Мора. Усредненная мощность первого слоя принята равной 27.1 м. Второй слой включает в себя протерозойские дислоцированные глины. Для их описания принята упругая изотропная среда. Расчетные значения деформационных свойств пород второго слоя учитывают возможность развития реологических процессов. Усредненная мощность второго слоя принята равной 7.2 м. Третий слой включает в себя аргиллитоподобные глины (протерозойские глины). Для их описания принята упругая изотропная линейно-деформируемая модель среды. Расчетные показатели деформационных свойств протерозойских глин учитывают их реологические свойства.

Согласно принятой технологии сооружения станционных тоннелей, проходка центрального и правого станционных тоннелей выполняется на все сечение, при этом лоб забоя крепится передовым анкерным креплением. На участке проходки левого станционного тоннеля первоначально осуществляется сооружение пилот-тоннеля, а в дальнейшем выполняется раскрытие сечения тоннеля до полного сечения. Обделка станционных тоннелей устанавливается как можно ближе к лбу забоя тоннелей, а пространство между лбом забоя и обделкой станционного тоннеля закрепляется слоем набрызгбетона толщиной 50 мм (при выполнении моделирования наличие набрызгбетонного слоя не учитывалось и принималось, что такое решение благоприятно скажется на снижении деформаций породного контура и можно такое решение принять в запас).

Определение деформаций контура станционных тоннелей выполнялось с учетом следующих предпосылок: установка и ввод обделки в работу осуществляется на расстоянии 1.8 м от лба забоя станционного тоннеля; нагнетание тампонажного раствора осуществляется в первое от лба забоя кольцо (1.05 м от лба забоя), твердение тампонажного раствора до требуемой прочности достигается за 3–5 часов с момента осуществления тампонажа, и за кольцо, которое вступает в работу, принимается второе от лба забоя кольцо; устойчивость лба забоя достигается на всех этапах выполнения строительства станционных тоннелей. Величина смещений лба забоя зависит от принятой схемы его крепления и определяется расчетом на основании механического поведения породного массива, действующих в породном массиве напряжений и принятой схемы крепления. Дополнительно определяется величина смещений в своде станционного тоннеля на уровне лба забоя, на

расстоянии 1.8 м от лба забоя тоннеля; максимальный перебор сечения выше горизонтальной оси станционного тоннеля составляет 10 см. Таким образом, вертикальные смещения свода тоннеля определяются расчетным образом, но не могут превышать 10 см; после ввода обделки станционного тоннеля в работу на расстоянии 1.8 м от лба забоя тоннеля дальнейшее развитие деформаций породного контура возможно только совместно с обделкой станционного тоннеля; после ввода в работу обделки станционного тоннеля последующие совместные деформации породного контура и тоннельной обделки не приводят к значительным изменениям площади поперечного сечения тоннеля. В то же время изменение формы поперечного сечения (овализация) тоннеля возможно и определяется напряженно-деформированным состоянием породного массива, механическими показателями породного массива и жесткостью обделки тоннеля; величина деформаций породного контура станционного тоннеля определяется как сумма радиальных смещений, вызванных смещением породного контура лба забоя, радиальными смещениями породного контура до момента ввода обделки в работу или максимальной величиной зазора между обделкой и породным контуром, совместными деформациями обделки и породного массива, вызванными сооружением данного станционного тоннеля и длительными деформациями породного массива, а также совместными деформациями породного контура и обделки станционного тоннеля при сооружении смежных станционных тоннелей и проемов между станционными тоннелями; при выполненных численного моделирования на момент раскрытия проемов между пилонами крепление проемов отсутствует и вводится в численную модель только по завершении его сооружения. Данное допущение принято исходя из сложности достоверно отразить те процессы, которые могут происходить в породном массиве на данном этапе работ при выполнении численного моделирования. Такой способ численного моделирования сооружения проемов является консервативным, а дополнительные деформации, полученные на данном этапе, идут в запас; образование вывалов по длине станционного тоннеля не допускается; сборная обделка станционных тоннелей выполнена из бетона класса по прочности В40, толщина которой составляет 400 мм.

Радиальные смещения породного контура, вызванные деформацией обделки станционных тоннелей, определялись на основании численного моделирования в пространственной постановке.

После сооружения центрального станционного тоннеля величина совместных деформаций обделки центрального станционного тоннеля и породного массива после ввода обделки в работу составляет 11 мм в своде тоннеля, 4.5 мм в боках тоннеля. Радиальные смещения в своде тоннеля направлены в сторону центра тоннеля. Радиальные смещения в боках тоннеля направлены от центра тоннеля в сторону породного массива. После сооружения левого станционного тоннеля величина радиальных смещений в своде обделки увеличивается на 16 мм, в боках радиальные смещения увеличились на 7 мм со стороны левого станционного тоннеля и на 5 мм со стороны правого станционного тоннеля. Радиальные смещения в своде обделки направлены к центру тоннеля, в боках выработки направлены от центра тоннеля. После сооружения правого станционного тоннеля дополнительные радиальные смещения в своде тоннеля составили 28 мм. В боках тоннеля со стороны левого бокового станционного тоннеля дополнительные радиальные смещения составили 12 мм и направлены в сторону левого станционного тоннеля. В боках тоннеля со стороны правого станционного тоннеля дополнительные радиальные смещения составили 15 мм. После сооружения проемов между станционными тоннелями величина радиальных смещений обделки тоннеля в своде увеличилась на 18 мм.

После сооружения левого бокового станционного тоннеля величина совместных деформаций обделки центрального станционного тоннеля и породного массива после ввода обделки в работу составляет 14 мм в своде тоннеля, 4.5 мм в боках тоннеля. Радиальные смещения в своде тоннеля направлены в сторону центра тоннеля. Радиальные смещения в боках тоннеля направлены от центра тоннеля в сторону породного массива. После сооружения правого бокового станционного тоннеля радиальные смещения обделки в своде увеличились на 19 мм. В боках левого станционного тоннеля со стороны породного массива радиальные смещения увеличились на 8 мм и направлены в сторону породного массива. В боках левого станционного тоннеля со стороны центрального станционного тоннеля радиальные смещения увеличились на 12 мм и направлены в сторону левого станционного тоннеля. После сооружения проемов между станционными тоннелями величина радиальных смещений обделки тоннеля в своде увеличилась на 18 мм.

После сооружения правого бокового станционного тоннеля величина совместных деформаций обделки центрального станционного тоннеля и породного массива после ввода обделки в работу составляет 17 мм в своде тоннеля, 6.5 мм в боках тоннеля. Радиальные смещения в своде тоннеля направлены в сторону центра тоннеля. Радиальные смещения в боках тоннеля направлены от центра тоннеля в сторону породного массива. После сооружения проемов между станционными тоннелями величина радиальных смещений обделки тоннеля в своде увеличилась на 15 мм. После сооружения проемов между станционными тоннелями усредненная величина радиальных смещений увеличилась на 18 мм.

Полные деформации контура станционного тоннеля метрополитена определяются как сумма смещений в радиальном направлении до момента ввода обделки в работу и дополнительных радиальных смещений породного контура после ввода обделки в работу. Радиальные смещения в своде центрального станционного тоннеля составляют 124 мм, в своде левого станционного тоннеля – 108 мм, в своде правого станционного тоннеля – 92 мм.

С учетом рассматриваемых масштабов численной модели детальное численное моделирование последовательности строительства отдельных элементов станционного комплекса не проводилось. В численной модели выделены следующие этапы строительства станционного комплекса: формирование начального напряженного состояния породного массива; проходка среднего станционного тоннеля на всю длину; возведение обделки среднего станционного тоннеля на всю длину; сооружение левого бокового тоннеля на всю длину; возведение обделки левого бокового тоннеля на всю длину; сооружение правого бокового тоннеля на всю длину; возведение обделки правого бокового тоннеля на всю длину; строительство пилонов; разработка проемов; строительство натяжной камеры.

Для анализа результатов моделирования выделены следующие укрупненные этапы строительства станционного комплекса: 1-й этап – проходка среднего станционного тоннеля; 2-й этап – сооружение левого бокового тоннеля; 3-й этап – сооружение правого бокового тоннеля; 4-й этап – разработка проемов; 5-й этап – строительство натяжной камеры.

Деформации породного массива, вызванные сооружением передового тоннеля диаметром перегонного тоннеля, учитывались при раскрытии бокового станционного тоннеля (суммировались деформации породного контура тоннеля от проведения передового тоннеля и бокового станционного тоннеля) и в виде отдельного этапа в расчете не рассматривались.

Задача решается в классических для задач строительства подземных сооружений граничных условиях. По верхней границе численной модели не устанавливаются какие-либо ограничения, возможно перемещение узлов в любом

направлении. По нижней поверхности модели запрещены смещения во всех направлениях. По сторонам модели смещения запрещены в направлении, перпендикулярном рассматриваемой поверхности численной модели.

Размеры модели выбирались таким образом, чтобы исключить влияние граничных условий на результаты расчетов. Ширина модели 600 м, длина 600 м, высота 100 м (рисунок 7.24).

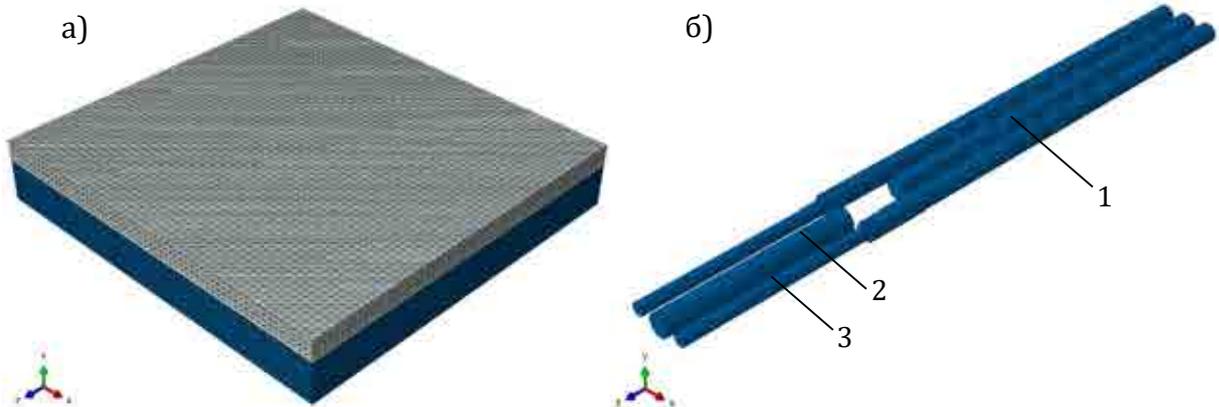


Рисунок 7.24 – Геометрическое представление численной модели станции “Театральная” и вмещающего массива: а – породный массив; б – геометрическое представление станции метрополитена; 1 – станция метрополитена; 2 – тягово-понижительная подстанция; 3 – перегонные тоннели

**Результаты прогноза деформаций земной поверхности.** Расположение профилей, по которым выполнялось построение мульды оседания в продольном и поперечном направлениях, представлены на схеме (рисунок 7.25).

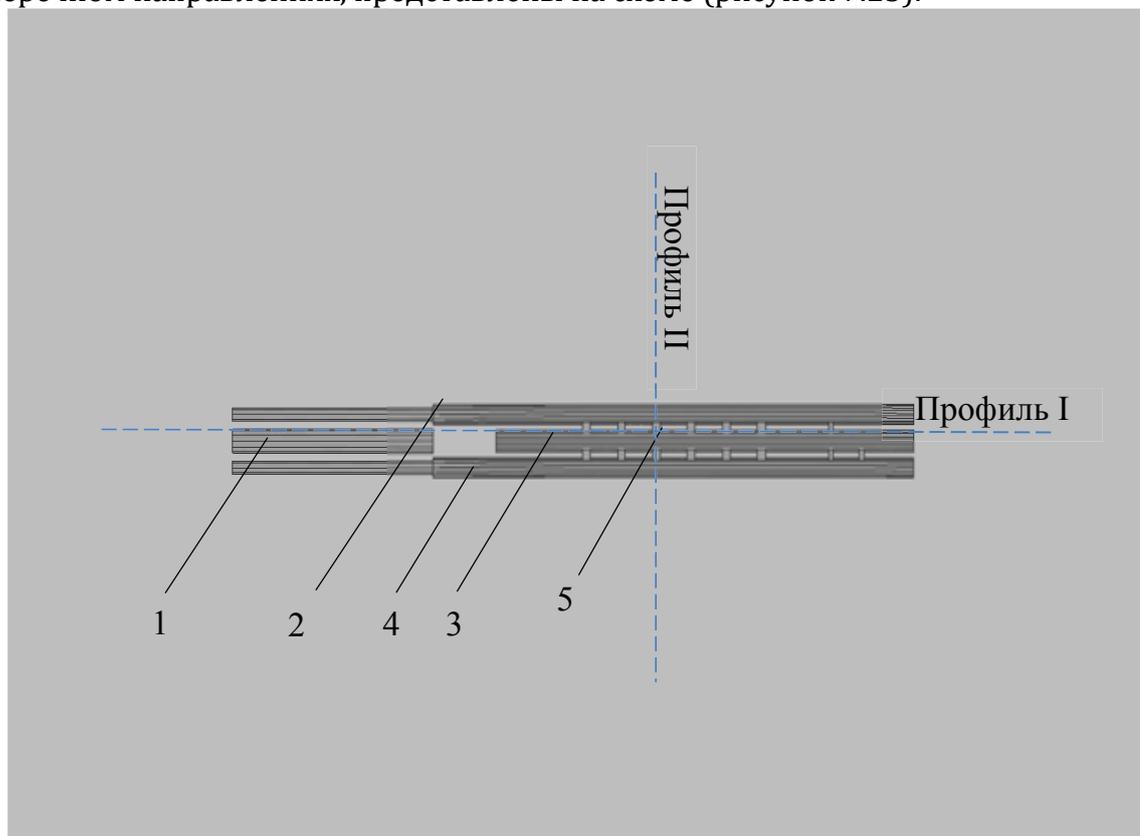


Рисунок 7.25 – Расположение основных элементов станционного комплекса: 1 – СТП; 2 – левый станционный тоннель; 3 – средний станционный тоннель; 4 – правый станционный тоннель; 5 – участок раскрытия проемов

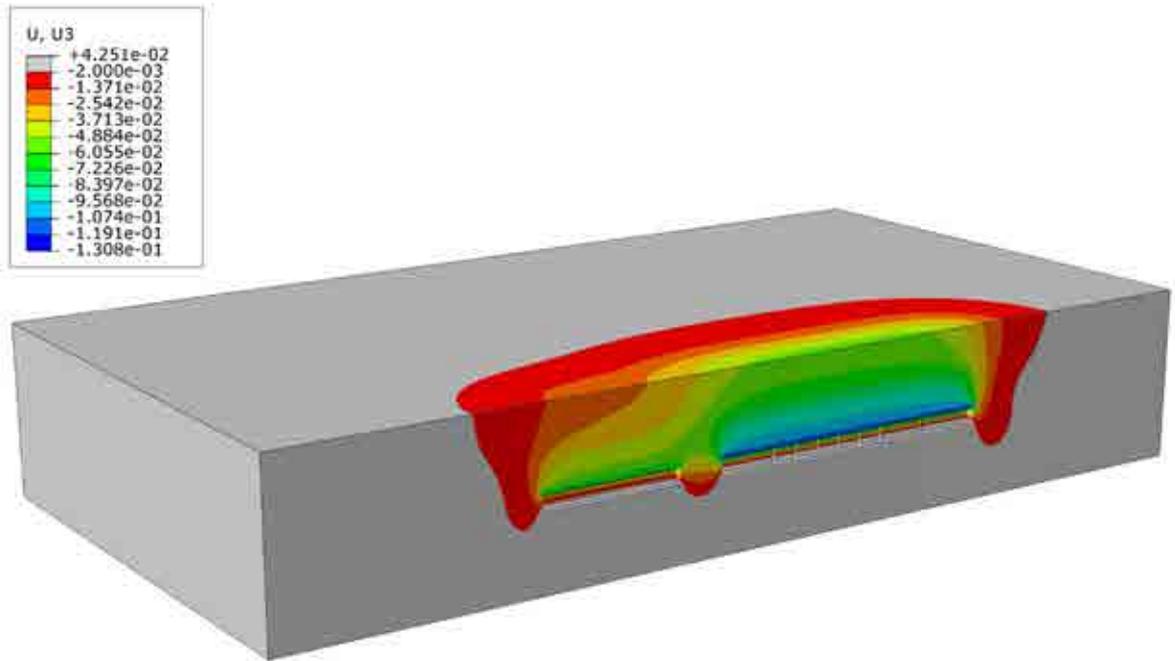


Рисунок 7.26 – Вертикальные деформации породного массива в окрестности станции метрополитена “Театральная” (пространственное распределение вертикальных деформаций)

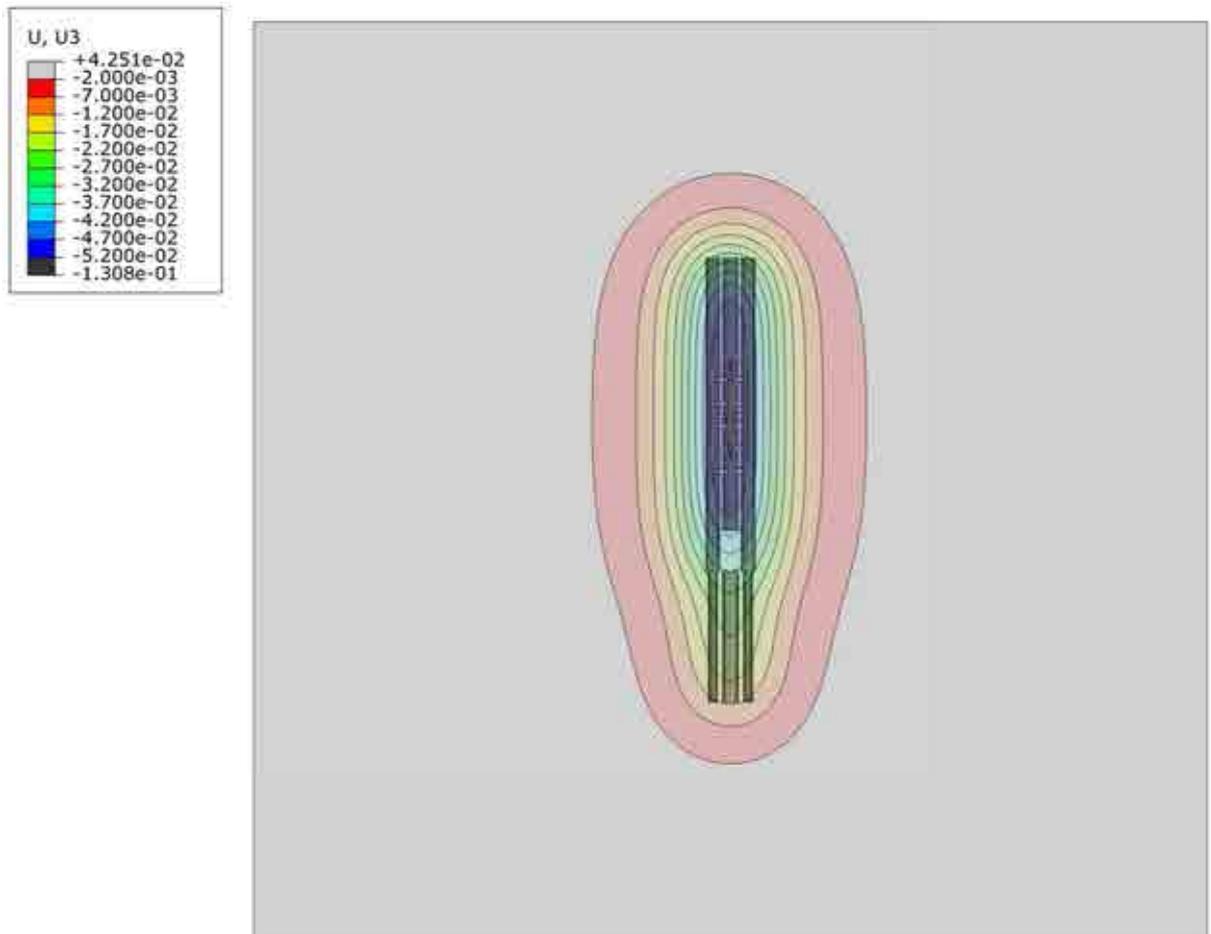


Рисунок 7.27 – Вертикальное оседание земной поверхности над станцией метрополитена “Театральная” (распределение вертикальных деформаций в плане)

Развитие осадок земной поверхности в процессе сооружения станционного комплекса представлено в виде мульды оседания в поперечном направлении (рисунок 7.28). Максимальная величина оседания земной поверхности составила 51 мм.

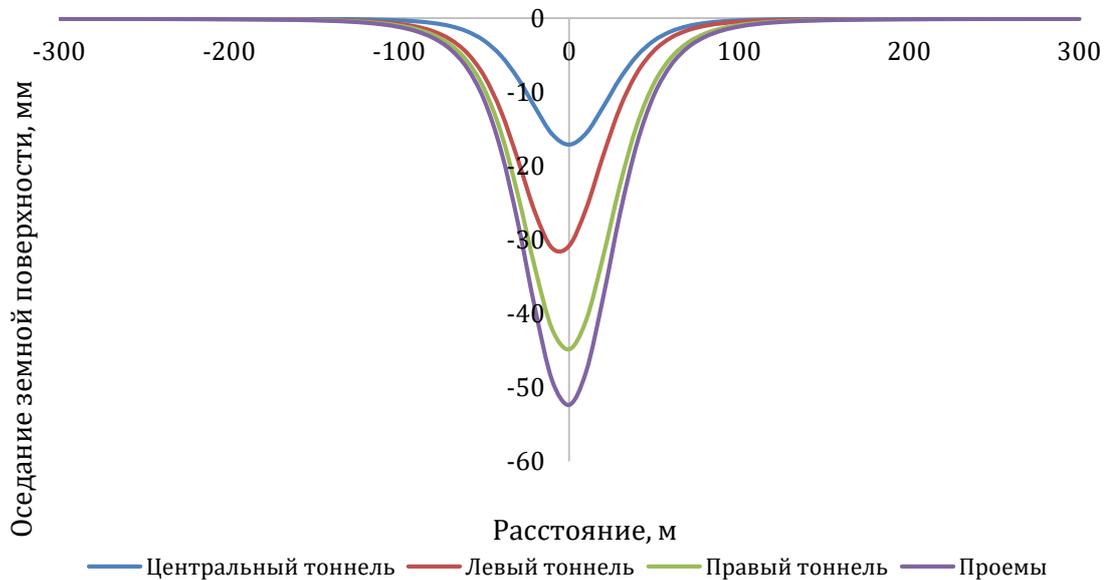


Рисунок 7.28 – Оседание земной поверхности на различных этапах сооружения станции “Театральная” (профиль II)

### 7.3.3 Станция метрополитена “Горный институт”

**Общие сведения о станции метрополитена “Горный институт”.** Станция “Горный институт” включает в себя три станционных тоннеля: два боковых и один средний. Перемещение между станционными тоннелями осуществляется через проемы. Ширина станции составила 31 м.

Ширина пилонов (расстояние между соседними проемами по длине станции) принята 11,4 м (15 колец) и определяется необходимым количеством проходов между средним и боковым тоннелями, а также инженерно-геологическими условиями строительства. Ширина проемов установлена равной 3,04 м.

Породный целик между смежными тоннелями на 1 м со стороны проемов заменен железобетоном.

Обделка станции собрана из железобетонных ребристых блоков (бетон класса В35, марка по водонепроницаемости не ниже W4). Продольные ригели установлены и забетонированы на месте в замкнутых тоннельных обделках. Для этого в надпроемных и надпилонных блоках с внутренней стороны предусмотрены срезы в бортах, обеспечивающих опирание ригелей непосредственно на торцовую часть блоков, которые окаймляют проемы.

Станция метрополитена “Горный институт” относится к пилонному типу станций метрополитена глубокого заложения. В состав станционного комплекса входит три станционных тоннеля, натяжная камера, тягово-понижительная подстанция, а также ряд подходных выработок. Между станционными тоннелями организованы проемы шириной 3,04 м. Диаметр боковых станционных тоннелей 8,5 м, диаметр центрального станционного тоннеля 9,8 м.

Станция расположена в плотных протерозойских глинах. Глубина заложения станции от поверхности земли до свода среднего станционного тоннеля 63 м. Расстояние от верхнего свода станционного тоннеля до контакта протерозойских

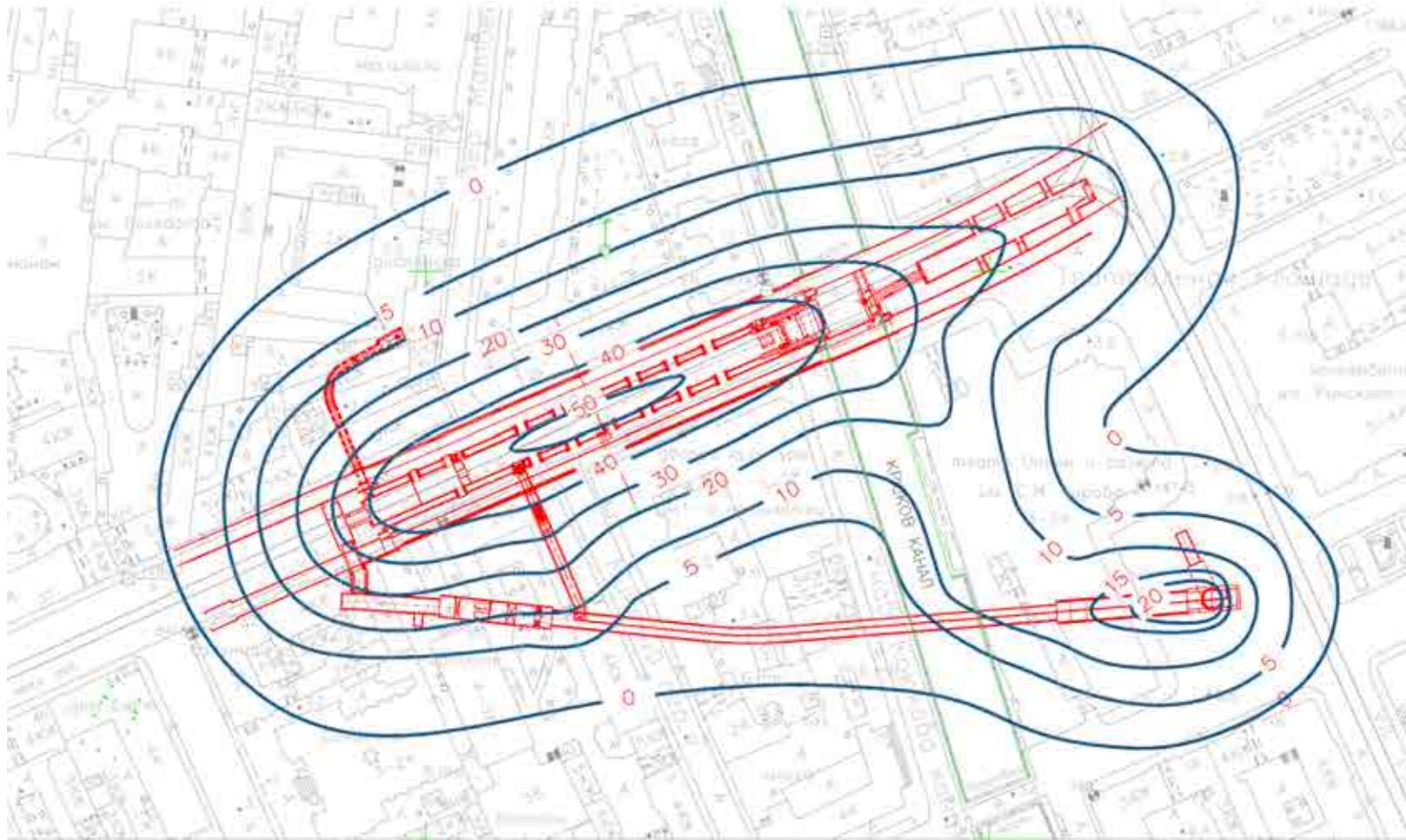


Рисунок 7.29 – Мульда оседания земной поверхности при сооружении комплекса подземных сооружений станции метрополитена “Театральная”

глин с дислоцированными плотными глинами составляет 24 м. Мощность дислоцированных глин принята равной 6 м. Мощность четвертичных отложений 33 м. Мощность слоев по длине и ширине станции не изменялась. Глубина заложения станционного комплекса от поверхности земли до центра среднего станционного тоннеля составляет 68 м.

Конструкция пилонной станции допускает независимую проходку параллельных тоннелей с последующим соединением их поперечными проходами. Круговое очертание тоннелей, образующих станционное сооружение, и относительно небольшой пролет выработок обеспечивает однотипность работ и безопасность их проведения.

Последовательность сооружения станционных тоннелей: вначале способом пилот-тоннеля ведут проходку двух боковых тоннелей с опережением забоев на 20–30 м, а затем проходят средний тоннель. При проходке проемного участка станции во всех трех тоннелях чередуют кольца, замкнутые тубингами временного заполнения с кольцами, замкнутыми железобетонными блоками (одно-два кольца), образующими пилоны станции.

Анализ инженерно-геологических условий строительства станции метрополитена “Горный институт” позволил разделить все геологические формации, расположенные выше уровня станционного комплекса, на три слоя. Первый слой включает в себя все четвертичные отложения от поверхности земли до слоя дислоцированных глин переходного слоя, включая и техногенные отложения. Механические показатели пород первой группы близки по своим значениям и значительно меньше деформационных и прочностных свойств протерозойских глин, что позволяет рассматривать их при выполнении численного моделирования в виде одного слоя с усредненными механическими показателями. Усредненная мощность первого слоя принята равной 33 м. Второй слой включает в себя протерозойские дислоцированные глины. Усредненная мощность второго слоя принята равной 6 м. Третий слой включает в себя аргиллитоподобные глины (протерозойские глины). При выполнении численного моделирования учитывалось влияние реологических процессов на механические показатели протерозойских глин.

**Численное моделирование прогноза деформаций земной поверхности при строительстве станции метрополитена “Горный институт”.** Определение деформаций контура станционных тоннелей выполнялось с учетом следующих предпосылок: установка и ввод обделки в работу осуществляется на расстоянии 1.8 м от лба забоя станционного тоннеля. Нагнетание тампонажного раствора осуществляется в первое от лба забоя кольцо (1.05 м от лба забоя), твердение тампонажного раствора до требуемой прочности достигается за 3–5 часов с момента осуществления тампонажа, и за кольцо, которое вступает в работу, принимается второе от лба забоя кольцо; устойчивость лба забоя достигается на всех этапах выполнения строительства станционных тоннелей. Величина смещений лба забоя зависит от принятой схемы его крепления и определяется расчетом на основании механического поведения породного массива, действующих в породном массиве напряжений и принятой схемы крепления. Дополнительно определяется величина смещений в своде станционного тоннеля на уровне лба забоя, на расстоянии 1.8 м от лба забоя тоннеля; максимальный перебор сечения выше горизонтальной оси станционного тоннеля составляет 10 см. Таким образом, вертикальные смещения свода тоннеля определяются расчетным образом, но не могут превышать 10 см; после ввода обделки станционного тоннеля в работу на расстоянии 1.8 м от лба забоя тоннеля дальнейшее развитие деформаций породного контура возможно только совместно с обделкой станционного тоннеля; после ввода в работу обделки

станционного тоннеля последующие совместные деформации породного контура и тоннельной обделки не приводят к значительным изменениям площади поперечного сечения тоннеля. В то же время изменение формы поперечного сечения (овализация) тоннеля возможно и определяется напряженно-деформированным состоянием породного массива, механическими показателями породного массива и жесткостью обделки тоннеля; величина деформаций породного контура станционного тоннеля определяется как сумма радиальных смещений, вызванных смещением породного контура лба забоя, радиальными смещениями породного контура до момента ввода обделки в работу или максимальной величиной зазора между обделкой и породным контуром, совместными деформациями обделки и породного массива, вызванными сооружением данного станционного тоннеля и длительными деформациями породного массива, а также совместными деформациями породного контура и обделки станционного тоннеля при сооружении смежных станционных тоннелей и проемов между станционными тоннелями; при выполнении численного моделирования на момент раскрытия проемов между пилонами крепление проемов отсутствует и вводится в численную модель только по завершении его сооружения. Данное допущение принято исходя из сложности достоверно отразить те процессы, которые могут происходить в породном массиве на данном этапе работ при выполнении численного моделирования. Такой способ численного моделирования сооружения проемов является консервативным, а дополнительные деформации, полученные на данном этапе, идут в запас; образование вывалов по длине станционного тоннеля не допускается; сборная обделка перегонного тоннеля выполнена из бетона класса по прочности В40, толщина которой составляет 400 мм; при рассмотрении центрального станционного тоннеля принималось во внимание предварительное закрепление лба забоя анкерной крепью. При рассмотрении левого и правого станционных тоннелей учитывалось наличие пройденных передовых тоннелей.

После сооружения центрального станционного тоннеля величина совместных деформаций обделки центрального станционного тоннеля и породного массива после ввода обделки в работу составляет 14 мм в своде тоннеля, 6 мм в боках тоннеля. Радиальные смещения в своде тоннеля направлены в сторону центра тоннеля. Радиальные смещения в боках тоннеля направлены от центра тоннеля в сторону породного массива. После сооружения левого станционного тоннеля величина радиальных смещений в своде обделки увеличивается на 21 мм, в боках радиальные смещения составляют 9 мм со стороны левого станционного тоннеля и 8 мм со стороны правого станционного тоннеля. Радиальные смещения в своде обделки направлены к центру тоннеля, в боках выработки направлены от центра тоннеля. После сооружения правого станционного тоннеля дополнительные радиальные смещения в своде тоннеля составили 19 мм. В боках тоннеля со стороны левого бокового станционного тоннеля радиальные смещения составили 7 мм и направлены в сторону левого станционного тоннеля. В боках тоннеля со стороны правого станционного тоннеля дополнительные радиальные смещения составили 15 мм. После сооружения проемов между станционными тоннелями величина радиальных смещений увеличилась на 18 мм.

После сооружения левого бокового станционного тоннеля величина совместных деформаций обделки центрального станционного тоннеля и породного массива после ввода обделки в работу составляет 18 мм в своде тоннеля, 7 мм в боках тоннеля. Радиальные смещения в своде тоннеля направлены в сторону центра тоннеля. Радиальные смещения в боках тоннеля направлены от центра тоннеля в сторону породного массива. После сооружения правого бокового станционного тоннеля радиальные смещения обделки в своде увеличились на 14 мм. В боках левого

станционного тоннеля со стороны породного массива радиальные смещения увеличились на 6 мм и направлены в сторону породного массива. В боках левого станционного тоннеля со стороны центрального станционного тоннеля радиальные смещения увеличились на 2 мм и направлены в сторону левого станционного тоннеля. После сооружения проемов между станционными тоннелями величина радиальных смещений увеличилась на 18 мм.

После сооружения центрального станционного тоннеля величина совместных деформаций обделки центрального станционного тоннеля и породного массива после ввода обделки в работу составляет 18 мм в своде тоннеля, 7 мм в боках тоннеля. Радиальные смещения в своде тоннеля направлены в сторону центра тоннеля. Радиальные смещения в боках тоннеля направлены от центра тоннеля в сторону породного массива. После сооружения проемов между станционными тоннелями величина радиальных смещений увеличилась на 18 мм.

Полные деформации контура станционного тоннеля метрополитена определяются как сумма смещений в радиальном направлении до момента ввода обделки в работу и дополнительных радиальных смещений породного контура после ввода обделки в работу. Радиальные смещения в своде центрального станционного тоннеля составляют 132 мм, в своде левого станционного тоннеля – 119 мм, в своде правого станционного тоннеля – 103 мм.

Численная модель прогноза деформаций земной поверхности при сооружении станции метрополитена “Горный институт” включает в себя следующие подземные сооружения: станционные тоннели и проемы между ними; натяжная камера; камера тягово-понижительной подстанции; подходной тоннель.

При выполнении прогноза оседания земной поверхности численными методами анализа важным аспектом является корректный выбор размеров рассматриваемой модели. В работе размеры модели подбирались итерационным способом. Границы модели удалялись от центра модели до тех пор, пока результаты численного моделирования на предыдущем и последующем шагах моделирования не сравнивались (величина расхождения не более 5%). Полученные размеры модели составили 600 м по ширине, 100 м по высоте, в то время как размер модели, совпадающий с направлением продольной оси станции, определялся объемно-планировочным решением станционного комплекса и примыкающих к нему тоннелей.

Разбивка расчетной области на конечные элементы осуществлялась 12 узловыми тетраэдрами, элементами второго порядка. Количество конечных элементов в моделях варьировалось примерно от 500 000 до 800 000.

С учетом рассматриваемых масштабов численной модели, детальное численное моделирование последовательности строительства отдельных элементов станционного комплекса не проводилось. В численной модели выделены следующие этапы строительства станционного комплекса: формирование начального напряженного состояния породного массива; проходка среднего станционного тоннеля на всю длину; возведение обделки среднего станционного тоннеля на всю длину; сооружение левого бокового тоннеля на всю длину; возведение обделки левого бокового тоннеля на всю длину; сооружение правого бокового тоннеля на всю длину; возведение обделки правого бокового тоннеля на всю длину; сооружение пилонов; разработка проемов; строительство натяжной камеры и сооружение подходного тоннеля.

Деформации породного массива, вызванные сооружением передового тоннеля диаметром перегонного тоннеля, учитывались при раскрытии бокового станционного тоннеля (суммировались деформации породного контура тоннеля от

проведения передового тоннеля и бокового станционного тоннеля) и в виде отдельного этапа в расчете не рассматривались.

Задача решается в классических для задач тоннелестроения граничных условиях. По верхней границе численной модели не устанавливаются какие-либо ограничения, возможно перемещение узлов в любом направлении. По нижней поверхности модели запрещены смещения во всех направлениях. По сторонам модели смещения запрещены в направлении, перпендикулярном рассматриваемой поверхности численной модели.

Размеры модели выбирались таким образом, чтобы исключить влияние граничных условий на результаты расчетов. Ширина модели 600 м, длина 632 м, высота 100 м (рисунок 7.30).

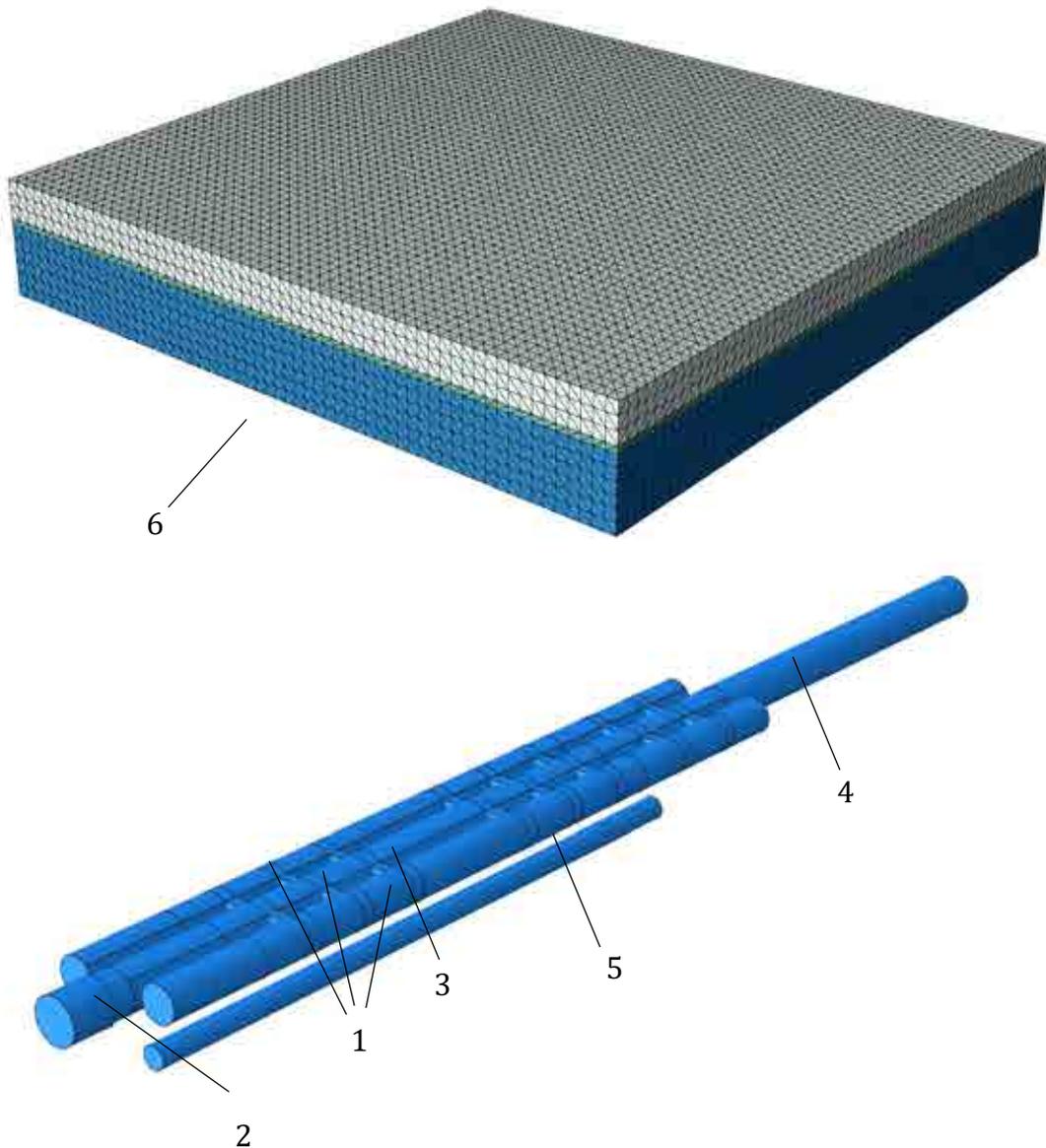


Рисунок 7.30 – Численная модель станционного узла и вмещающего массива:  
1 – станционные тоннели; 2 – натяжная камера; 3 – участок раскрытия проемов; 4 – СТП; 5 –  
подходной тоннель; 6 – породный массив

**Результаты прогноза деформаций земной поверхности при строительстве станции “Горный институт”.** Расположение профилей, по которым выполнялось построение мульды оседания в продольном и поперечном направлениях, представлены на схеме (рисунок 7.31). Развитие осадок земной поверхности в процессе сооружения станционного комплекса представлено в виде мульды оседания

в продольном направлении по профилю I (рисунок 7.32а) и мульд оседания в поперечном направлении по профилю II (рисунок 7.32б). Деформации породного массива в окрестности станционного комплекса (рисунок 7.33) представлены на рисунке ниже. Максимальная величина оседания зафиксирована над участком раскрытия проемов, которая составила 50.5 мм.

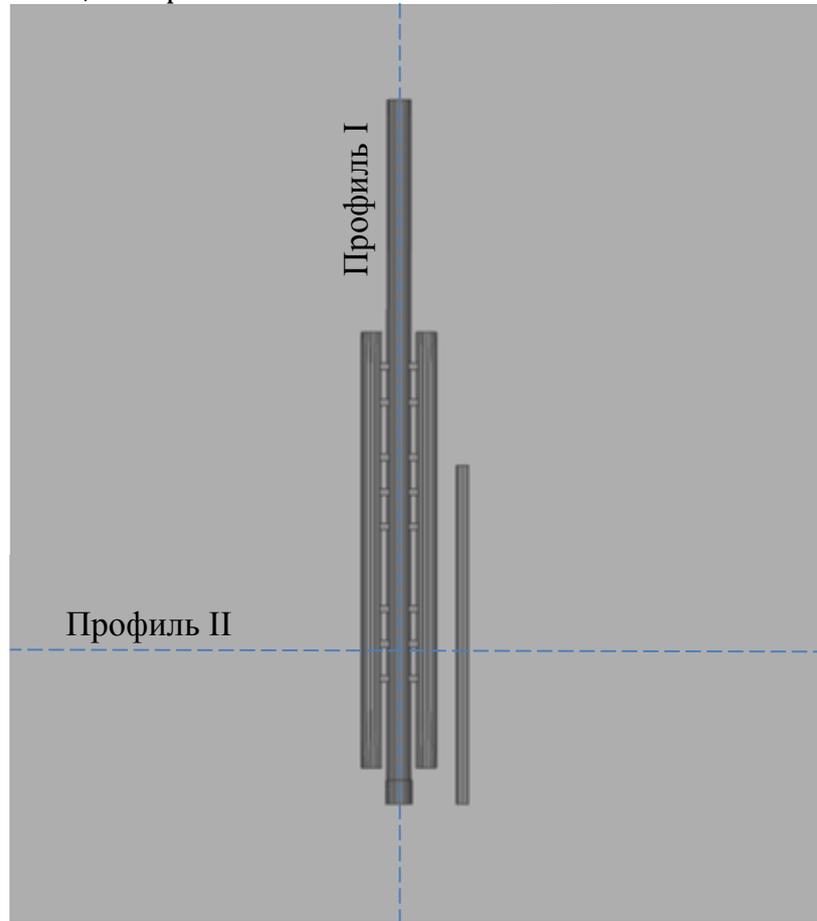


Рисунок 7.31 – Расположение замерных профилей на земной поверхности над станционным комплексом “Горный институт”

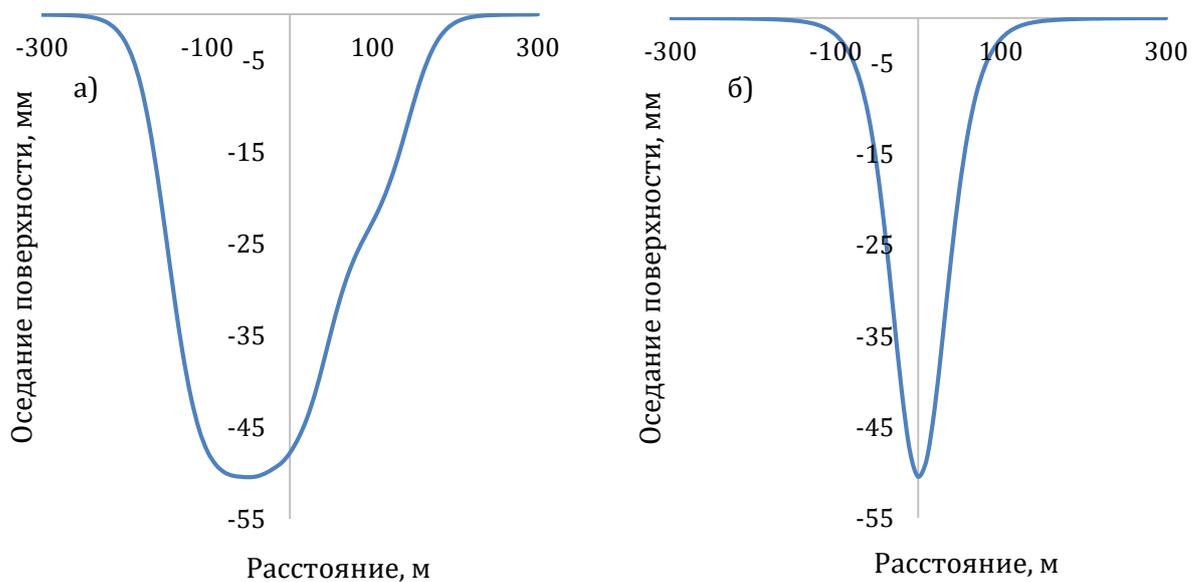


Рисунок 7.32 – Мульда оседания земной поверхности в продольном направлении по завершению строительства станции: а – профиль I; б – профиль II

Вертикальная осадка земной поверхности над стационарным комплексом вне участка раскрытия проемов составила около 40 мм. Результирующая эпюра оседания земной поверхности, вызванная строительством станции метрополитена “Горный институт”, приведена на рисунке ниже (рисунок 7.34).

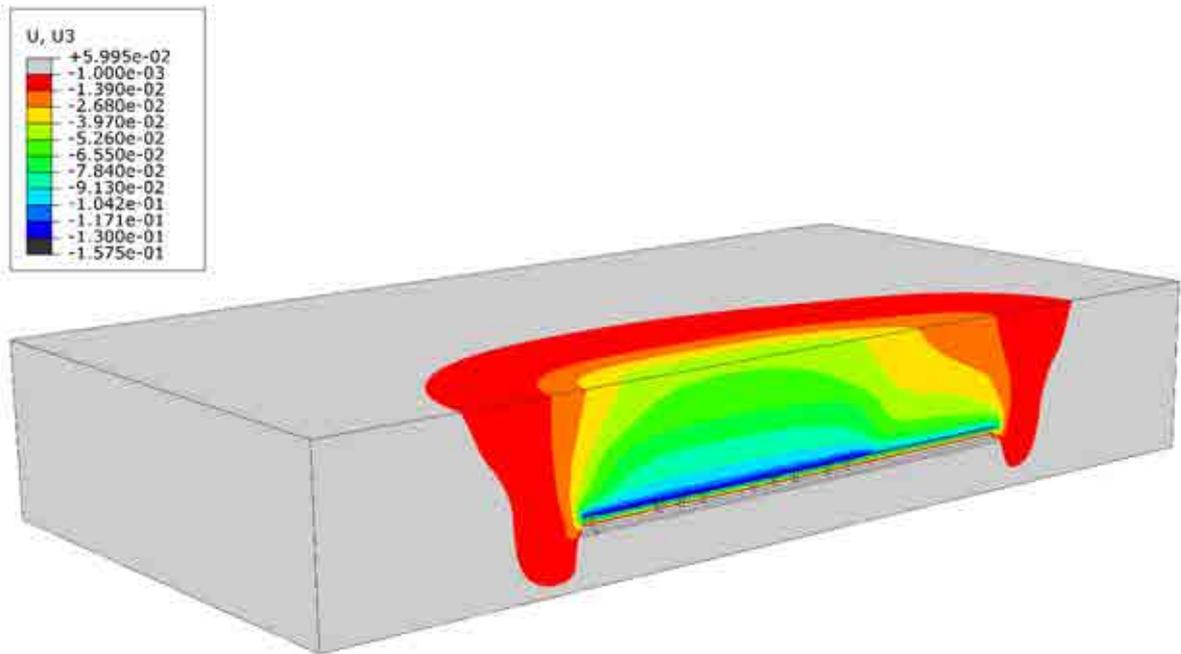


Рисунок 7.33 – Вертикальные деформации породного массива (м) в окрестности станции “Горный институт”

#### 7.3.4 Демонтажная камера на перегоне между станциями “Приморская” – “Новокрестовская”

**Общие сведения о строительстве подземных сооружений на участке демонтажной камеры.** Строительство подземных сооружений приводит к развитию деформаций их контура, а следовательно, и к деформациям земной поверхности. Укрупненно подземные сооружения на рассматриваемом участке от пикета 112 до пикета 116, которые оказывают влияние на развитие деформаций земной поверхности, можно разделить на следующие группы: первая группа – подземные в окрестности демонтажной камеры (ПК114), строительство которых будет осуществляться в коренных породах, протерозойские глины ИГЭ №14/2 (таблица 7.5, позиции от 2 до 8); вторая группа – вертикальный ствол №467, сооружение которого выполняется под защитой стены в грунте (таблица 7.5, позиция 1).

Прогноз деформаций земной поверхности для каждой из групп подземных сооружений выполнялся отдельно. Полная мульда сдвижения земной поверхности получалась методом алгебраического сложения деформаций, полученных для каждой из рассматриваемых групп. Прогноз деформаций земной поверхности от сооружений первой и второй групп выполнялся на основании численного моделирования.

При обосновании параметров геомеханической модели поведения породного массива на этапе прогноза деформаций породного контура подземных сооружений, расположенных в слое протерозойских глин, были приняты следующие допущения: физико-механические показатели геологических формаций, относящихся к четвертичным отложениям, определялись как средневзвешенные по всей мощности

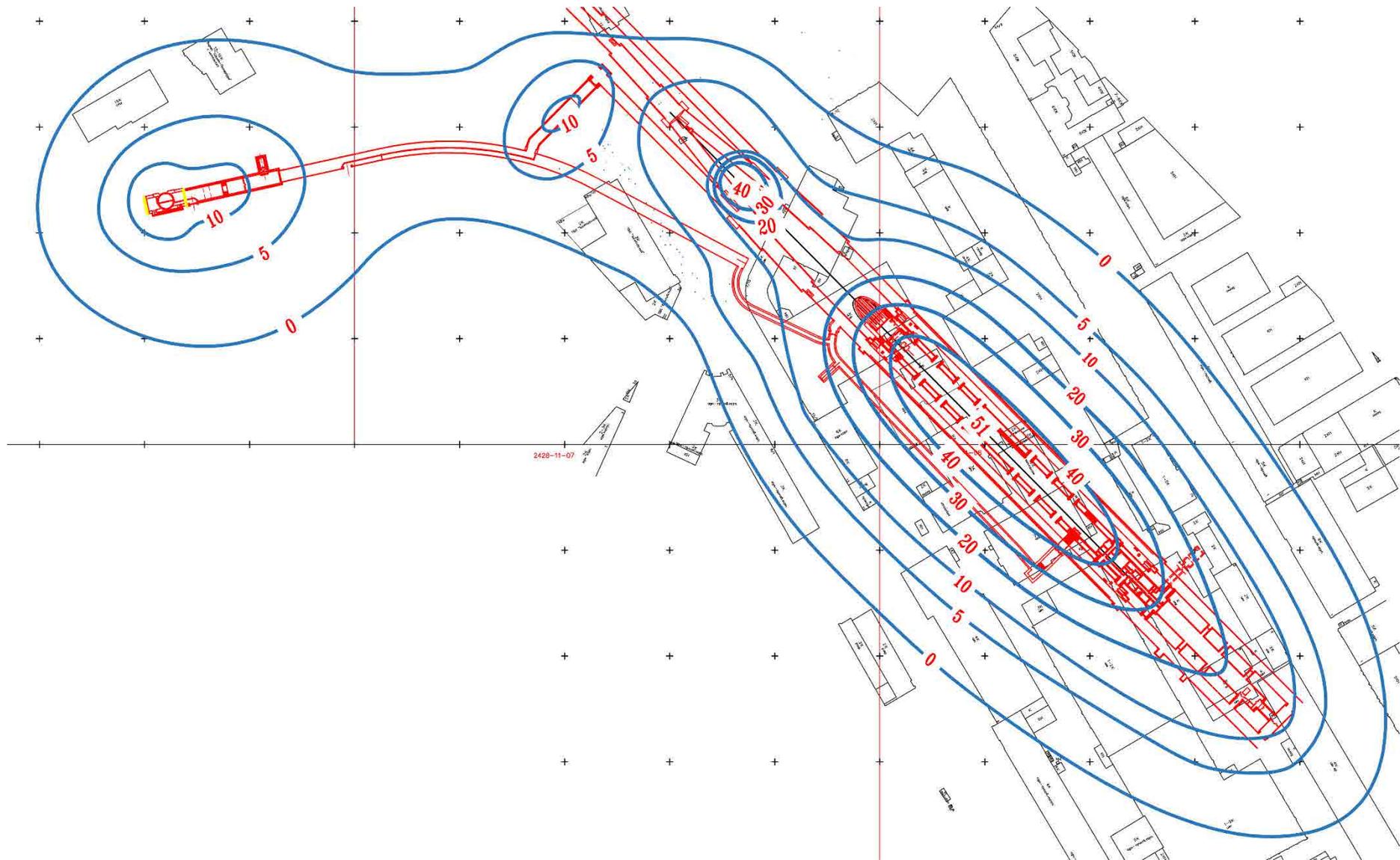


Рисунок 7.34 – Мульда оседания земной поверхности (мм) по окончании строительства станционного комплекса “Большой проспект”

Таблица 7.8 – Список подземных сооружений, учитывающихся при выполнении прогноза деформаций земной поверхности

№ позиции	Наименование подземного сооружения	Форма поперечного сечения	Расстояние от поверхности земли до свода подземного сооружения, м	Протяженность, м	Размеры поперечного сечения, м
Вертикальные стволы					
1	Вертикальный ствол №467	круглая	-	65.0	диаметр 7.9
Подземные сооружения глубокого заложения					
2	Демонтажная камера	сводчатая обратным сводом	66	32	высота 14.7 ширина 14.7
3	Двухпутный перегонный тоннель	круглая	66	200.0	диаметр 10.65
4	Первый однопутный перегонный тоннель	круглая	66	200.0	диаметр 5.65
5	Правый однопутный перегонный тоннель	круглая	66	200.0	диаметр 5.65
6	Пристволовое сооружение	круглая	66	18.5	диаметр 9.9
7	НВУ	круглая	66	36	диаметр 7.9
8	Вспомогательные выработки	сводчатая	66	-	диаметр 6.0

Примечание: Для ряда подземных сооружений (подземные сооружения криволинейной формы или расположенные под наклоном) приведена их приблизительная протяженность; для подземных сооружений, расположенных под наклоном, расстояние от поверхности земли до свода подземного сооружения измеряется от верхней отметки.

четвертичных отложений. Тестовые расчеты показали, что изменение свойств четвертичных отложений в пределах 25% практически не оказывает влияния на величину деформаций земной поверхности (изменения менее 1%). Таким образом, принятое допущение можно признать обоснованным. Начальные деформационные свойства дислоцированных плотных глин и аргиллитоподобных плотных глин принимались согласно данным инженерно-геологических исследований.

При прогнозе деформаций земной поверхности от строительства подземных сооружений приняты следующие этапы выполнения расчета. Первый этап – численное моделирование строительства отдельных подземных сооружений с целью определения деформаций породного контура. В дальнейшем такие модели будут называться локальными. На данном этапе учтена последовательность строительства конкретного подземного сооружения, этапность разработки породы в забое и установка обделки, наличие уже построенных подземных сооружений. Принятая технология строительства подземных сооружений представлена заказчиком. Второй этап – создание численной модели, которая включает в себя все подземные сооружения, расположенные в протерозойских глинах. В дальнейшем такая модель будет называться глобальной. К границам контура подземных сооружений прикладываются вынужденные смещения, полученные на первом этапе расчета. По результатам второго этапа численного моделирования выполняется построение мульды сдвижения земной поверхности от строительства подземных сооружений, расположенных в протерозойских глинах, а также

выполняется оценка влияния строительства вновь возводимых подземных сооружений на существующие объекты метрополитена.

Инженерно-геологические условия строительства на участке строительства подземных сооружений можно разделить на три слоя. Первый слой включает в себя все четвертичные отложения от поверхности земли до слоя дислоцированных глин переходного слоя, включая и техногенные отложения. Усредненная мощность первого слоя принята равной 30 м. Второй слой включает в себя протерозойские дислоцированные глины. Усредненная мощность второго слоя принята равной 5 м. Третий слой включает в себя аргиллитоподобные глины (протерозойские глины). Усредненная мощность 65 м.

С учетом представленных условий, при выполнении численного моделирования строительства отдельных подземных сооружений на первом этапе размеры локальных численных моделей приняты равными: ширина – 100 м, высота – 100 м, длина – 80 м. Принятые размеры конечно-элементных моделей достаточны, чтобы исключить влияние граничных условий на результаты численного моделирования.

Размеры модели (глобальной модели) на втором этапе моделирования приняты с учетом возможности развития мульды сдвижения земной поверхности от строительства подземных сооружений и равны: ширина – 500 м, длина – 331 м, высота – 100 м. Принятые размеры конечно-элементной модели достаточны, чтобы исключить влияние граничных условий на результаты численного моделирования.

При выполнении численного моделирования приняты классические для задач строительства подземных сооружений граничные условия. По верхней границе численной модели не устанавливаются какие-либо ограничения, возможно перемещение узлов в любом направлении. По нижней границе запрещены смещения во всех направлениях. По сторонам модели смещения запрещены в направлении, перпендикулярном рассматриваемой поверхности численной модели.

Приняты следующие допущения при выполнении численного моделирования строительства двухпутного перегонного тоннеля: при выполнении численного моделирования строительства перегонных тоннелей принимались следующие предпосылки: установка и ввод обделки в работу осуществляется на расстоянии 11.2 м от лба забоя тоннеля; исполнительный орган щитового комплекса не допускает развития пластических деформаций и потери устойчивости лба забоя тоннеля, но не препятствует развитию линейных деформаций, вызванных разгрузкой породного массива; максимальный перебор сечения тоннеля по длине оболочки щита и исполнительного органа не превышает 1.3% от площади сечения тоннеля. Дополнительные деформации могут развиваться за счет деформаций на этапе монтажа обделки, тампонажа заобделочного пространства и деформации самой обделки; после ввода обделки в работу на расстоянии 11.2 м от лба забоя тоннеля принято, что дальнейшее развитие деформаций породного контура возможно только совместно с обделкой перегонного тоннеля. Зазор между породным контуром и обделкой исключен, так как выполняется тампонаж заобделочного пространства, что практически исключает наличие пустот за обделкой; после ввода в работу обделки тоннеля последующие совместные деформации породного контура и тоннельной обделки не приводят к значительным изменениям площади поперечного сечения тоннеля. В то же время изменение формы поперечного сечения (овализация) тоннеля возможно и определяется напряженно-деформированным состоянием породного массива, механическими показателями породного массива и жесткостью обделки тоннеля; величина деформаций породного контура определяется как сумма радиальных смещений, вызванных смещением породного контура лба забоя, перебором сечения тоннеля и совместными деформациями обделки и породного массива, а также деформациями от проведения смежного тоннеля; образование вывалов по длине тоннеля не допускается; сборная обделка перегонного тоннеля выполнена из бетона класса по прочности В40, толщина которой составляет 450 мм.

Принятые допущения при выполнении численного моделирования строительства демонтажной камеры, выработок НВУ и вспомогательных выработок: при выполнении численного моделирования учитываются технология и последовательность строительства подземных сооружений, а также момент ввода обделки и этапность раскрытия поперечного сечения по высоте; разработка породы и установка временной и постоянной обделки задавались согласно принятой технологии строительства подземного сооружения и конструктивными особенностями крепи. Временные арки задавались балочными элементами, постоянная обделка задавалась элементами оболочки; устойчивость лба забоя достигается на всех этапах выполнения строительства подземных сооружений. Величина смещений лба забоя зависит от принятой схемы его крепления и определяется расчетом на основании механического поведения породного массива, действующих в породном массиве напряжений и принятой схемы крепления; после ввода обделки подземного сооружения в работу дальнейшее развитие деформаций породного контура возможно только совместно с обделкой тоннеля. Однако замыкание обделки происходит лишь на заключительном этапе строительства подземного сооружения, в связи с чем развитию деформаций в почве подземного сооружения обделка тоннеля практически не препятствует. Данный аспект был учтен при выполнении численного моделирования; образование вывалов по длине подземного сооружения не допускается; постоянное крепление подземного сооружения выполняется из монолитного бетона класса по прочности В25, толщина крепления задавалась согласно проекту.

Принятые допущения при выполнении численного моделирования строительства перегонных однопутных тоннелей: при выполнении численного моделирования строительства перегонных тоннелей принимались следующие предпосылки: установка и ввод обделки в работу осуществляется на расстоянии 5.8 м от лба забоя тоннеля; исполнительный орган щитового комплекса не допускает развития пластических деформаций и потери устойчивости лба забоя тоннеля, но не препятствует развитию линейных деформаций, вызванных разгрузкой породного массива; перебор сечения за счет превышения исполнительным органом оболочки щита составляет 1 см (диаметр исполнительного органа превышает размер оболочки щитового комплекса на 2 см); радиальные деформации за пределом перебора сечения тоннеля по длине оболочки щита принимаются равными 0, то есть оболочка щита принимается абсолютно жесткой, а форма и размеры поперечного сечения оболочки не изменяются по всей ее длине; после ввода обделки в работу на расстоянии 5.8 м от лба забоя тоннеля дальнейшее развитие деформаций породного контура возможно только совместно с обделкой перегонного тоннеля. Зазор между породным контуром и обделкой исключен, так как выполняется обжатие обделки, что практически исключает наличие пустот за обделкой; после ввода в работу обделки тоннеля последующие совместные деформации породного контура и тоннельной обделки не приводят к значительным изменениям площади поперечного сечения тоннеля. В то же время изменение формы поперечного сечения (овализация) тоннеля возможно и определяется напряженно-деформированным состоянием породного массива, механическими показателями породного массива и жесткостью обделки тоннеля; величина деформаций породного контура определяется как сумма радиальных смещений, вызванных смещением породного контура лба забоя, перебором сечения тоннеля и совместными деформациями обделки и породного массива, а также деформациями от проведения смежного тоннеля; образование вывалов по длине тоннеля не допускается; сборная обделка перегонного тоннеля выполнена из бетона класса по прочности В40, толщина которой составляет 150 мм; дальнейшие деформации породного массива в окрестности перегонных тоннелей могут происходить за счет изменения формы обделки и в значительно меньшей степени за счет изменения объема обделки.

Геометрическое представление численной модели прогноза деформаций земной поверхности при строительстве подземных сооружений, расположенных в протерозойских глинах, представлены на рисунке ниже (рисунок 7.35).

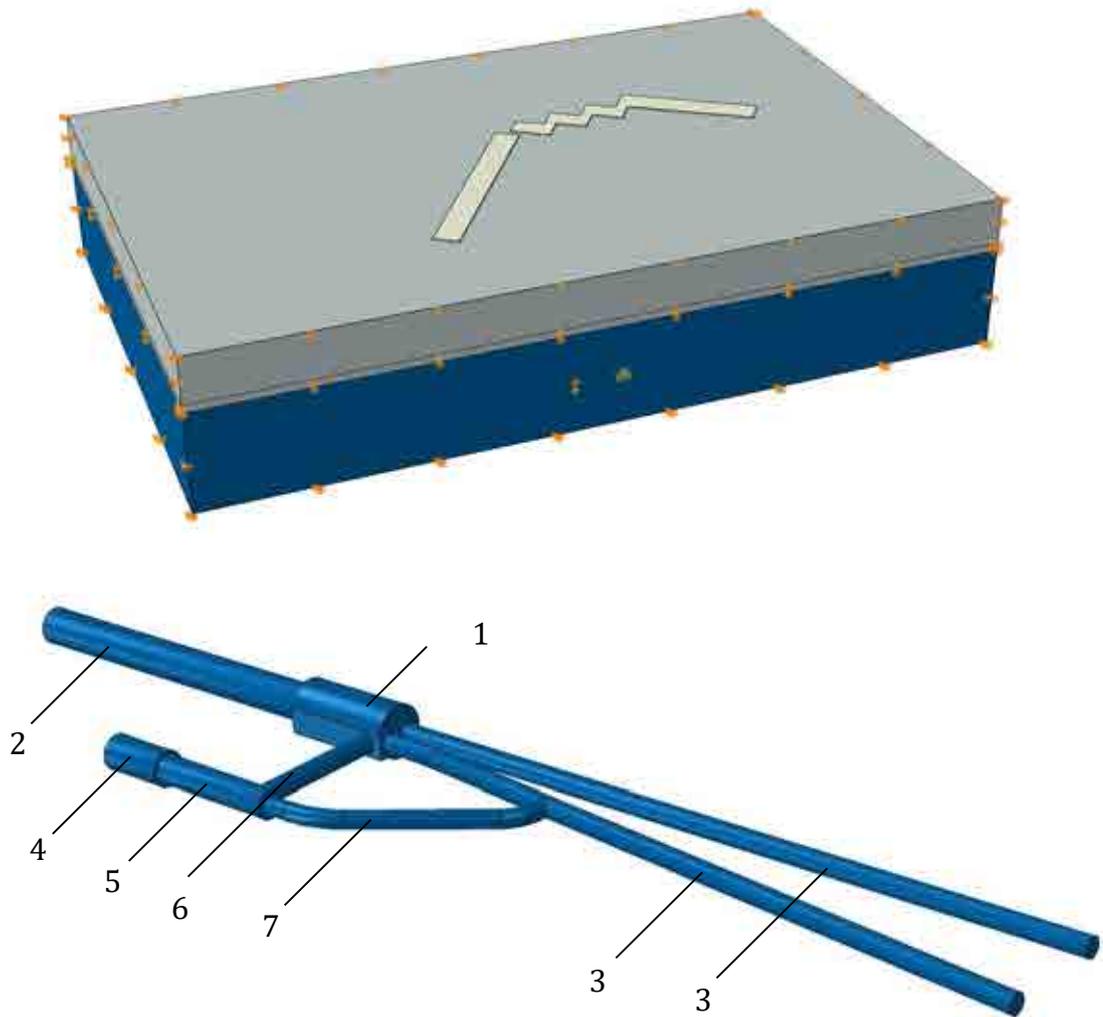


Рисунок 7.35 – Геометрическое представление численной модели прогноза деформаций земной поверхности при строительстве подземных сооружений, расположенных в протерозойских глинах: 1 – демонтажная камера; 2 – двухпутный перегонный тоннель; 3 – однопутный перегонный тоннель; 4 – околоствольный двор; 5 – подходная выработка; 6 – вентиляционная выработка; 7 – вспомогательная выработка

Численное моделирование, направленное на прогноз деформаций земной поверхности, выполнялось в следующей последовательности: разработка численной модели системы “породный массив – подземные сооружения”, которая включала бы как уже построенные подземные сооружения, так и вновь сооружаемые; формирование начального напряженного состояния породного массива; численное моделирование строительства подземных сооружений, расположенных в протерозойских глинах. Строительство подземных сооружений на данном этапе моделируется заданием вынужденных смещений по границам их породного контура, полученных по результатам первого этапа работ.

В тех случаях, когда по результатам первого этапа работ смещения породного контура по длине конкретного подземного сооружения изменяются, выполняется их усреднение таким образом, чтобы сумма смещений по длине подземного сооружения, вычисленных на первом этапе работы, и усредненных значений были бы равны друг другу. Данное допущение является правомерным, так как подземные сооружения расположены

на значительной глубине от земной поверхности и в процессе распространения деформаций от породного контура подземного сооружения до земной поверхности все равно происходит их усреднение. Также необходимо отметить, что по длине рассматриваемых подземных сооружений значительного изменения смещений породного контура не происходит.

В отличие от продольных смещений, которые усредняются по длине подземного сооружения, радиальные смещения породного контура подземного сооружения в поперечном направлении значительно изменяются по его периметру и должны быть учтены при задании граничных условий.

**Результаты прогноза деформаций земной поверхности над участком строительства демонтажной камеры.** По результатам расчетов построены эпюры вертикальных смещений земной поверхности (рисунок 7.37).

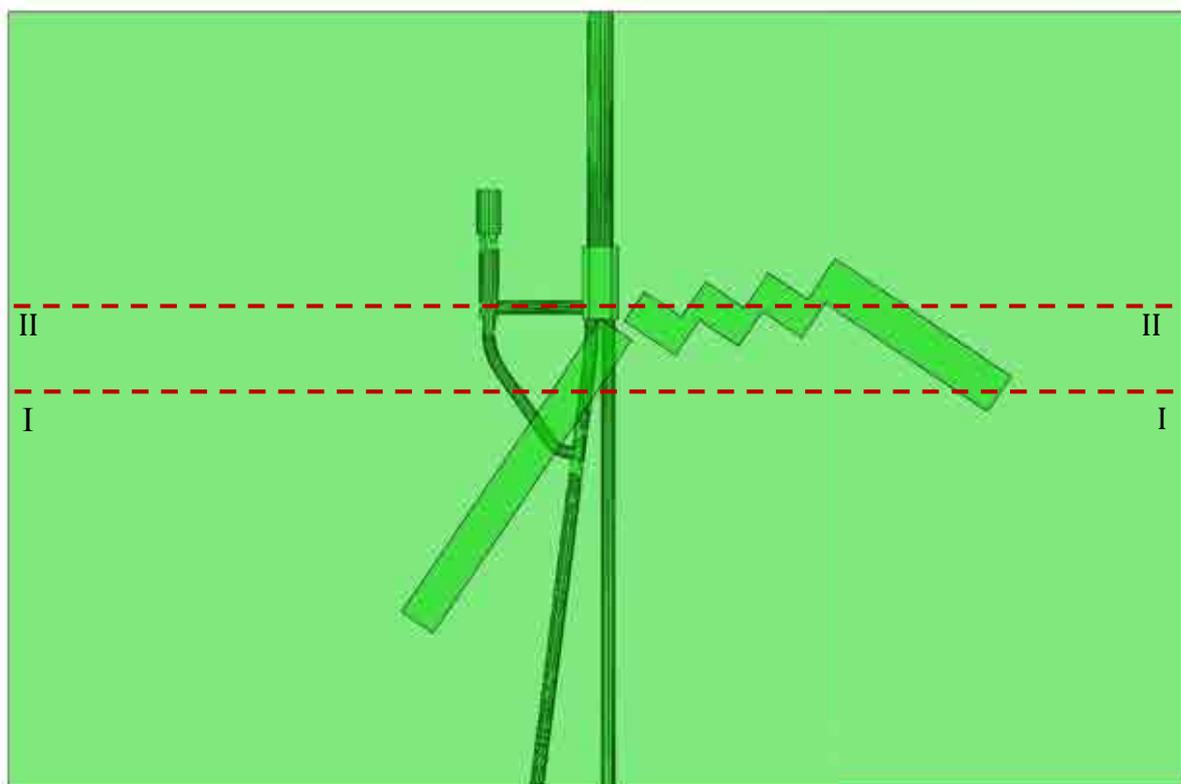


Рисунок 7.36 – Расположение расчетных поперечных сечений: I–I, II–II – расчетные поперечные сечения

Максимальные величины вертикальных деформаций земной поверхности по завершению строительства всех подземных сооружений, расположенных в протерозойских глинах, составляют: над демонтажной камерой – 26 мм, над НВУ – 12 мм, над двухпутным тоннелем – 14 мм, над перегонными тоннелями – 10 мм.

#### 7.4 Заключение по разделу 7

Представленный в разделе материал кратко можно суммировать в виде следующего:

- деформации в окрестности подземных сооружений сложной пространственной конфигурации должны выполняться на основании пространственных численных моделей;

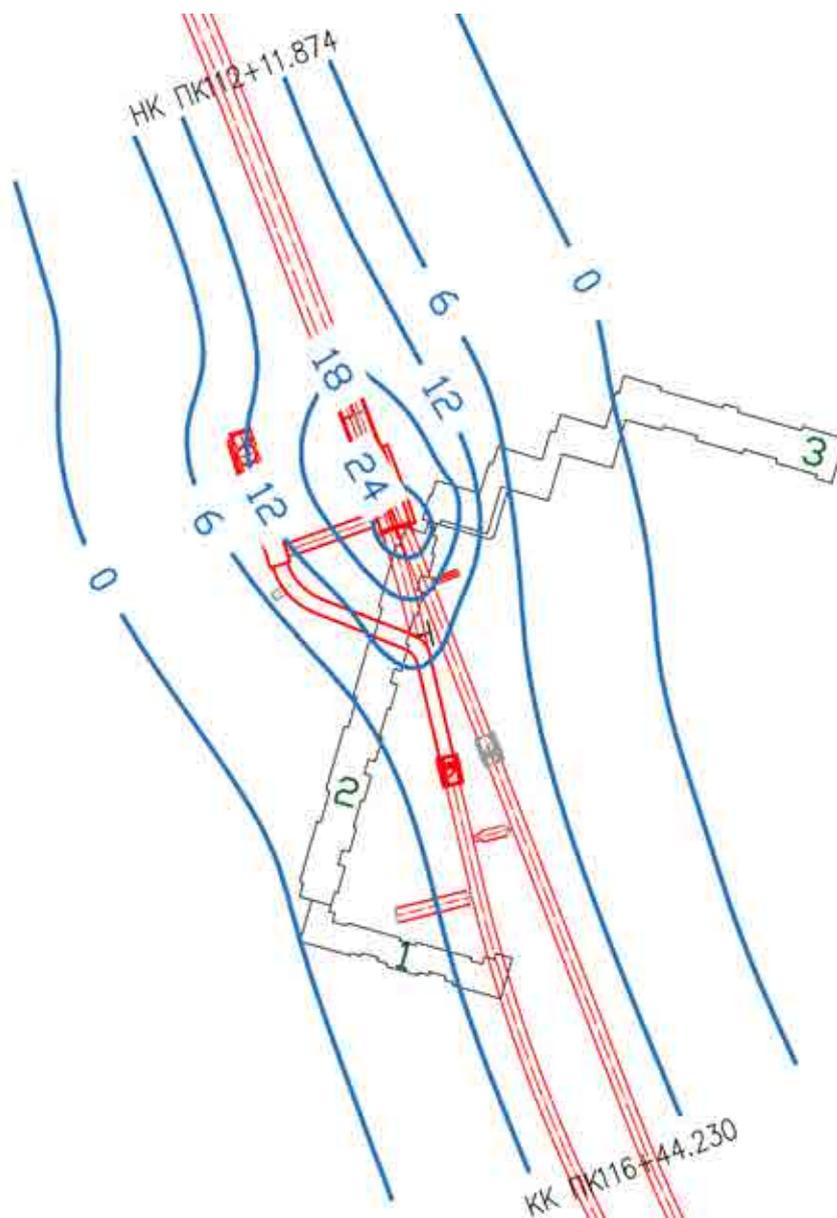


Рисунок 7.37 – Результирующая мутьда оседания земной поверхности (мм) с нанесенной схемой расположения зданий на поверхности земли над участком строительства подземных сооружений

- принятые в работе подходы к выполнению численного моделирования (разделение моделирование на глобальный и локальный уровень и внедрение моделей деформирования среды, учитывающих анизотропию прочностных и деформационных свойства, а также нелинейное поведение в диапазоне малых деформаций) позволили получить удовлетворительную сходимость между результатами натурных наблюдений за оседанием земной поверхности на участке строительства станционных комплексов и численного моделирования;
- апробация предложенного в работе подхода к моделированию геомеханических процессов в слоистых средах выполнена на примере прогноза геомеханических процессов в окрестности станционных комплексов метрополитена, расположенных в слоистых средах (протерозойских глинах);
- основными факторами, оказывающими влияние на достоверность прогноза развития деформаций в окрестности подземного сооружения, являются: учет пространственной конфигурации подземного сооружения; выбор пригодной для рассматриваемых условий модели деформирования породы; детальный учет последовательности ведения строительных работ;

- представленный в работе метод апробирован на подземных сооружениях различной пространственной конфигурации, строительство которых выполняется с учетом различных технологических приемов, и принятый метод не накладывает каких-либо значимых ограничений на моделируемые процессы.

## Заключение

Выполненные в диссертационной работе исследования посвящены решению крупной научной проблемы – разработке методологии проектирования подземных комплексов сложной конфигурации в пространственной постановке, базирующейся на установленных закономерностях изменения напряженно-деформированного состояния породного массива при этапном ведении горно-строительных работ с учетом нелинейности и анизотропии сред, имеющей большое народно-хозяйственное значение для освоения подземного пространства мегаполисов.

Основные результаты выполненных исследований:

1. Механизм деформирования и разрушения аргиллитоподобных глинистых пород, основанный на формировании новых или развитии существующих микротрещин, позволяет моделировать формирование макротрещин и фрагментацию породы. Математическое описание данного процесса выполнено на основании физической модели, предложенной А.Н. Ставрогиным, в рамках метода конечно-дискретных элементов, где упругие деформации описываются на уровне сплошных элементов, а формирование и развитие микротрещин – на уровне когезионных элементов.

2. Естественная анизотропия механического поведения аргиллитоподобных глинистых пород в рамках метода конечно-дискретных элементов учитывается за счет ориентации основных слоев когезионных элементов в направлении слоистости и заполнения межслоевого слоя набором из сплошных и когезионных элементов, а распределение прочности отрыву и сдвигу когезионных элементов в зависимости от направления определяется через микроструктурный тензор. Анизотропия деформационных свойств учитывается на уровне сплошных элементов через трансверсально-изотропную матрицу податливости.

3. Численные модели, разработанные в рамках предложенного метода конечно-дискретных элементов, позволяют в явном виде определять зоны трещиноватости пород, участки расслоения породы и ее фрагментации. Деформационная анизотропия, формируемая по мере накопления повреждений в рассматриваемой среде, учитывается в явном виде за счет изменения механического поведения отдельных когезионных элементов в процессе выполнения моделирования.

4. Выполненные лабораторные исследования позволили установить влияние достигнутых напряжений и деформаций на деформационные характеристики аргиллитоподобных глин. Деформационные характеристики аргиллитоподобных глин тем выше, чем меньше достигнутые сдвиговые деформации и чем выше средние напряжения. Установлена количественная взаимосвязь между значениями напряжений и деформаций и показателями деформационных свойств.

5. Разработанная геомеханическая модель аргиллитоподобных глинистых пород в рамках концепции многослойной среды позволяет учитывать такие важные особенности ее деформирования, как нелинейность поведения в диапазоне малых деформаций, зависимость деформационных свойств от достигнутых напряжений и деформаций, естественная и деформационная анизотропия механических свойств. Модель разработана в рамках теории пластического течения, а сами напряжения и деформации определяются на локальных площадках интегрирования.

6. Предложенная геомеханическая модель поведения аргиллитоподобных глин позволяет естественным образом ограничить зону активных деформаций в окрестности подземных сооружений за счет введения функциональной зависимости между деформационными свойствами и достигнутыми напряжениями и деформациями, что позволяет в рамках единой модели рассматривать объекты, зона активных деформаций в окрестности которых не совпадает и не может быть представлена единой границей.

7. Предложена методология расчета напряженно-деформированного состояния конструкций подземных комплексов сложной пространственной конфигурации при взаимодействии их с породным массивом путем разделения объекта на глобальную и локальные модели, что позволяет повысить достоверность прогноза геомеханических процессов за счет повышения степени детализации этапов строительства подземных сооружений на уровне локальных моделей, в то время как прогноз деформаций земной поверхности выполняется на уровне глобальной модели.

8. Численное моделирование и прогноз геомеханических процессов при строительстве подземных сооружений, и оценкой их влияния на элементы городской застройки и инфраструктуры являются неотъемлемой частью научно-практического сопровождения таких объектов. Применение предложенных в работе подходов с использованием новых геомеханических моделей массивов, пространственной постановки решения задач, повышения детализации моделирования процессов строительства подземных сооружений за счет их разделения на уровни локальных моделей и глобальной модели позволит создать эффективный инструмент для снижения или предотвращения негативных последствий нового строительства на объекты существующей застройки.

9. Результаты диссертационной работы внедрены в виде разделов проектной документации на сооружение станционных комплексов Санкт-Петербургского метрополитена и в учебный процесс Санкт-Петербургского горного университета при подготовке специалистов по направлению "Горное дело" специализации "Шахтное и подземное строительство" по дисциплинам "Моделирование физических процессов в горном деле", "Геомеханика", "Механика подземных сооружений", "Строительство тоннелей и метрополитенов".

## Список литературы

1. **Attewell P. B.** Soil movements induced by tunneling and their effects on pipelines and structures / P.B. Attewell, J. Yeates, A.R. Selby // Blackie Academic & Professional. 1986. P. 192.
2. **Simons N.E.** Settlement of structures on clay with particular emphasis on London clay // N.N. Som CIRIA Report 22. 1970. P. 52.
3. **Morton K.** Settlement observations on eight structures in London / K. Morton, E. Au // Proc. Conf. Settlement of Structures. London: Pentech Press. 1974. P. 183-203.
4. **Attewell P.B.** Tunnelling in compressible soils: Large ground movements and structural implications / P.B. Attewell, A.R. Selby // Tunnelling and Underground Space Technology. 1989. Vol. 4(4). P. 481-487.
5. **Карасев М.А.** Анализ причин деформации земной поверхности и характер формирования мульды оседания, вызванной строительством транспортных тоннелей // Записки Горного института. 2011. Т. 190. С. 163-175.
6. **Schmidt B.** A method of estimating surface settlement above tunnels constructed in soft ground. // Canadian Geotechnical Journal. 1969. Vol. 20. P. 11-22.
7. **Peck R.B.** Deep excavations and tunnelling in soft ground // Proceedings of the 7th ICSMFE, State-of-the-art Volume, Mexico City. Mexico: Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos. 1969. P. 225-290.
8. **Демешко Е.А.** Прогнозирование осадок земной поверхности при щитовой проходке тоннеля в песчаных грунтах / Е.А. Демешко, В.А. Ходош // Ж. Метрострой. 1963. № 3-4. С. 34-42.
9. **Авершин С.Г.** Сдвигение горных пород при подземных разработках // Углетехиздат, 1947. 244 с.
10. **Авершин С.Г.** Расчет деформаций массива горных пород под влиянием подземных разработок // Тр. ВНИМИ. Л., 1960. 87 с.
11. **Herzog M.** Surface subsidence above shallow tunnels // Bautechnik. 1985. Vol. 62(11). P. 375-377.
12. **Mair R.J.** Subsurface settlement profiles above tunnels in clays / R.J. Mair, R.N. Taylor, A. Bracegirdle // Geotechnique. 1993. Vol. 43. P. 315-320.
13. **O'Reilly M.P.** Settlement above tunnels in the United Kingdom their magnitude and prediction / M.P. O'Reilly, B.M. New // Proc. Tunneling Conference, Brighton. 1982. P. 173-181.
14. **Rankin W.J.** Ground movements resulting from urban tunnelling: predictions and effects // Engineering geology of underground movements. The Geological Society. 1988. P. 79-92.
15. **Mair R.J.** Bored tunnelling in the urban environment (State-of-the-art report and theme lecture) / R.J. Mair, R.N. Taylor // Proceedings of the 14th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. 1997. P. 2353-2385.
16. **Glossop N.H.** Soil Deformation Caused by Soft Ground Tunnelling // Ph.D. Thesis, University of Durham. 1978. P. 313.
17. **Atkinson J.H.** Stability of a shallow circular tunnel in cohesionless soil / J.H. Atkinson, D.M. Potts // Geotechnique. 1977. Vol. 27(2). P. 203-215.
18. **Attewell P. B.** Ground movements caused by tunneling in soil // Large ground movements and structures. Pentech Press, London. 1978. P. 812-948.
19. **Clough W.** Design and performance of excavation and tunnels in soft clay / W. Clough, B. Schmidt // Soft clay engineering. Elsevier. Amsterdam. P. 85.
20. **Arioglu E.** Surface Movements Due to Tunnelling Activities in Urban Areas and Minimization of Building Damages // Short Course, Istanbul Technical University, Mining Engineering Department, 1992. P. 43.

21. **Attewell P.B.** Predicting the dynamics of ground settlement and its derivatives caused by tunnelling in soil. / P.B. Attewell, J.P. Woodman // *Ground Engineering*. 1982. Vol. 15 (8). P. 13-22.
22. **Лиманов Ю.А.** Моделирование тоннелей // *Ж. Метрострой*. 1973. № 3. С. 12-18.
23. **Лиманов Ю.А.** Осадки земной поверхности при сооружении тоннелей в кембрийских глинах // Л.: ЛИИЖТ, 1957. 239 с.
24. **Подаков В.Ф.** Исследование влияния на здания деформаций земной поверхности при сооружении тоннелей метрополитена в кембрийских глинах. Дисс. на соискан. уч. степени к.т.н. Л.: ВНИМИ, 1969. 142 с.
25. **Подаков В.Ф.** Исследование деформаций земной поверхности на трассе Московско-Петроградского направления // *Ж. Метрострой*. 1963. № 3(4). С. 12-23.
26. **Подаков В.Ф.** О мерах предупреждения возможных деформаций гордских зданий при строительстве метрополитенов в Ленинграде. Труды ВНИМИ. 1966. № LXI. С. 23-28.
27. **Подаков В.Ф.** Пособие по проектированию мероприятий по защите эксплуатируемых зданий и сооружений от влияния горнопроходческих работ при строительстве метрополитенов / В.Ф. Подаков, Ю.Ф. Соловьев, В.Н. Капустин и др. Л. Стройиздат, 1973. 72 с.
28. **Хуцкий В.П.** Расчет оседаний земной поверхности во времени при сооружении станций метрополитена в Санкт-Петербурге // *Маркшейдерское дело и геодезия. Межвузовский сборник научных трудов. СПбГГИ*, 1999. С. 39-42.
29. **Долгих М.В.** Сдвигание земной поверхности при строительстве объектов метрополитена. Дисс. на соискан. уч. степени к.т.н. СПб., 1999. 114 с.
30. **Волохов Е.М.** Аналитическая методика расчета основных параметров мульды сдвига при сооружении тоннелей в кембрийских глинах. / Волохов Е.М., Павлов С.П. // *Записки горного института. Маркшейдерское дело и геодезия. СПб.* 2001. № 146. С. 45-52.
31. **Волохов Е.М.** Некоторые основные принципы решения задач расчета сдвижений и деформаций массивов горных пород при проходке в нем тоннелеобразных выработок. / Волохов Е.М., Гусев В.Н. // *Ж. Маркшейдерский вестник*. 2003. № 1. С. 67-78.
32. **Волохов Е.М.** К вопросу оценки влияния объемных сил в расчетах напряженно-деформированного состояния массива при проходке в нем горных выработок. // *Ж. Маркшейдерский вестник*. 2003. № 3. С. 34-41.
33. **Волохов Е.М.** К оценке влияния анизотропии горных пород при расчете напряженно-деформированного состояния массива при проходке в нем горных выработок. // *Ж. Маркшейдерский вестник*. 2003. № 3. С. 42-50.
34. **Волохов Е.М.** К вопросу оценки техногенного воздействия от сооружения тоннельных выработок в массивах устойчивых горных пород на основе расчета сдвижений с учетом физической нелинейности / Е.М. Волохов, А.А. Коржев // *Сб. тр. конгресса: Научные и прикладные проблемы экологии. Сохрани себе планету*. С. 56-62.
35. **Волохов Е.М.** Прогноз сдвижений и деформаций массива горных пород и земной поверхности при сооружении городских тоннелей глубокого заложения. Дисс. на соискан. уч. степени к.т.н. СПб., 2004. 265 с.
36. **Волохов Е.М.** Расчет деформаций земной поверхности в любом сечении мульды сдвига на основе аналитического задания типовой кривой / Е.М. Волохов, Нгуен Суан Бак, Е.С. Рожнов // *Маркшейдерский вестник*. 2012. № 3. С. 44-49.
37. **Трушко В.Л.** К вопросу оценки взаимовлияния выработок в расчетах сдвижений и деформаций массива горных пород и земной поверхности над сооружаемыми тоннелями / В.Л. Трушко, Е.М. Волохов // *Записки Горного института*. 2009. Т. 180, С. 192-198.

38. **Лехниций С.Г.** Распределение напряжений в анизотропной пластинке с эллиптическим упругим ядром. // Институт механики Академия наук СССР. Инженерный сборник. Т. XIX. 1954. С. 120-129.
39. **Лехниций С.Г.** Теоретические исследования напряжений в упругом анизотропном массиве вблизи подземной выработки эллиптического сечения // Труды ВНИМИ. Сб. 45. 1962. С. 45-54.
40. **Лехницкий С.Г.** Теория упругости анизотропных тел // М.: Наука, 1977. 416 с.
41. **Selby A.R.** Surface Movements Caused by Tunnelling in Two-layer Soil // Eng. Geol. Of Underground Movements. 1988. P. 71-78.
42. **Verruijt A.** Surface settlements due to deformation of a tunnel in an elastic half plane / A. Verruijt, J.R. Booker // Géotechnique. 1996. Vol. 46(4). P. 753-756.
43. **Sagaseta C.** Analysis of undrained soil deformation due to ground loss // Géotechnique. 1987. Vol. 37. P. 301-320.
44. **Gonzalez C.** Patterns of soil deformations around tunnels. Application to the extension of Madrid metro / C. Gonzalez, C. Sagaseta // Computers and Geotechnics. 2001. Vol. 28(6-7). P. 445-468.
45. **Rowe R.K.** A method of estimating surface settlement above tunnels constructed in soft clay / R.K. Rowe, K.J. Lo, G.J. Kack // Canadian Geotechnical Journal. 1983. Vol. 20 (1). P. 11-22.
46. **Lee K.M.** An analysis of three-dimensional ground movements: the Thunder Bay tunnel / K.M. Lee, R.K. Rowe // Canadian Geotechnical Journal. 1991 Vol. 28. P. 25-32.
47. **Loganathan N. P. H.** Analytical Prediction for Tunneling-Induced // Ground Movement in Clays. 1998. Vol. 124(9). P. 846-856.
48. **Broere W.** Tunnel face stability and new CPT application. PhD Thesis // Technical University of Delft. 2001. P. 175.
49. **Verruijt A.** A complex variable solution for a deforming circular tunnel in an elastic half-plane. // International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics. 1997. Vol. 21. P. 77-89.
50. Geotechnical Aspects for the Excavating Performance of the Shield Machines. / S. Murayama, M. Endo, T. Hashiba, K. Yamamoto, H.S asaki // The 21st annual lecture in meeting of Japan Society of Civil Engineers. 1966. P. 45.
51. **Фадеев А.Б.** Метод конечных элементов в геомеханике. М.: Недра, 1987 221 с.
52. **Zienkiewicz O.C.** The finite element method. McGraw-Hill, London, 3rd edition. 1977. P. 465.
53. **Dawe D.J.** Matrix and finite element displacement analysis of structures. Clarendon, Oxford. 1984.
54. **Astley R.J.** Finite elements in solids and structures: an introduction. Chapman and Hall, London. 1992. P. 492.
55. **Potts D.M.** Finite element analysis in geotechnical engineering: theory / L. Zdravkovic Thomas Telford, London. 1999. P. 500.
56. **Potts D.M.** Finite element analysis in geotechnical engineering: application / L. Zdravkovic. Thomas Telford, London. 2001. P. 448.
57. **Negro A.** Prediction and performance: A review of numerical analyses for tunnels / P.I.B. de Queiroz // Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground, Kusakabe, Fujita and Miyazaki (eds.), Balkema, Rotterdam. 2000. P. 725-730.
58. **Яровой Ю.И.** Прогноз деформации земной поверхности, зданий и сооружений при строительстве метрополитенов на Урале. Дисс. на соискан. уч. степени к.т.н. Уральская государственная академия путей и сообщений. 1999. 280 с.

59. **Речицкий В.В.** Прогнозирование деформаций дневной поверхности при проходке туннелей. Дисс. на соискан. уч. степени к.т.н. Омский государственный строительный университет. 2005. 156 с.
60. **Новоженин С.Ю.** Прогноз сдвижений и деформаций горных пород при сооружении эскалаторных туннелей метрополитена тоннелепроходческими механизированными комплексами. Дисс. на соискан. уч. степени к.т.н. СПб. 2014. 147 с.
61. **Киреева В.И.** Оценка сдвижений и деформаций горных пород при сооружении перегонных туннелей большого диаметра тоннелепроходческими механизированными комплексами в сложных горно-геологических условиях. Дисс. на соискан. уч. степени к.т.н. 2016. 198 с.
62. **Kim S.H.** Model testing and analysis of interaction between tunnels in clay. Thesis // University of Oxford. 1996. P. 242.
63. **Liu G.** Numerical modelling of damage to masonry building due to tunneling. Thesis // University of Oxford. 1997. P. 228.
64. **Augarde C.E.** Numerical modelling of tunneling processes for assessment of damage to building. Thesis // University of Oxford. 1997. P. 262.
65. **Beadle M.E.** Settlement induced by tunneling in cohesive-friction soils. Thesis // University of Western Ontario. 1997. P. 271.
66. **Greenwood J.D.** Three dimensional analysis of surface settlement in soft ground tunneling. Thesis // University of Minnesota. 2001. P. 89.
67. **Koelwijjn A.R.** Numerical analysis of soft soil tunneling. Thesis // Delft University. 2001. P. 166.
68. **Franzius J.N.** Behavior of buildings due to tunnel induced subsidence. Thesis // University of London. 2003. P. 360.
69. **Abrams A.J.** Earth pressure balance (EPB) tunneling induced settlements in the Tren urbano project, Rio Piedras, Puerto Rico. Thesis // Massachusetts Institute of Technology. 2006. P.73.
70. **Moller S. C.** Tunnel induced settlements and structural forces in lining. Thesis // University of Stuttgart. 2006. P. 174.
71. **Pickhaver J.A.** Numerical modeling of building response to tunneling. Thesis // Balliol College. 2006. P. 285.
72. **Sweeney P.** A study of interaction effect due to bored tunnels in clay. Thesis // University of Dublin. 200. P. 59.
73. **Thorpe J.P.** Ground movement during tunneling in sand. Thesis // Queen's University. 2007. P. 185.
74. **Laver R.** Long term behavior of twin tunnels in London clay. Thesis // University of Cambridge. 2010. P. 451.
75. **Albers B.** 2d numerical analysis of settlement damage to buildings: including a non-linear masonry model and soil structure interface. Thesis // University of Delft. 2012. P. 125.
76. **Giardina G.** Modelling of settlement induced building damage. Thesis // University of Brescia. 2013. P. 291.
77. **Vlachopoulos N.** Improved longitudinal displacement profiles for convergence-confinement analysis of deep tunnels. / N. Vlachopoulos, M.S. Diederichs // Rock Mechanics and Rock Engineering. 2009. P. 131-146.
78. **Vlachopoulos N.** Comparison of 2D and 3D analysis methods for single and paired tunnels in weak highly stressed ground. / Vlachopoulos N., Diederichs M.S. // Tunnels and Underground Space Technology. 2009. P. 40.
79. **Amadei B.** Rock Anisotropy and the Theory of Stress Measurements. / B. Amadei, C.A. Brebbia, S.A. Orszag // Springer-Verlag. Berlin Heidelberg. New York Tokyo. 1983.

80. **Carranza-Torres C.** The elasto-plastic response of underground excavations in rock masses that satisfy the Hoek-Brown failure criterion / C. Carranza-Torres, C. Fairhurst // International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences. 1999. Vol. 36. P. 777-809.
81. **Carranza-Torres C.** Elasto-plastic solution of tunnel problems using the generalized form of the Hoek-Brown failure criterion // International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences. 2004. Vol. 41(3). P. 629-639.
82. **Lee Y-K.** A new numerical procedure for elasto-plastic analysis of a circular opening excavated in a strain-softening rock mass / Y-K. Lee, S. Pietruszczak // Tunnelling and Underground Space Technology. 2014. Vol. 23(5). P. 588-599.
83. **Lee Y-K.** A finite strain closed-form solution for the elastoplastic ground response curve in tunnelling / Y-K. Lee, G. Anagnostou // International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics. 2014. Vol. 38(11). P. 1131-1148.
84. **Протосеня А.Г.** Упругопластическая задача для выработок различных форм поперечных сечений при условии предельного равновесия Кулона / А.Г. Протосеня, Н.А. Беляков, М.А. Карасев // Физико-технические проблемы разработки полезных ископаемых. 2016. № 1. С. 71-81.
85. **Беляков Н.А.** Разработка численной модели прогноза предельного состояния массива с использованием критерия прочности Ставрогина / Н.А. Беляков, М.А. Карасев, А.Г. Протосеня // Физико-технические проблемы разработки полезных ископаемых. 2015. №1. С. 3-11.
86. **Ставрогин А.Н.** Пластичность горных пород. / Ставрогин А.Н., Протосеня А.Г. // М.: Недра, 1979. 301 с.
87. Guidelines for the use of advanced numerical analysis. Thomas Telford. 2002. P. 172.
88. **Улицкий В.М.** Геотехническое сопровождение развития городов. Серия "Достижения современной геотехники" / В.М. Улицкий, А.Г. Шашкин, К.Г. Шашкин. 2010. 560 с.
89. **Шашкин А.Г.** Теоретические и методологические основы обеспечения безопасности строительства и эксплуатации зданий и сооружений в сложных инженерно-геологических условиях Санкт-Петербурга. Дисс. на соискан. уч. степени д-г.-м.н. 2011. 398 с.
90. **Протосеня А.Г.** Проблемы прогноза нагрузок на обделки и устойчивость эксплуатируемых тоннелей / А.Г. Протосеня, М.А. Карасев, Е.Г. Козин // Записки Горного института. 2007. Т. 172. С. 5-13.
91. **Карасев М.А.** Эффективное применение численных методов анализа для решения задач геомеханики // Записки Горного института. 2010. Т. 185. С. 161-165.
92. **Karasev M.A.** Experimental observation and numerical simulation of tunnel lining located at different geological condition of Saint-Petersburg Metro // Innovations in Geoscience, geoengineering, Freiburger Forschungsforum 59. Technische Universitat Bergakademie Freiberg, 2008. P. 272-280.
93. **Протосеня А.Г.** Развитие методов прогноза оседания земной поверхности при строительстве подземных сооружений в условиях плотной городской застройки. / А.Г. Протосеня, М.А. Карасев // Метро и тоннели. 2016. № 6. С. 87-91.
94. **Механика подземных сооружений. Пространственные модели и мониторинг /** А.Г. Протосеня, Ю.Н. Огородников, П.А. Деменков, М.А. Карасев, М.О. Лебедев, Д.А. Потемкин, Е.Г. Козин. СПбГУ-МАНЭБ. СПб.: 2011. 355 с.
95. **Brinkgreve R.B.J.** Plaxis Finite Element Code for Soil and Rock Analysis / R.B.J. Brinkgreve, P.A. Vermeer. Balkema, Rotterdam. 2001. P. 290.
96. **Schmidt B.F.** Discussion of earth pressure at rest related to stress history // Canadian Geotechnical Journal. 1966. Vol. 4(4). P. 239-242.
97. **Mayne P.W.** K<sub>0</sub>-OCR relationships in soil / P.W. Mayne, F.H. Kulhawy // J. Geotech. Eng. Div. ASCE, GT6. 1982. P. 851-872.

98. **Mesri G.** The coefficient of earth pressure at rest / G. Mesri, T.M. Hayat // *Canadian Geotech. J.* 1993. Vol. 30(4). P. 647-666.
99. **Burland J.B.** Building Response to Tunneling: Case Studies from Construction of the Jubilee Line Extension, London / J.B. Burland, J.R. Syanding, F.M. Jardine. Thomas Telford. 2001. P. 960.
100. СП 22.13330.2011 Основания зданий и сооружений.
101. СП 21.13330.2012 Здания и сооружения на подрабатываемых территориях и просадочных грунтах.
102. ПБ 07-269-98 Правила охраны сооружений и природных объектов от вредного влияния подземных горных разработок на угольных месторождениях. 1998.
103. Временные правила охраны сооружений и объектов от вредного влияния подземных горных разработок месторождений руд цветных металлов с неизученным процессом сдвижения пород. 1986.
104. **Burland J.B.** Settlements of buildings and associated damage. State of art Review / C.P. Wroth // *Proc. conf. settlements of structures.* Cambridge. 1974. P. 611-654.
105. **Boscardin M.D.** Building response to excavation-induced settlement / M.D. Boscardin, E.J. Cording // *Journal of geotechnical engineering.* 1989. Vol. 115(1). P. 1-21.
106. **Geddes J.D.** Discussion of "Building response to excavation-induced settlement" / M.D. Boscardin, E.J. Cording // *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering.* 1991. Vol. 117(8). P. 1276-1278.
107. **Vermeer P.A.** Nonassociated plasticity for soils, concrete and rock / R. De Borst // *Heron.* 1984. Vol 29 (3). P. 62.
108. **Schanz T.** The Hardening Soil Model: Formulation and verification / T. Schanz, P.A. Vermeer, P.G. Bonnier // *Beyond 2000 in Computational Geotechnics.* 1999. P. 281-290.
109. **Brinkgreve R.B.J.** Selection of soil models and parameters for geo technical engineering application // *Soil Constitutive Models: Evaluation, Selection, and Calibration.* American Society of Civil Engineers. 2005. Vol. 128. P. 69-98.
110. **Wolffersdorff P.A.** A hypoplastic relation for granular materials with a predefined limit state surface // *Mechanics of Cohesive-Frictional Materials.* 1996. Vol. 1(3). P. 251-271.
111. **Niemunis A.** Hypoplastic model for cohesionless soils with elastic strain range / A. Niemunis, I. Herle // *Mechanics of Cohesive-Frictional Materials.* 1997. Vol. 2(4). P. 279-299.
112. **Mašín D.** A hypoplastic constitutive model for clays // *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics.* 2005. Vol. 29(4). P. 311-336.
113. **Mašín D.** A hypoplastic constitutive model for clays with meta-stable structure. *Canadian Geotechnical Journal.* 2007. Vol. 44(3). P. 363-375.
114. **Mašín D.** Hypoplastic Cam-clay model // *Géotechnique.* 2012. Vol. 62(6). P. 549-553.
115. **Chen W.** Soil Plasticity: Theory and Implementation / W. Chen, G.Y. Baladi. Elsevier. 1985. P. 231.
116. **Карасев М.А.** Обоснование геомеханической модели среды для прогноза деформаций грунтового массива в окрестности глубокого котлована / М.А. Карасев, Д.А. Потемкин // *Записки Горного института.* 2013. Т. 204. С. 263-268.
117. **Карасев М.А.** Разработка численной модели прогноза деформаций грунтового массива при строительстве полузаглубленных сооружений в программном комплексе Abaqus / М.А. Карасев, А.Г. Протосеня // *Основания фундаментов и механика грунтов.* Springer New York LLC, 2014. № 2. С. 2-6.
118. **Chen W.** Nonlinear Analysis in Soil Mechanics: Theory and Implementation. / E. Mizuno. Elsevier. 1990. P. 661.
119. **Hardin B.O.** Shear modulus and damping in soils: Measurement and parameter effects / B.O. Hardin, V.P. Drnevich // *Proc. Asce: Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division.* 1972. P. 603-624.

120. **Jardine R. J.** Studies of the influence of non-linear stress-strain characteristics in soil-structure interaction / R.J. Jardine, D.M. Potts, A.B. Fourie, J.B. Burland // *Geotechnique*. 1986. Vol. 36(3). P. 377-396.
121. **Simpson B.** A computer model for the analysis of ground movements in London Clay / B. Simpson, N.J. O'Riordan, D.D. Croft // *Geotechnique*. 1979. Vol. 29(2). P. 149-175.
122. **Jardine R.J.** Some practical applications of a non-linear ground model / R.J. Jardine, D.M. Potts, H.D. St. John, D.W. Hight // *Proceedings of the 10th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*. 1991. Vol. 1. P. 223-228.
123. **Hird C.C.** Stiffness determination and deformation analysis for a trial excavation in Oxford Clay / C.C. Hird, N.D. Pierpoint // *Geotechnique*. 1997. Vol. 47(3). P. 665-691.
124. **Puzrin A.M.** Non-linear model of small-strain behaviour of soils / A.M. Puzrin, J.B. Burland // *Geotechnique*. 1998. Vol. 48(2). P. 217-233.
125. **Dafalias Y.F.** A bounding surface soil plasticity model // *International Symposium on Soils under Cyclic and Transient loading*, Swansea. 1980. Vol. 1. P. 335-345.
126. **Dafalias Y.F.** Bounding surface formulation of soil plasticity // *Soil Mechanics-Transient and Cyclic Loads*. 1982. P. 75.
127. **Whittle A.J.** Evaluation of a constitutive model for overconsolidated clays // *Geotechnique*. 1993. Vol. 43(2). P. 289-313.
128. **Mroz Z.** Application of an anisotropic hardening model in the analysis of elastoplastic deformation of soils / Z. Mroz, V.A. Norris, O.C. Zienkiewicz // *Geotechnique*. 1979. Vol. 29(1). P. 1-34.
129. **Mroz Z.** Elastoplastic and viscoplastic constitutive models for soils with application to cyclic loading / Z. Mroz, V.A. Norris // *Soil Mechanics-Transient and Cyclic Loads*. 1982. P. 173-217.
130. **Prevost J.H.** Mathematical modelling of monotonic and cyclic undrained clay behaviour // *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*. 1977. Vol. 1. P. 195-216.
131. **Prevost J.H.** Anisotropic undrained stress-strain behavior of clays // *Journal of the Geotechnical Engineering Division*. 1978. Vol. 104. P. 1075-1090.
132. **Prevost J.H.** Plasticity theory for soil stress-strain behavior. // *Journal of the Geotechnical Engineering Division*. 1978. Vol. 104. P. 1177-1196.
133. **Al-Tabbaa A.** Permeability and stress-strain response of speswhite kaolin. PhD thesis, University of Cambridge, 1987. P. 154.
134. **Al-Tabbaa A.** An experimental based "bubble" model for clay / A. Al-Tabbaa, D.M. Wood // *International Conference on Numerical Models in Geomechanics*. 1989. P. 91-99.
135. **Stallebrass S.E.** Modelling the effect of recent stress history on the deformation of overconsolidated soils. PhD thesis, City University. 1990. P. 175.
136. **Kavvas M.** A constitutive model for structured soils / M. Kavvas, A. Amorosi // *Geotechnique*. 2000. Vol. 50(3). P. 263-273.
137. **Rouainia M.** A kinematic hardening constitutive model for natural clays with loss of structure / D. Muir Wood // *Geotechnique*. 2000. Vol. 50(2). P. 153-164.
138. **Baudet B.A.** Modelling effects of structure in soft natural clays. PhD thesis, City University, 2001. P. 256.
139. **Gajo A.** A new approach to anisotropic, bounding surface plasticity: general formulation and simulations of natural and reconstituted clay behavior / A. Gajo, D. Muir Wood // *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*. 2001. Vol. 25. P. 207-241.
140. **Callisto L.** Simulation of triaxial and true triaxial tests on natural and reconstituted Pisa clay / L. Callisto, A. Gajo // *Geotechnique*. 2002. Vol. 52(9). P. 649-666.

141. **Zienkiewicz O. C.** Time-dependent multilaminate model of rock - A numerical study of deformation and failure of rock masses / O.C. Zienkiewicz, G.N. Pande // International journal for numerical and analytical methods on geomechanics. 1997. Vol. 1. P. 219-247.
142. **Оловянный А.Г.** Некоторые задачи механики массивов горных пород. СПб., 2003. 234 с.
143. **Оловянный А.Г.** Механика горных пород. Моделирование разрушений. – СПб.: ООО “Издательство-полиграфическая компания “КОСТА”, 2012. 280 с.
144. **Jenkins J.T.** Volume change in small strain axisymmetric deformations of a granular material // Micromechanics of granular materials. 1988. P.143–152.
145. **Walton K.** The effective elastic moduli of a random packing of spheres // J. Mech. Phys. Solids. 1987. Vol. 35. P. 213–226.
146. **Rothenburg L.** Micromechanical definitions of the Cauchy stress tensor for particular media / L. Rothenburg, A.P.S. Selvadurai // Mechanics of structured media. 1981. P. 469–486.
147. **Chang C.S.** Micromechanical modeling of constructive relations for granular material // Micromechanics of granular materials. 1988. P. 271–279.
148. **Emeriault F.** Micromechanical modeling of anisotropic nonlinear elasticity of granular medium / F. Emeriault, B. Cambou // Int. J. Solids Structures. 1996. Vol. 33(18). P. 2591–2607.
149. Pressure-dependent elastic moduli of granular assemblies / C.L. Liao, T.C. Chan, A.S.J. Suiker, C.S. Chang // Int. J. Numer. Analyt. Meth. Geomech. 2000. Vol. 24. P. 265–279.
150. **Kruyt N.P.** Micromechanical bounds for the effective elastic moduli of granular materials / N.P. Kruyt, L. Rothenburg // Int. J. Solids Structures. 2002. 39(2). P. 311–324.
151. **Jenkins J.T.** Mean-field inelastic behavior of random arrays of identical spheres / O.D.L. Strack // Mech. Mater. 1993. Vol. 16. P. 25–33.
152. **Matsuoka H.** A stress-strain relationship for granular materials derived from microscopic shear mechanisms / H. Matsuoka, K. Takeda // Soils Found. 1980. Vol. 20(3). P. 45–58.
153. **Chang C.S.** A slip mechanism based constitutive model for granular soils / C.S. Chang, A. Misra, S.P. Weeraratne // J. Eng. Mech. 1989. Vol. 115(4). P.790–807.
154. **Chang C.S.** Initial moduli of particulate mass with frictional contacts / C.S. Chang, S.S. Sundaram, A. Misra // Int. J. Numer. Analyt. Meth. Geomech. 1989, Vol. 13(6). P. 626–641.
155. **Chang C.S.** Micromechanics modelling for the stress strain behavior of granular soil II: Evaluation / C.S. Chang, M. Kabir, Y. Chang // J. Geotech. Engrg. 1992. Vol. 118(12). P. 1975–1994.
156. **Chang C.S.** Constitutive relations for particulate medium with the effect of particle rotation / C.S. Chang, C. Liao // Int. J. Solids Struct. 1990. Vol. 26. P. 437–453.
157. **Suiker A.S.J.** Modelling failure and deformation of an assembly of spheres with frictional contacts / A.S.J. Suiker, C.S. Chang // J. Eng. Mech. 2004. Vol. 130(3). P. 283–293.
158. **Karstunen M.** Criterion for strain localization based on multilaminate framework / M. Karstunen, G.N. Pande // Numerical models in geomechanics. 1997. P. 199-204.
159. **Karstunen M.** Strain localization in granular media using multilaminate framework / M. Karstunen, G.N. Pande // Applications of computational mechanics in geotechnical engineering. 1997. P. 149-173.
160. **Schuller H.** Application of a multilaminate model to simulation of shear band information in NATM-tunnelling / H.F. Schweiger // Computer and geotechnics. 2002. Vol. 29. P. 501-524.
161. **Wiltafsky Ch.** A multilaminate model for normally consolidated clay. Ph.D. thesis. Graz University of Technology. 2003. P. 132.

162. **Cudny M.** On the modelling of anisotropy and destructuration of soft clays within the multi-laminate framework / M. Cudny, P.A. Vermeer // *Computer and Geotechnics*. 2004. Vol 31. P. 1-22.
163. **Galavi V.** A multilaminate model for structured clay incorporating inherent anisotropy and strain softening. PhD thesis. Graz University of Technology. 2007. P. 174
164. **Scharinger F.** A multilaminate model for soil incorporating small strain stiffness. Ph.D. thesis. Graz University of Technology. 2007. P. 184.
165. **Протосеня А.Г.** Проектирование конструкций пилонной станции метрополитена с малоосадочной технологией строительства /А.Г. Протосеня, М.А. Карасев, П.А. Деменков // *Записки Горного института*. 2012. Т. 195. С. 123-128.
166. **Карасев М.А.** Численное моделирование строительства железнодорожного тоннеля щитовым комплексом в условиях плотной городской застройки // *Серия: Науки о земле. Известия Тульского государственного университета*. 2011. Вып. 1. С. 282-290.
167. **Карасев М.А.** Прогноз осадки земной поверхности, вызванный строительством подземной скоростной железной дороги на участке Sants – La Sagrera // *Известия вузов. Горный журнал*. 2011, № 6. С. 74–79.
168. Experts report № 2. High speed railway AVE Tunnel, Section Sant-Sagrera. Evolution of TBM Advance and Measures for increase of safety margins in vicinity of world Heritage property “Works of Gaudi”. Barcelona, 2010. P. 72.
169. **Вознесенский Е.А.** Методические вопросы определения параметров моделей, учитывающих повышение жесткости грунтов при малых деформациях / Е.А. Вознесенский, М.С. Никитин, Е.А. Сенцова // *Геотехника*. 2016. № 2. С. 4-16.
170. **Соколов В.Н.** Формирование микроструктуры глинистых пород // *Соросовский образовательный журнал*. 1988. № 7. С. 83-88.
171. **Ломтадзе В.Д.** Инженерная геология. Инженерная петрология. 2-е изд. перераб. и доп. Л.: Недра, 1984. 511 с.
172. *Грунтоведение.* / В.Т. Трофимов, В.А. Королев, Е.А. Вознесенский, Г.А. Голодковская, Ю.К. Васильчук, Р.С. Зиангиров. 6-е изд. М.: Изд-во МГУ, 2005. 1024 с.
173. **Соколов Б.А.** Анизотропия глинистых грунтов со слоистой текстурой и ориентированной микроструктурой. *Грунтоведение и инженерная геология*. М.: Изд-во Моск. ун-та, 1977. С. 17-22.
174. **Осипов Ю.Б.** Анизатропия механических свойств глинистых грунтов / Ю.Б. Осипов, А.И. Вайтекунене // *Инж. геология*. 1979. № 4. С. 106-112.
175. **Бугров А.К.** Анизатропные грунты и основания сооружений / А.К. Бугров, А.И. Голубев. СПб.: Недра. 1993. С. 245.
176. **Березанцев В.Г.** Исследование физико-механических характеристик глинистых грунтов / В.Г. Березанцев, В.П. Спидин // *Научно-технический отчет*. Л.: ЛИИЖТ, 1963. С. 98.
177. **Спидин В.П.** Исследование деформативных свойств и определение деформативных параметров кембрийских глин Ленинградского метрополитена. *Научно-технический отчет*. Л.: ЛИИЖТ, 1964. С. 112.
178. **Кремнева Р.Н.** Инженерно-геологические и гидрогеологические условия сооружения Ленинградского метрополитена // *Вопросы инженерной геологии Ленинградского экономического района*. Л.: ЦБТИ, 1960. С. 32-41.
179. **Ковалев И.В.** О деформативных характеристиках протерозойских глин г. Ленинграда / И.В. Ковалев, Т.А. Батуркина, Л.П. Татаринцев // *ЛИИЖТ: Тоннели и метрополитены*. 1975. № 384. С. 29-34.
180. **Кузьмин А.М.** Отчет об инженерно-геологическом и гидрогеологическом картировании г. Ленинграда в масштабах 1:25000 и 1:50000 для обоснования Генерального плана развития города с учетом использования подземного пространства. Часть 1. 1984. Часть 2. 1989. Фонды ЛПСЭ Севзапгеологии.

181. **Бажин Н.П.** Итоги комплексных геомеханических исследований кембрийских глин // Межвузовский сборник научных трудов "Устойчивость и крепление горных выработок". СПб.: СПГГИ. 1999. С. 58-61.
182. Результаты исследования физико-механических свойств кембрийских глин // Н.П. Бажин, В.А. Петров, Ю.М. Карташов, А.И. Баженов // Горное давление, сдвигание горных пород и методика маркшейдерских работ. ВНИМИ, Л.: Недра. 1964. С. 49-63.
183. **Подаков В.Ф.** Исследование деформации земной поверхности на трассе Московско-Петроградского направления // Ж. Метрострой. 1963. № 3. С. 14-19.
184. **Ломтадзе В.Д.** Инженерно-геологическая характеристика и оценка пород Ленинграда. Отчет по НИР. Фонды СПбГГИ, 1967. С. 72.
185. **Ломтадзе В.Д.** Исследования деформируемости кембрийских глин, вскрываемых горными выработками Ленинградского метрополитена. Отчет. Л.: ЛГИ, 1957. С. 89.
186. **Безродный К.П.** Особенности деформирования протерозойских глин / К.П. Безродный, С.Н. Сильвестров, Ю.М. Карташов // Ж. Метрострой. 1982. № 6. С. 16.
187. **Безродный К.П.** Исследование особенностей статической работы элементов конструкций односводчатых станций метрополитена в протерозойских глинах. Диссертация на соискание степени к.т.н. Ленинград: ЦНИИС, 1977. С. 174.
188. **Айвазов Ю.** Деформативные свойства плотных пластичных грунтов при больших нагрузках / Ю. Айвазов, В. Лайкин // Ж. Метрострой. 1987. №7. С. 12.
189. **Бажин Н.П.** Результаты исследования физико-механических свойств кембрийских глин / Н.П. Бажин, В.А. Петров, Ю.М. Карташов, А.И. Баженов // Горное давление, сдвигание горных пород и методика маркшейдерских работ. Труды ВНИМИ. 1964. С. 49-63.
190. **Ставрогин А.Н.** Каталог механических свойств горных пород при длительных испытаниях в условиях одноосного сжатия. Л.: ВНИМИ, 1973. 171 с.
191. **Глушко В.Т.** Испытание пород на ползучесть // Горный журнал. Известие высших учебных заведений. 1961. № 3. С. 14-23.
192. **Амусин Б.З.** Применение метода переменных модулей в задачах линейно-наследственной ползучести / Б.З. Амусин, Л.М. Линьков // Труды ВНИМИ. 1973. № 88. С. 180-184.
193. **Жукова А.М.** Инженерно-геологическое обоснование строительства высотных зданий в г. Санкт-Петербурге. Диссертация. 2011. С. 256.
194. **Дашко Р.Э.** Инженерно-геологический анализ и оценка водонасыщенных глинистых пород как оснований сооружений. Институт "Геореконструкция" – Санкт-Петербург. 2015. С. 382.
195. **Claesson J.** Brazilian test: stress field and tensile strength of anisotropic rocks using an analytical solution / J. Claesson, B. Bahlodi // International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences. 2002. Vol. 39. P. 991–1004.
196. **Коршунов В.А.** Определение показателей паспорта прочности горных пород методом разрушения образцов сферическими инденторами / В.А. Коршунов, Ю.М. Карташов, В.А. Козлов // Записки Горного института. 2011. № 190. С. 41-45.
197. **Коршунов В.А.** Новый способ определения предела прочности при растяжении горных пород / В.А. Коршунов, Ю.М. Карташов // Записки Горного института. 2011. № 190. С. 202-206.
198. **Chang C.** Elastoplastic Model for Clay with Microstructural Consideration / C. Chang, Chang C. Hicher, Z. Yin, L. Kong // J. Eng. Mech. 2009. Vol. 135(9). P. 917–931.
199. **Zhang G.** Soil structure of a highly weathered old alluvium / G. Zhang, A. Germaine, J. Whittle, C.C. Ladd // Geotechnique. 2004. Vol. 54(7). P. 453-466.
200. **Hicher P. Y.** Microstructural analysis of inherent and induced anisotropy in clay / P.Y. Hicher, H. Wahyudi, D. Tessier // Mech. Cohesive-Frict. Mater. 2000. Vol. 5 (5). P. 341–371.

201. **Вялов С.С.** Реологические основы механики грунтов. Учебное пособие для строительных вузов. М.: Высш. школа, 1978. 447 с.
202. **Карасев М.А.** Механическое взаимодействие между частицами грунта на микроструктурном уровне // Записки Горного института. 2012. Т. 198. С. 202-206.
203. **Blümling P.** The excavation damaged zone in clay formations time-dependent behaviour and influence on performance assessment / P. Blümling, F. Bernier, P. Lebon, C.D. Martin // *Physics and Chemistry of the Earth*. 2007. P. 588-599.
204. **Einstein H.** Tunnels in Opalinus Clayshale - A review of case histories and new developments // *Tunnelling and Underground Space Technology*. 2000. Vol. 15. P. 13-29.
205. **Perras M.A.** Tunnelling in horizontally laminated ground / M.A. Perras, M. Diederichs // *Proceedings of 3<sup>rd</sup> Canada-US (CANUS) Rock Mechanics Symposium*. 2009.
206. **Bazant Z.P.** Microplane constitutive model for porous isotropic rocks / Z. Goangseup // *Int. J. Numer. Anal. Meth. Geomech.* 2003. Vol. 27. P. 25-47.
207. **Zhao Y.** Crack pattern evolution and a fractal damage constitutive model for rock // *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*. 1998. Vol. 35(3). P. 349-366.
208. **Homand F.** Geometric analysis of damaged microcracking in granites / F. Homand, D. Hoxha, T. Belem, M.N. Pons, N. Hotetit // *Mechanics of Materials*. 2000. Vol. 32. P. 361-376.
209. **Hoxha D.** Microstructural approach in damage modelling / D. Hoxha, F. Homand // *Mechanics of Materials*. 2000. Vol. 32. P. 377-387.
210. **Pan Y.W.** Constitutive model for the continuous damage of brittle rock / Y.W. Pan, B.H. Wen // *Geotechnique*. 2001. Vol. 51(2). P. 155-159.
211. **Ofoegbu G.I.** Deformability of intact rock / G.I. Ofoegbu, J.H. Curran // *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences and Geomechanics*. 1992. Vol. 29(1). P. 35-48.
212. **Christianson M.** UDEC simulation of triaxial testing of lithophysal tuff / M. Christianson, M. Board, D. Rigby // *Proceedings of the 41st US Symposium on Rock Mechanics (USRMS)*. 2006. P. 324-332.
213. **Damjanac B.** Mechanical degradation of emplacement drifts at Yucca Mountain modeling case study. Part II: lithophysal rock / B. Damjanac, M. Board, M. Lin, D. Kicker, J. Leem // *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*. 2007. Vol. 44(3). P. 368-399.
214. **Yan M.** Numerical modelling of brittle fracture and step-path failure: from laboratory to rock slope scale. PhD Thesis. Simon Fraser University. 2008.
215. **Kazerani T.** A discrete element model for predicting shear strength and degradation of rock joint by using compressive and tensile test data / T. Kazerani, Z.Y. Yang, J. Zhao // *Rock Mechanics and Rock Engineering*. 2012. Vol. 45(5). P. 695-709.
216. **Kazerani T.** Micromechanical parameters in bonded particle method for modelling of brittle material failure / T. Kazerani, J. Zhao // *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*. 2010. Vol. 34(18). P. 1877-1895.
217. **Kazerani T.** Effect of micromechanical parameters of microstructure on compressive and tensile failure process of rock // *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*. 2013. Vol. 64. P. 44-55.
218. **Munjiza A.** A combined finite-discrete element method in transient dynamics of fracturing solids // A. Munjiza, D.R.J. Owen, N. Bicanic // *Engineering Computations*. 1995. Vol. 12(2). P. 145-174.
219. **Munjiza A.** Combined single and smeared crack model in combined finite-discrete element analysis / A. Munjiza, K.R.F. Andrews, J.K. White // *International Journal for Numerical Methods in Engineering*. 1999. Vol. 44(1). P. 41-57.
220. **Munjiza A.** The combined finite-discrete element method. Chichester, UK: John Wiley & Sons Ltd., 2004. P. 352.
221. **Mahabadi O.K.** Numerical modelling of a Brazilian disc test of layered rocks using the combined finite-discrete element method / O.K. Mahabadi, G. Grasselli, A. Munjiza //

Proceedings of the 3rd CanadaeUS (CANUS) Rock Mechanics Symposium (RockEng09). 2009. P. 412-423.

222. **Mahabadi O.K.** A novel approach for micro-scale characterization and modelling of geomaterials incorporating actual material heterogeneity / O.K. Mahabadi, N.X. Randall, Z. Zong, G. Grasselli // Geophysical Research Letters. 2012. Vol. 39(1). P. 532-541.

223. **Mahabadi O.K.** Investigating the influence of micro-scale heterogeneity and microstructure on the failure and mechanical behaviour of geomaterials. PhD Thesis. University of Toronto, 2012. P. 224.

224. **Lisjak A.** Continuum-discontinuum analysis of failure mechanisms around unsupported circular excavations in anisotropic clay shales / A. Lisjak, G. Grasselli, T. Vietor // International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences. 2014. Vol. 65. P. 96-115.

225. **Lisjak A.** Numerical modelling of the anisotropic mechanical behaviour of Opalinus Clay at the laboratory-scale using FEM/DEM / A. Lisjak, B.S.A. Tatone, G. Grasselli, T. Vietor // Rock Mechanics and Rock Engineering. 2014. Vol. 47(1). P. 187-206.

226. **Гордеев В.А.** Применение метода конечно-дискретных элементов для прогнозирования деформаций горных выработок / Б.Т. Ильясов // Инновационные геотехнологии в горном деле. Екатеринбург, 2015. С. 98-101.

227. **Ильясов Б.Т.** Моделирование длительного разрушения массивов горных пород методом конечно-дискретных элементов // Маркшейдерский вестник. 2016. №1. С. 48-52.

228. **Klerck P.A.** Discrete fracture in quasi-brittle materials under compressive and tensile stress states / P.A. Klerck, E.J. Sellers, D.R.J. Owen // Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering. 2004. Vol. 193. P. 3035-3056.

229. **Klerck P.A.** The finite element modelling of discrete fracture in quasi-brittle materials. PhD Thesis. University of Wales. 2000. P. 192.

230. **Owen D.R.J.** Parallelised finite/discrete element simulation of multi fracturing solids and discrete systems / D.R.J. Owen, Y.T. Feng // Engineering Computations. 2001. Vol. 18. P. 557-576.

231. **Vyazmensky A.** Role of rock mass fabric and faulting in the development of block caving induced surface subsidence / A. Vyazmensky, D. Elmo, D. Stead // Rock Mechanics and Rock Engineering. 2010. Vol. 43(5). P. 533-556.

232. **Vyazmensky A.** Numerical analysis of block caving induced instability in large open pit slopes: a finite element/discrete element approach / A. Vyazmensky, D. Stead, D. Elmo, A. Moss // Rock Mechanics and Rock Engineering. 2010. Vol. 43(10). P. 21-39.

233. **Benzeggagh M. L.** Measurement of Mixed-Mode Delamination Fracture Toughness of Unidirectional Glass/Epoxy Composites with Mixed-Mode Bending Apparatus / M. Kenane // Composites Science and Technology. 1996. Vol. 56. P. 439-449.

234. **Ставрогин А.Н.** Экспериментальная физика и механика горных пород / А.Н. Ставрогин, Б.Г. Тарасов. СПб.: Наука, 2001. С. 343.

235. **Labioise V.** Laboratory and in situ simulation tests of the Excavation Damaged Zone around galleries in Opalinus Clay / V. Labioise, T. Vietor // Rock Mechanics and Rock Engineering. 2013.

236. **Blümling P.** The excavation damaged zone in clay formations time-dependent behaviour and influence on performance assessment / F. Bernier, P. Lebon, C.D. Martin // Physics and Chemistry of the Earth. 2007. P. 588-599

237. **Marschall P.** Creation and evolution of damage zones around a micro tunnel in a claystone formation of the Swiss Jura Mountains / P. Marschall, M. Distinguin, H. Shao, P. Bossart, C. Enachescu, T. Trick // Proceedings of the International Symposium and Exhibition on Formation Damage Control, Society of Petroleum Engineers. 2006.

238. **Ставрогин А.Н.** Прочность горных пород и устойчивость выработок на больших глубинах / А.Н. Ставрогин, А.Г. Протосеня. М.: Недра, 1985. 271 с.

239. **Batdorf S.B.** A mathematical theory of plasticity based on concept of slip / B. Budianski NACA Tech Note 1871. 1949.
240. **Pande G. N.** Multi-laminate model of clays-a numerical evaluation of the influence of rotation of the principal stress axis / K.G. Sharma // Proc. Symp. on Implementation of Computer Procedures and Stress-Strain Laws in Geotechnical Engineering. 1982. P. 575–590.
241. **Pietruszczak S.** Multi-laminate framework of soil models - Plasticity formulation / S. Pietruszczak, G.N. Pande // International journal for numerical and analytical methods in geomechanics. 1987. Vol. 11. P. 651-658.
242. **Bazant Z.P.** Microplane model for concrete. II: Data delocalization and verification / Y. Xiang, M.D. Adley, P.C. Prat, S.A. Akers. // J. Eng. Mech. 1996. Vol. 122(3). P. 255–262.
243. **Karasev M.A.** Investigating Mechanical Properties of Argillaceous Grounds in Order to Improve Safety of Development of Megapolis Underground Space. / M.A. Karasev, A.G. Protosenya, D.N. Petrov // International Journal of Applied Engineering Research. 2016. Vol. 11. P. 8849-8956.
244. **Карасев М.А.** Теоретические предпосылки к созданию модели поведения грунтов, учитывающих анизотропию механических свойств // Записки Горного института. 2013. Т. 204. С. 226-235.
245. **Sloan S.W.** Refined explicit integration of elastoplastic models with automatic error control / A.J. Abbo, D. Sheng // Engineering Computations. 2001. Vol. 18(1/2). P. 121–194.
246. **Sloan S.W.** Substepping schemes for the numerical integration of elastoplastic stress strain relations // International Journal for Numerical Methods in Engineering. 1987. Vol. 24. P. 893-911.
247. **Ващенко Г.В.** Параллельная реализация явного метода Эйлера с контролем точности вычислений. Journal of Siberian Federal University / Г.В. Ващенко, Е.А. Новиков // Mathematics & Physics. 2011. Vol. 4(1). P. 70–76.
248. **Annan Z.** Explicit integration scheme for a non-isothermal elastoplastic model with convex and nonconvex subloading surfaces / Z. Annan, Z. Yue // Computational Mechanics. 2015. Vol. 55 (5). P. 943-951.
249. **Dorival M.** Extended Barcelona Basic Model for unsaturated soils under cyclic loadings / Marcio M. Farias // Computers and Geotechnics. 2011. Vol. 38(5). P. 731-742.
250. **Yunming Y.** Implicit and explicit procedures for the yield vertex non-coaxial theory / Y. Yunming, Y. Hai-Sui, K. Lingwei // Computers and Geotechnics. 2011. Vol. 38(5). P. 751-759.
251. **Sołowski W.** Explicit stress integration with error control for the Barcelona Basic Model / W. Sołowski, G. Domenico // Computers and Geotechnics. 2010. Vol. 37(1-2). P. 59-67.
252. **Fellin W.** Adaptive integration of constitutive rate equations / W. Fellin, M. Mittendorfer, A. Ostermann // Computers and Geotechnics. 2009. Vol. 36(5). P. 698-707.
253. **Love A. E. H.** A treatise on the mathematical theory of elasticity (4<sup>th</sup> edition). New York: Dover, 1927.
254. **Pickering D.J.** Anisotropic elastic parameters for soil // Geotechnique. 1970. Vol. 20(3). P. 271–276.
255. **Лехницкий С.Г.** Анизотропные пластинки. М., Гостехиздат. 1957. С. 463.
256. **Лехницкий С.Г.** Теория упругости анизотропных тел. М.: Наука. 1977. С. 520.
257. **Knops R. J.** Uniqueness theorems in linear elasticity / L.E. Payne // Springer tracts in natural philosophy. 1971. Vol. 19. P. 84.
258. **Exadaktylos G.E.** On the constraints and relations of elastic constants of transversely isotropic geomaterials // Int. J. Rock Mech. Min. Sci. 2001. Vol. 38. P. 941–956.
259. **Barden L.** Stresses and displacements in a cross anisotropic soil // Geotechnique. 1963. Vol. 13 (3). P. 198–210.

260. **Батугин С.А.** Приближенная зависимость между упругими константами анизотропных горных пород и параметры анизотропии / С.А. Батугин, Р.К. Ниренбург // Ж. ФТПРПИ. 1972. № 1. С. 43-52.
261. **Gerrard C.M.** Numerical modelling of reinforced jointed rock masses, I. Theory / G.N. Pande // Computers and Geotechnics. 1985. Vol. 1. P. 293-318.
262. **Bažant Z.P.** Efficient Numerical Integration on the Surface of a Sphere / B.H. Oh // Zeitschrift für angewandte Mathematik und Mechanik (ZAMM). 1986. Vol. 66. P. 37-49.
263. **Casagrande A.** Shear Failure of Anisotropic Materials. / Carrillo N. Cambridge press. 1944. P. 321.
264. **Pietruszczak S.** Formulation of anisotropic failure criteria incorporating a microstructure tensor / Z. Mroz // Computers and Geotechnics. 2000. Vol. 26(2). P. 105-112.
265. **Benz T.** Small-Strain Stiffness of Soils and its Numerical Consequences. PhD Thesis. Stuttgart Institut für Geotechnik. 2007. P. 187.
266. **Graham J.** Anisotropic elasticity of a natural clay / G.T. Houlsby // Geotechnique. 1983. Vol. 33(2). P. 165-180.
267. **Sharinger F.** On the multilaminate model for soil incorporating small strain stiffness / H.F. Schweiger, G.N. Pande // Numerical and analytical methods in geomechanics. 2009. Vol. 33(2). P. 215-243.
268. **Bažant Z.P.** Microplane model for brittle-plastic material. I. Theory / P.C. Prat // Journal of Engineering Mechanics. 1988. Vol. 114(10). P. 1672-1688.
269. **Kuhl E.** Microplane modelling of cohesive frictional materials / E. Ramm // European Journal of Mechanics – A/Solids. 2000. Vol. 19. P. 121-143.
270. **Leukart M.** Kombinierte anisotrope Schädigung und Plastizität bei kohäsiven Reibungsmaterialien. Ph.D. thesis. Institute for Structural Mechanics, University of Stuttgart, 2005. P. 194.
271. **Schadlich B.** A multilaminate Constitutive Model for Stiff Soils. Ph.D. thesis. Technical University Graz, 2012. P. 213.
272. **Theocaris P.S.** Spectral decomposition of compliance and stiffness fourth-rank tensors suitable for orthotropic materials / T.P. Philippidis // Zeitschrift für angewandte Mathematik und Mechanik (ZAMM). 1991. Vol. 71(3). P. 161-171.
273. **Theocaris P.S.** Spectral decomposition of the compliance fourth-rank tensor for orthotropic materials / D.P. Sokolis // Archive of Applied Mechanics. 2000. Vol. 70(4). P. 289-306.
274. **Cusatis G.** Spectral stiffness microplane model for quasibrittle composite laminates. Part I: Theory / A. Beghini, Z.P. Bažant // Journal of Applied Mechanics. 2008. Vol. 75(2). P. 234-242.
275. **Conte S.D.** Elementary Numerical Analysis, An Algorithmic Approach. 3rd ed. New York: McGraw-Hill, 1980. P. 756.
276. **Карасев М.А.** Прогноз оседания земной поверхности при строительстве подземных сооружений глубокого заложения в условиях города Санкт-Петербург // Записки Горного института. 2014. Т. 204. С. 248-252.
277. **Карасев М.А.** Расчет мульды оседания земной поверхности при строительстве пилонной станции метрополитена глубокого заложения / Карасев М.А., Деменков П.А. // "Освоение минеральных ресурсов Севера: проблемы и решения: труды 11-й межрегиональной научно-практической конференции". Воркута, 2013. С. 76-79.
278. **Карасев М.А.** Прогноз деформаций земной поверхности при строительстве станций метрополитенов в твердых глинах / М.А. Карасев., Н.А. Беляков // Известия Тульского государственного университета. Науки о Земле. 2016. №1. С. 139-155.
279. **Деменков П.А.** Численное моделирование оседания земной поверхности при строительстве станции "Волковская" Санкт-Петербургского метрополитена / П.А. Деменков, М.А. Карасев // "Освоение минеральных ресурсов Севера: проблемы и решения: труды 11-й межрегиональной научно-практической конференции". Воркута, 2013. С. 37-41.

280. **Деменков П.А.** Оценка напряженно-деформированного состояния многофункционального подземного комплекса, совмещенного со станцией метрополитена / П.А. Деменков, М.А. Карасев, М. Jendris // *Gornictwoi geologia, Kwartalnik*. 2011, vol. 6. P.39-46.

281. **Карасев М.А.** Напряженное состояние обделки транспортного тоннеля при ведении проходческих работ вблизи существующих сооружений // Освоение минеральных ресурсов Севера: проблемы и решения: труды 9-й межрегиональной научно-практической конференции. Воркута, 2011. С. 63-67.

282. **Деменков П.А.** Формирование напряженно-деформированного состояния объектов при интенсивной застройке и освоении городского подземного пространства / П.А. Деменков, М.А. Карасев, Д.А. Потемкин // *Gornictwoi geologia, Kwartalnik*. 2010. Vol. 5. P. 159-168.

283. **Карасев М.А.** Влияние крепления лба забоя тоннеля на развитие геомеханических процессов в породном массиве. / Н.А. Беляков, М.А. Карасев, М.О. Лебедев // *Известия высших учебных заведений. Горный журнал*. 2016. № 3. С. 24-32.

284. **Деменков П.А.** Геомеханическая оценка поэтапного строительства пилонной станции метрополитена глубокого заложения. / П.А. Деменков, М.А. Карасев, Д.А. Потемкин // *Записки Горного института*. 2011. Т. 190. С. 220-225.