

Министерство образования и науки Российской Федерации
Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение высшего
образования
«Санкт-Петербургский горный университет»

На правах рукописи

ЛОНЖИД ЭНХТУР

**ПРОГНОЗ СДВИЖЕНИЙ И ДЕФОРМАЦИЙ МАССИВА ГОРНЫХ ПОРОД
И ЗЕМНОЙ ПОВЕРХНОСТИ ПРИ ПЕРЕСЕЧЕНИИ ТОННЕЛЯМИ МЕТРО
НЕОДНОРОДНЫХ СЛОИСТЫХ ПОРОД С РАЗЛИЧНОЙ ЛИТОЛОГИЕЙ**

Специальность 25.00.16 – Горнопромышленная и нефтегазопромысловая
геология, геофизика, маркшейдерское дело и
геометрия недр

ДИССЕРТАЦИЯ

**на соискание ученой степени
кандидата технических наук**

**НАУЧНЫЙ РУКОВОДИТЕЛЬ:
доктор технических наук,
профессор В.Н. Гусев**

Санкт-Петербург – 2018

ОГЛАВЛЕНИЕ

ВВЕДЕНИЕ.....	4
ГЛАВА 1 ПРОБЛЕМЫ ИЗУЧЕННОСТИ ИНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГИЧЕСКИХ УСЛОВИЙ И СТРОИТЕЛЬСТВА МЕТРО В ГОРОДЕ УЛАН-БАТОР	11
1.1 Концепция метро Улан-Батор и разработка комплексной городской транспортной сети.....	11
1.2 Строительство тоннелей тоннелепроходческими механизированными комплексами в четвертичных отложениях.....	13
1.3 Тоннелепроходческие механизированные комплексы и их классификация.	15
1.4 Изученность инженерно-геологических условий.....	18
1.5 Стратиграфия.....	21
1.6 Инженерно-геологические условия и районирование проходки тоннеля в г. Улан-Батор.....	27
1.7 Влияние геологического строения на напряженно-деформированное состояние.....	31
Выводы к первой главе.....	34
ГЛАВА 2 ЧИСЛЕННОЕ МОДЕЛИРОВАНИЕ ИНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГИЧЕСКИХ УСЛОВИЙ	35
2.1 Существующие методы оценки сдвижений и деформаций массива горных пород и земной поверхности при проходке тоннеля.....	35
2.2 Моделирование геомеханических задач сплошных сред методом конечных элементов	38
2.3 Моделирование поведения грунта	43
2.4 Построение расчетной схемы	47
2.5 Общее геометрическое построение моделирования и исходное напряженное состояние.....	49

2.6 Моделирование проходки тоннелей по геологическим данным скважин.....	52
Выводы по второй главе.....	59
ГЛАВА 3 ОПРЕДЕЛЕНИЕ ПАРАМЕТРОВ МУЛЬДЫ СДВИЖЕНИЯ ГОРНЫХ ПОРОД ПРИ ПРОХОДКЕ ТОННЕЛЕЙ В НЕОДНОРОДНЫХ ПОРОДАХ РАЗЛИЧНОЙ ЛИТОЛОГИИ	60
3.1 Оценка влияния различных показателей физико-механических свойств на величину граничного угла.....	60
3.2 Выявление наиболее влияющих показателей физико-механических свойств на величину граничного угла.....	61
3.3 Разработка инженерного метода расчета ожидаемых сдвижений и деформаций от строительства тоннелей.....	72
3.4 Определение формы и размеров мульды сдвижения при проходке тоннелей через контакт между различными литологическими разностями пород	77
Выводы по третьей главе.....	83
ГЛАВА 4 МАРКШЕЙДЕРСКИЕ НАБЛЮДЕНИЯ ЗА ДЕФОРМАЦИЯМИ НА ПЛОЩАДКАХ СТРОИТЕЛЬСТВА МЕТРО В Г. УЛАН-БАТОР И ГЕОМЕХАНИЧЕСКИЙ МОНИТОРИНГ НА СТАДИИ ЭКСПЛУАТАЦИИ.....	84
4.1 Защита зданий и сооружений от влияния проходки тоннеля	84
4.2 Комплексная наблюдательная станция для мониторинговых наблюдений за сдвижением горных пород при строительстве тоннелей.....	87
4.3 Перспективы автоматизированных систем мониторинга.....	91
Выводы по четвертой главе	94
ЗАКЛЮЧЕНИЕ	95
СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ.....	96

ВВЕДЕНИЕ

Актуальность темы диссертации

Метрополитен - это комплекс сложных и дорогостоящих инженерных сооружений и систем пассажирского транспорта, без которых сложно регулировать систему общественного транспорта города. В последнее время пропускная способность дорожной сети города Улан-Батора не справляется с увеличением транспортных потоков, вследствие строительства гражданских, промышленных зданий и сооружений, реконструкции исторической части города и прироста населения, связанного с развитием города. Поэтому для снижения транспортной нагрузки запроектировано строительство метро и в ближайшем времени начнут строиться объекты метрополитена в городе Улан-Батор. Согласно проекту метро будет включать наземную и подземную части. Подземная часть линий метрополитена пройдет под центральными улицами с высокой плотностью городской застройки, инженерными сетями инфраструктур и коммуникаций. В зону влияния строительства тоннелей метро и подземных станций попадают жилые кварталы, инженерные сооружения, железная дорога и автотранспортные магистрали. Это требует определенных мер защиты окружающей среды, зданий и сооружений, которые определяются на основе прогноза сдвижений и деформаций земной поверхности и сравнением их с допустимыми показателями деформаций для подрабатываемых объектов.

Трасса проектируемых тоннелей метро будет проходить в сложных горно-геологических условиях неоднородной слоистости и переслаивания четвертичных, неогеновых и коренных пород. В этих условиях определение границ зоны влияния строительства тоннелей и прогнозирование сдвижений и деформаций в пределах этой зоны является актуальной задачей.

В области применения теоретических методов к расчётам сдвижений и деформаций горных пород большой вклад внесли ученые С.Г. Авершин, А.Г. Акимов, А.А. Ильюшин, Ж.С. Ержанов, Н.И. Мухелишвили, В.Н. Земисев, Д.А. Казаковский, С.П. Колбенков, А.С. Космодамианский, Ю.А. Лиманов,

С.Г. Лехницкий, Р.А. Муллер, Г.Н. Савин и другие. Большой вклад в разработку геомеханических методов расчета массивов внесли Н.С. Булычев, С.А. Батугин, А.Г. Протосеня, А.К. Черников, К.В. Руппенейт, А.Б. Макаров, Г.А. Крупенников, Г.Л. Фисенко и другие. Также большой вклад в разработку современных методов расчета сдвижений при сооружении тоннелей внесли Е.М. Волохов, Е.А. Демешко, С.Г. Мандриков, В.Ф. Подаков, М.В. Долгих, А.Е. Журавлев, В.А. Ходош, В.П. Самарин, В.П. Хуцкий, С.Ю. Новоженин, В.И. Киреева и другие.

Несмотря на большое количество работ, посвященных изучению геомеханических процессов, задача разработки прогнозных методов оценки сдвижений и деформаций горных пород при пересечении тоннелями метро неоднородных слоистых пород с различной литологией на сегодняшний день не решена, и поэтому является актуальной.

Цель работы:

Обоснование и разработка способа определения параметров зоны влияния сдвижений и деформаций горных пород вследствие строительства тоннелей в неоднородной геологической среде.

Идея работы заключается в определении закономерностей развития зоны влияния строительства тоннелей на основе результатов моделирования условий геологической неоднородности массива горных пород.

Задачи исследований:

- обобщение данных физико-механических свойств четвертичных отложений и коренных пород, полученных по геологоразведочным скважинам, пробуренным на территории г. Улан-Батор;
- изучение существующих методов прогноза сдвижений и деформаций массива горных пород и земной поверхности при строительстве тоннелей;
- математическое моделирование геомеханических процессов для горно-геологических условий города на основе численных методов;

- обоснование возможности использования методов механики сплошных сред к расчетам сдвижений и деформаций в горно-геологических условиях строительства тоннелей горным способом;
- определение зоны влияния строительства тоннеля по граничным углам, получаемым из результатов конечноэлементного моделирования;
- разработка инженерного метода расчёта ожидаемых сдвижений и деформаций от строительства тоннелей в четвертичных, осадочных и коренных породах г. Улан-Батор;

Защищаемые научные положения:

1. Для выявления наиболее влияющих физико-механических показателей пород на развитие зоны сдвижения, вследствие проходки транспортных тоннелей, следует выполнить корреляционный и двухфакторный анализы результатов моделирования геомеханических процессов для каждого типа пород с учётом натурального опробования их физико-механических свойств по скважинам.
2. Границы зоны влияния сдвижения горных пород от проходки транспортных тоннелей должны устанавливаться с учётом отдельного влияния на граничные углы физико-механических свойств слоёв пород, залегающих над транспортными тоннелями вдоль трассы их проходки.
3. При проходке тоннелей через контакт между четвертичными отложениями и коренными породами, а также через контакт между четвертичными отложениями различной литологии параметры мульды сдвижения на земной поверхности изменяются в сторону их увеличения в пределах от вхождения тоннеля в зону подработки контакта до выхода из неё.

Научная новизна работы:

1. Установлено, что наиболее влияющим фактором на параметры зоны влияния сдвижения горных пород на земную поверхность является модуль деформаций E (коэф. детерминации составил 58%), вторым влияющим фактором – сцепление C (коэф. детерминации составил 22%), а угол

внутреннего трения и объёмный вес практически не оказывают влияние (коэф. детерминации составил 4-5%).

2. С учётом проведённого факторного анализа получена зависимость граничного угла от модуля деформаций полиномиального вида 2-го порядка с погрешностью определения граничного угла $\pm 0,5^\circ$ и зависимость граничного угла от модуля деформаций и сцепления полиномиального вида 1-го порядка с погрешностью определения граничного угла $\pm 0,9^\circ$.
3. Обоснован способ определения границ зоны влияния сдвижений от проходки транспортного тоннеля, согласно которому эту зону определяют в каждом слое пород над тоннелем отдельно, используя полученную зависимость граничного угла от модуля деформаций или от модуля деформаций и сцепления, при этом зона влияния сдвижения в каждом последующем слое является продолжением зоны влияния предыдущего слоя.
4. Установлена зависимость размеров зоны расширения мульды сдвижения от степени различия физико-механических свойств пород, разделенных контактом, и ширины зоны вскрытия его поверхности проходкой тоннеля.

Методы исследований:

- Аналитические методы теоретических решений механики сплошных сред;
- Математическое моделирование геомеханических процессов вследствие проходки транспортных тоннелей горным способом на основе метода конечных элементов (МКЭ);
- Методы математической статистики для обработки и обобщения результатов численного моделирования.

Практическое значение работы:

1. Полученная аналитическая зависимость граничных углов от физико-механических свойств горных пород позволяет идентифицировать зону влияния сдвижений от проходки тоннелей с учетом горно-геологических условий г. Улан-Батора.

2. Разработан, адаптированный к условиям строительства тоннелей метро в г. Улан-Батор, инженерный метод прогноза сдвижений и деформаций на основе расчетной методики применяемой для условий строительства Санкт-Петербургского метро.
3. Разработаны рекомендации по организации мониторинговых систем наблюдений за деформациями массива горных пород и земной поверхности для определения условий безопасного строительства подземных сооружений метро и контроля безопасной эксплуатации зданий и сооружений при их подработке вследствие строительства тоннелей метро.

Достоверность и обоснованность:

Научные положения и результаты работы подтверждаются большим объемом данных моделирования геомеханических процессов численными методами (создано более 250 моделей) и обработкой результатов моделирования методами математической статистики.

Апробация работы:

Результаты исследований докладывались на IX-й международной научно-практической конференции «Научные исследования и разработки молодых ученых» (г. Новосибирск, НГТУ, апрель, 2016 г.), представлен доклад на X международной конференции «Наука и технологии» (г. Лондон, Великобритания, апрель, 2018 г.) и на заседаниях кафедры маркшейдерского дела Горного университета.

Личный вклад автора заключается в постановке задач, создании и обработке данных численного моделирования геомеханических процессов при механизированной проходке тоннелей; обработке и анализе данных опробования физико-механических свойств пород по разведочным скважинам; обосновании функциональных зависимостей параметров мульды сдвижения от физико-механических свойств пород массива в зоне влияния строительства тоннелей;

разработке инженерного метода прогноза сдвижений и деформаций при проходке тоннелей метро.

Публикации:

Основное содержание работы отражено в 7 публикациях, в том числе 4 изданы в журналах, включённых в перечень ведущих рецензируемых научных изданий ВАК Минобрнауки России и одна в журнале, индексируемом в международной базе данных WoS.

Объем и структура работы:

Диссертация изложена на 104 страницах машинописного текста, содержит 4 главы, введение, заключение, библиографический список из 91 наименований. В работе 32 рисунка и 12 таблиц.

Автор выражает глубокую благодарность своему научному руководителю профессору Гусеву В.Н. за поддержку и помощь в подготовке диссертации, доценту Волохову Е.М., ассистенту Киреевой В.И. и доценту Новоженину С.Ю. за поддержку и помощь в проведении исследований на объектах, а также профессорам и преподавателям МГУНТ Дондову Д., Очирбату П., Уранбайгаль Г. и ведущему инженеру-консультанту Монголии по инженерной геологии Должину С. за всестороннюю поддержку и помощь в получении геологических данных.

КРАТКОЕ СОДЕРЖАНИЕ ДИССЕРТАЦИОННОЙ РАБОТЫ

Во введении обоснована актуальность диссертации, определены цель и задачи исследования, приведены защищаемые научные положения, изложены научная новизна, методика исследований и практическое значение работы.

В первой главе приведены актуальные проблемы, возникающие при строительстве метро и его проектировании, инженерно-геологическая изученность территории г. Улан-Батор, а также историческая и статистическая информация о развитии города.

Во второй главе приведены аналитико-эмпирические методы расчета определения основных параметров мульды сдвижений и метод конечных элементов для моделирования геомеханических процессов. Представлена методика определения зоны влияния строительства тоннелей метро на основе данных геомеханического моделирования, реализованного с помощью трехмерной компьютерной программы «PLAXIS 3D». Изложены результаты определения граничных углов для каждого типа пород, составляющих четвертичные, неогеновые и коренные отложения.

В третьей главе представлены результаты геомеханического моделирования, на основании которых установлена связь между граничными углами и физико-механическими свойствами горных пород. Показано определение границ зоны влияния строительства тоннелей с учетом слоистого строения массива горных пород.

В четвертой главе изложены мониторинговые системы наблюдений за сдвижением и деформациями массива горных пород и поверхности, обеспечивающие оперативное решение вопросов снижения вредного влияния строительства подземных сооружений метро на подрабатываемые здания и сооружения.

ГЛАВА 1 ПРОБЛЕМЫ ИЗУЧЕННОСТИ ИНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГИЧЕСКИХ УСЛОВИЙ И СТРОИТЕЛЬСТВА МЕТРО В ГОРОДЕ УЛАН-БАТОР

1.1 Концепция метро Улан-Батор и разработка комплексной городской транспортной сети

В последние годы автодорожная нагрузка города круто увеличилась и средняя скорость движения уменьшалась до 8-10 км/ч во времени “пик” часа в связи с резким увеличением роста населения города. В связи с большими темпами роста населения резко возросло количество владельцев автомобилей. С 2007 по 2017 год количество автомобилей увеличилось в 3,8 раза, количество автомобилей на 1000 человек населения увеличилось в 2,8 раза, а население увеличилось в 1,5 раза.

На 2015 год, численность населения города Улан-Батора составила 1314486 человек, 294,4 тыс. семей - это составляет 41,7% всего населения Монголии. С 2013 года количество городского населения увеличилось на 47,5 тыс. человек.

В данный момент не наблюдается снижения прироста населения г. Улан-Батор (рисунок 1.1), а наоборот график показывает устойчивость среднего роста населения.

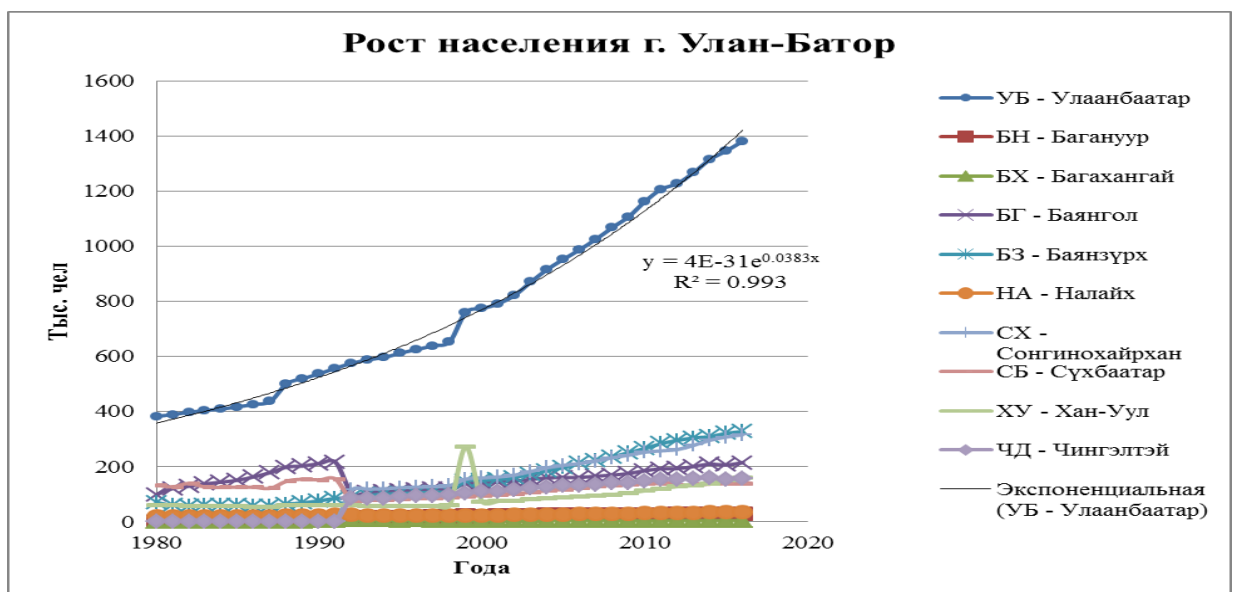


Рисунок 1.1 – Рост населения по статистическим данным в разных районах г. Улан-Батор

На основе таких ситуаций, Агенством управления городского общественного транспорта и JICA (Японское агентство международного сотрудничества) были разработаны проекты строительства Улан-Баторского метрополитена.

Пространственная структура расположения города Улан-Батор является ленточной, простирающейся с востока на запад в долине реки и окруженной горами с севера до юга. Энхтайваны ургун чулуу - главная магистральная дорога, которая соединяет восток и запад города. Поэтому большинство городских объектов и основной трафик располагаются вдоль этой дороги. Основываясь на результатах моделирования STRADA, программного обеспечения для анализа спроса на трафик, разработанного JICA, около 700000 поездок (примерно 35% из 2 миллионов поездок в день) сосредоточены на проспекте Энхтайваны ургун чулуу. По этой магистральной дороге проходит 21 маршрут (36%) из 58 главных автобусных маршрутов города. Таким образом, Энхтайваны ургун чулуу проспект служит основой городского обслуживания, транспорта и коммунального обслуживания в городе Улан-Батор [10, 27, 43, 48].

Развитие системы массового транзита вдоль этого проспекта имеет преимущества с точки зрения транспорта и развития города. Проект Улан-Батор метро (UB Metro) предлагает развивать систему массового транзита протяженностью 17,7 километра между станцией Амгалан и станцией Толгойт в дорожных пространствах вдоль проспекта Энхтайваны ургун чулуу (рисунок 1.2). Метро Улан-Батор будет соответственно соединено с железной дорогой Улан-Батор на восточных и западных терминальных станциях, которыми являются Амгалан и Толгой, соответственно. Ожидаются следующие эффекты от UB Metro:

- Метро UB будет развиваться в пределах дорожного пространства без снижения пропускной способности проспекта Энхтайваны ургун чулуу; пропускная способность может быть увеличена за счет сокращения транспортных средств.
- UB Metro будет независимой транспортной сетью, но также будет соответствующим образом интегрироваться с другой транспортной сетью.

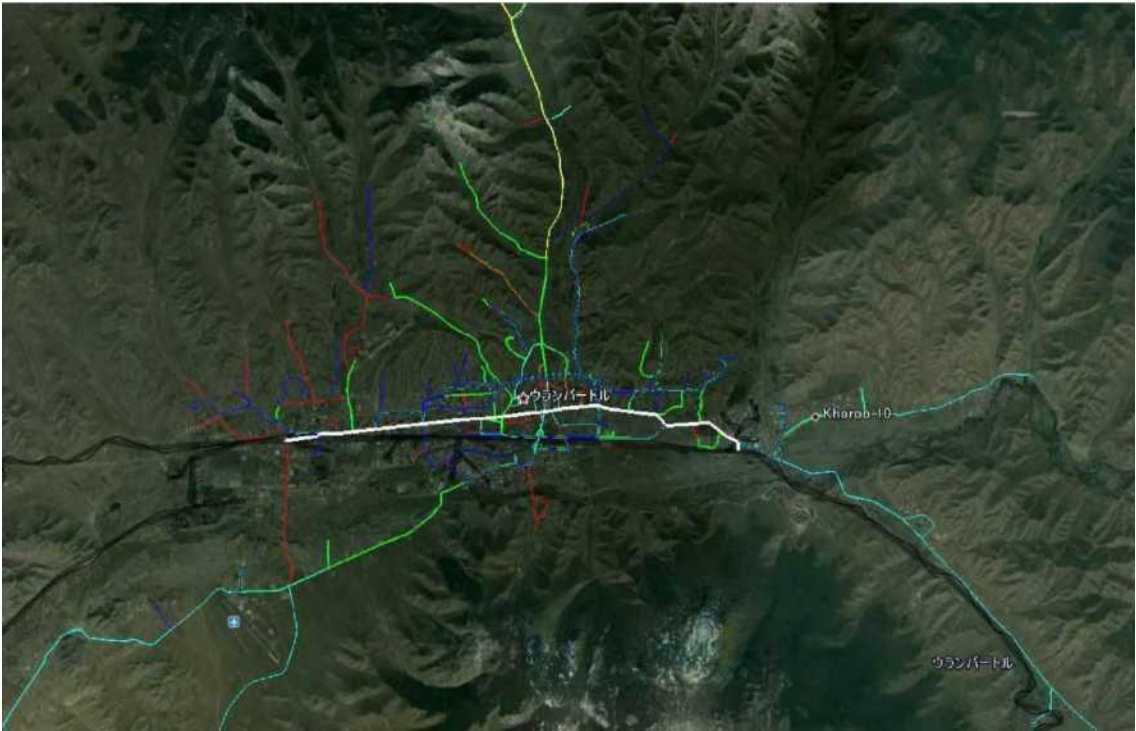


Рисунок 1.2 – Трасса проектируемого метро. Источник: JICA Study Team

1.2 Строительство тоннелей тоннелепроходческими механизированными комплексами в четвертичных отложениях

Сложнейшей задачей планируемого метрополитена является строительство тоннеля в четвертичных отложениях. Диаметр тоннеля 7 метров и мощность горных пород над кровлей тоннеля около 10 метров. Мощность четвертичных отложений города достигает 40 метров. Из этого следует, что проходки будут проводиться тоннелепроходческими механизированными комплексами (ТМПК) в четвертичных отложениях, либо придется строить линию метро открытым способом. По проекту планируется построить линию тоннелепроходческими механизированными комплексами. Общий вид проходки тоннеля представлен на рисунке 1.3.

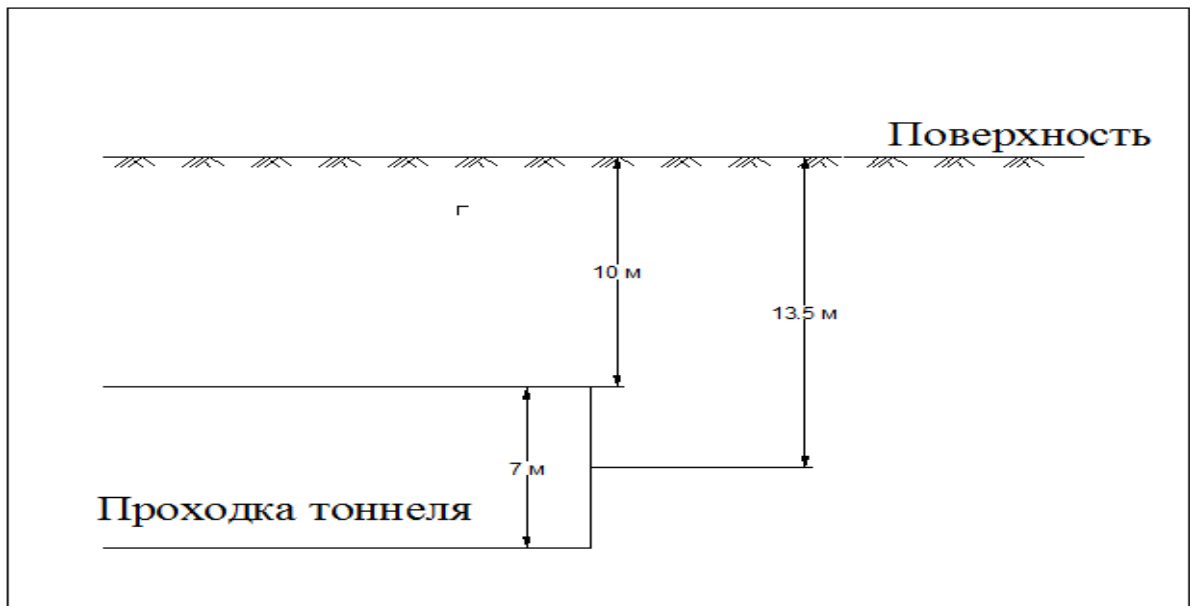


Рисунок 1.3 – Схема проходки тоннеля

Предварительно посчитано, что диаметр тоннеля будет 6,8 – 7,2 метров в зависимости от выбора тоннелепроходческого комплекса. В расчетах было использовано 7 метров для диаметра проходки.

Использование тоннелепроходческих механизированных комплексов дает возможность снизить влияние горных работ на массив горных пород и на земную поверхность. Также высокая скорость проходки является большим преимуществом.

Тоннелепроходческие механизированные комплексы используются в разных грунтах и различны по назначению. Существуют комплексы для мягких и крепких грунтов, устойчивых и неустойчивых грунтов, в том числе: Earth pressure balance shield – щит с компенсацией давления горных пород. Эти комплексы используют для мягких грунтов, для четвертичных и для водонасыщенных. Таким образом, можно сказать, что этот тип ТМПК подходит для проходки при строительстве линии метрополитена г. Улан-Батор на основании материалов по инженерно-геологическим условиям города. Строительство тоннелей метрополитена в Санкт-Петербурге производится с использованием щитового тоннелепроходческого механизированного комплекса S-441 фирмы Херренкнект. Этот комплекс состоит из щитов с компенсацией давления горных пород и

разработан специально для нового в российской практике щитового способа строительства эскалаторных тоннелей в сложных инженерно-геологических условиях Санкт-Петербурга. Диаметр бурения роторным рабочим органом комплекса составляет 10720 мм. Диаметр головной секции щита 10690 мм, средней секции 10670 мм, хвостовой секции 10660 мм. Область применения данного тоннелепроходческого механизированного комплекса – строительство тоннелей в водонасыщенных неустойчивых и слабоустойчивых песчано-глинистых грунтах с коэффициентом крепости по Протоdjяконову $f=0,6-2$, в том числе содержащих валуны. Также возможна проходка в полускальных грунтах с коэффициентом крепости $f=2-4$.

Принцип действия ТПМК, который позволяет обеспечивать надежную и безаварийную проходку тоннелей метрополитена в штатном режиме, основан на удержании забоя в стабильном состоянии при его разработке. В качестве пригруза используется отделяемый от породного массива грунт, находящийся в призабойной герметически изолированной головной камере щита. Грунт в камере превращается в подвижную, связную и однородную массу путем кондиционирования с помощью подаваемых компонентов: пены, пластифицирующих и стабилизирующих материалов.

При применении технологии грунтового пригруза одновременно с разработкой забоя продвижением щита и выдачей грунтовой массы из призабойного пространства поддерживается требуемое давление пригруза в приемной камере. Этот консолидированный процесс осуществляется с использованием щитового шнекового транспортера.

1.3 Тоннелепроходческие механизированные комплексы и их классификация

Методы проходки тоннелей зависят от инженерно-геологических условий и состояния устойчивости грунтов. Проходка в устойчивых грунтах может производиться одним из следующих способов: с использованием сплошного и ступенчатого забоев, уступного забоя, центральной штольни. Проходка тоннелей

способами сплошного и ступенчатого забоев широко применяется при сооружении тоннелей высотой до 10 м и пролетом до 20 м в ненарушенных скальных грунтах с коэффициентом крепости $f \geq 2$. В скальных монолитных грунтах проходка ведется буровзрывным способом. Способы проходки в неустойчивых грунтах: способ опорного ядра, способ полностью раскрытого профиля, способ опертого свода, способ опорного ядра с податливой обделкой (новоавстрийский способ) и т.п. Также в различных инженерно-геологических условиях и состояниях устойчивости грунтов проходки тоннелей производятся разными тоннелепроходческими механизированными комплексами. Для проведения выработок щиты различают по области применения:

- в неустойчивых и малоустойчивых грунтах;
- в плывунах с гидростатическим давлением;
- в устойчивых песчано-глинистых и других грунтах и породах с коэффициентом крепости f по шкале проф. М.М. Протодяконова от 0,5 до 6;
- в породах с $f > 6$.

При сооружении тоннелей в четвертичных и неустойчивых водонасыщенных грунтах стали широко применять проходческие щиты с пригрузом. Тоннелепроходческие комплексы с пригрузом различают по виду активного пригруза забоя:

- ТПМК с суспензионным или бентонитовым пригрузом;
- ТПМК с грунтовым пригрузом;
- ТПМК с воздушным пригрузом;
- ТПМК с комбинированным пригрузом.

Выбор ТПМК во многом определяется физическими свойствами пород, слагающих массив, и диаметром тоннеля. При строительстве линии метро города Улан-Батор проходка будет осуществляться в различных инженерно-геологических условиях, в четвертичных рыхлых грунтах, в осадочных и коренных породах. Для таких условий подходящими щитами будут ТПМК для

проходки в неустойчивых или частично устойчивых породах и ТПМК сбалансированного давления на забой. Такие машины, давящие на забой, дают возможность избежать сильного притока воды и укрепить породу при проходке в неустойчивых мягких грунтах (рисунок 1.4).

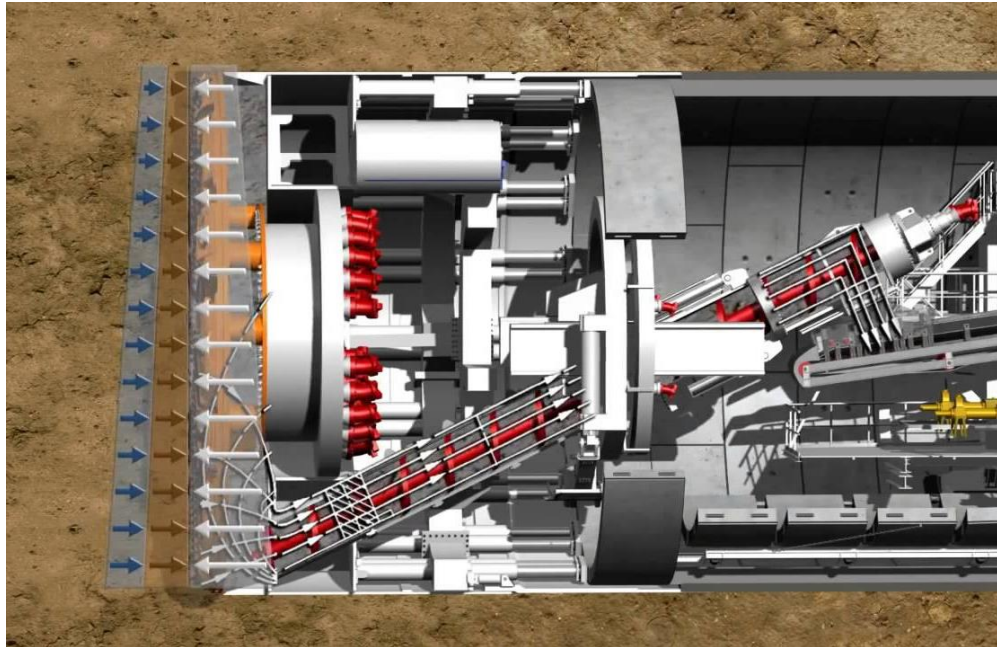


Рисунок 1.4 – Поддержка лба забоя с помощью грунтопригруза ТПМК

Призабойная камера занимает пространство, создаваемое между лбом забоя и герметичной перегородкой камеры. Основное назначение такой камеры это обеспечение давления на грунт забоя, что позволяет организовать работы в зоне оболочки щита при обычном атмосферном давлении.

Механизированные комплексы широко используются в проходке тоннеля и метростроения. Разработка и вынос породы, передвижка щита и нагнетание раствора в заобделочное пространство происходит одновременно. Остановка ТПМК происходит только на период монтажа очередного кольца блочной обделки.

Тоннелепроходческий комплекс в основном состоит из двух основных частей: из проходческого щита и технологической тележки. Комплекс состоит из тяжелых металлоконструкций, включающих в себя все основное оборудование ТПМК, а именно:

- основной привод, к которому присоединен ротор ТПМК;
- блокоукладчик;
- шнек для отвала грунта с фронтальной заслонкой;
- барокамеру;
- систему проходческих домкратов;
- систему нагнетания.

Современные ТПМК с пригрузом забоя способны влиять на напряженно-деформированное состояние массива в процессе строительства. Достоверная оценка сдвижений и деформаций должна опираться на данные о режимах проходки и вкладе каждой подсистемы в сдвиги на поверхности земли. Несмотря на возможность получения многосторонней информации о параметрах работы систем проходческого комплекса, для его дальнейшего использования необходим предварительный анализ [7, 28, 39, 54, 55, 63-65, 83, 84].

1.4 Изученность инженерно-геологических условий

С 1947 по 1948 годы специалисты СССР сделали первые инженерно-геологические, гидрогеологические изыскания на территории города Улан-Батор. Также сделали первые гидрогеологические изыскания долин Туула и Сэлбэ и создали карту масштабом 1:100000. С 1958-1960 годы ученые исследовали возможность защиты города от увеличения поверхностной воды и болот в северной и центральной частях города и в 1958 году создали гидроизогипсную картину.

В рамках проектирования перспективного плана развития города Улан-Батор до 2030 года ОАО “Таван ундэс” сделала инженерно-геологические изыскания на территории города площадью 23610 гектар и оценила на основе инженерно-геологических условий “среднюю трудность” при строительстве зданий и сооружений. В 2002 году на эскизе общих закономерностей инженерно-геологических условий авторы оценили условия территории города как “нормальные условия”, “ограниченные условия” и “трудные условия” для

строительства и планирования города. Данные условия строительства предназначены для построения объектов на поверхности.

Город Улан-Батор находится между горами Богдхан, Баянзурх, Сонгино-хайрхан, Чингэлтэй, которые входят в состав Хантыйского хребта, в долине рек Туул и Сэлба. Средняя высота поверхности +1350 м над уровнем моря, площадь территории всего 4704,4 м².

В 1947 году в районе Улан-Батора 77-я бригада геологической экспедиции филиала Геологического министерства СССР аймака Дорнода проводила первые геологические, гидрогеологические, инженерно-геологические изыскания и написала отчет о полевой работе. В результате изысканий были созданы геологические, геоморфологические и гидрогеологические карты четвертичных отложений, находящихся в районе города в масштабе 1:100000. Эти карты были дополнены и улучшены новой информацией (рисунок 1.5). Благодаря тому, что на территории города было пробурено около 15000 скважин общее длиной 100000 метров, прорыты каналы и сделаны прочие дополнительные работы, проверки и исследования [10, 27, 40, 42, 53, 57].

По геологическому строению район Улан-Батора принадлежит хантыйскому геосинклинальному котловану по геолого-тектонической классификации Монголии. В состав геологического строения района входят нижнее каменно-угольное, нижнее меловое, неогеновое и четвертичное отложения, и нижний мезозойский интрузив.

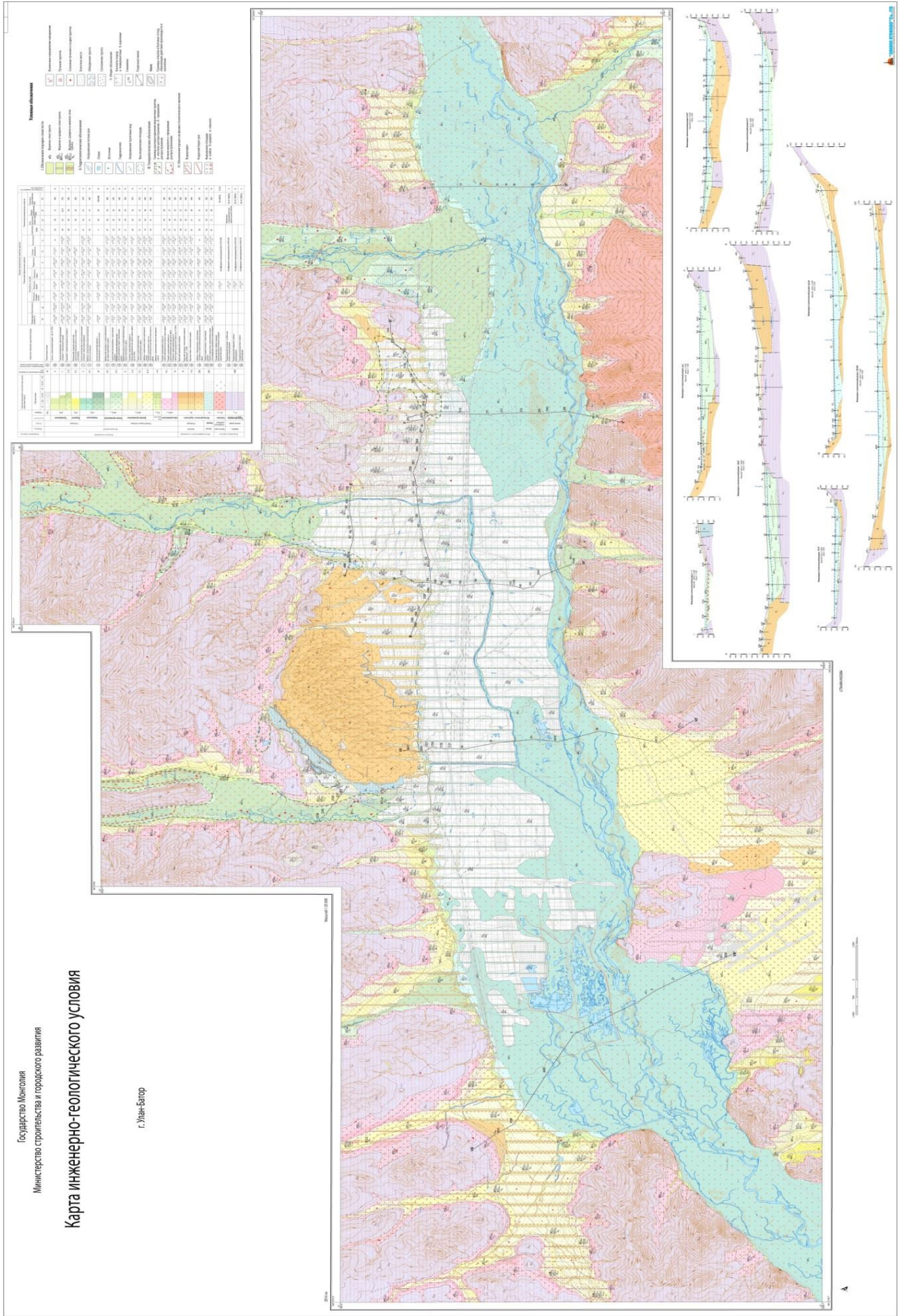


Рисунок 5 – Карта инженерно-геологических условий

1.5 Стратиграфия

Нижний каменно-угольный массив/ C_1 - карбон/:

Это самый древний массив среди распространенных пород в районе исследования, который составляет геологическое строение северного склона горы Богдхан и гор, стоящих на северной стороне реки Туула. К этой возрастной группе пород относятся кремнистые породы, такие как алевролит, песчаник, конгломерат, гравилат и яшма.

Терригенно-осадочная формация нижнего карбона распространена частями на склонах, вершинах гор района города и составляет основной фундамент исследованной площади, который подвергшись сильному разрушению, образовал блоковую структуру.

Другие части склонов гор покрыты четвертичным рыхлым отложением разной толщины. Сильно выветренная и трещиноватая верхняя часть терригенно-осадочной формации состоит из светло-серого или зеленого песчаника, алевролита, аргиллита, конгломерата, реже сланца.

Формация юрского интрузива / YJ /:

Гранитный массив формации юрского интрузива распространен во впадине между гор Бага-Тэнгэр и восточного склона горы Богдхан и Хурхрээ. В пределах исследуемого района встречаются выветренные, крупно- и мелкозернистые граниты розовато-серых цветов.

Нижний меловый массив / K_1 /:

Нижний меловый возрастной массив образован грабенами реки Туула. Этот массив обнаруживается на поверхности около районов Толгойт и Мааньт. При разведке строительного материала в районе Толгойт исследовали и классифицировали нижние и верхние горизонты по литологическому составу. В составе нижнего горизонта преобладает конгломерат, который определяет особенность этого горизонта.

Нижнее меловое отложение, верхняя толщина озерного отложения – зелено-серый глинистый осадок, содержащий тонкие слои конгломерата, алевролита и

песчаника. По инженерно-геологическому типу эти отложения состоят из суглинка и глинистой почвы. В среде распространения их толщина более 20 метров.

Неогеновое озеро-аллюво-пролювиальное отложение. / L_{ap}N/:

У южного склона горы Чингэлтэй расположено неогеновое озеро-аллюво-пролювиальное отложение, отделившись по тектоническим разломам и образовав поднятую блок-структуру, составляет неогеновый структуро-формационный комплекс. На поверхности микрорайонов Гандан, Мааньт и Наран распространена в основном порода, составляющая верхнюю толщу этого комплекса, которая представляет собой мелкий щебень с булыжниками, содержащий смугло-желтоватые суглинки. Цвет суглинок становится красно-коричневым в нижней части. Эти отложения покрылись относительно неравномерно верхне-четвертичным и современно-делювиальным глинистым отложением.

Верхнее неогеновое озеро-пролювиальное отложение / LpN2/:

Это отложение покрывает кристаллический фундамент нижнего карбона и находится около района Улан-Хуарана, в юго-восточных частях поднятой блок-структуры и перевала “Цагаан-Даваа”. Оно распространено на параллельной поверхности и разделено тектоническими непрерывными разломами. Это отложение верхней неогеновой структурной формации состоит из озеро-пролювиальных глин и суглинка, содержащих гравий. Толщина этого горизонта достигает 70 метров.

Четвертичное отложение /Q/:

Во время полевого исследования составлена классификация рыхлого отложения, распространенного в этом районе, и создана карта четвертичного отложения. На этой карте показано распространение рыхлого отложения по типам возникновения.

К среднему и верхнему возрастному четвертичному отложению среднего и верхнего возраста отнесены нижняя часть аллювиального отложения долины реки Туула, аллюво-пролювиальное отложение реки, флювиогляциально-мерзлотное

отложение. И к верхнему четвертично-голоценому отложению отнесены (Кажельников И.Д. 1975, Болд Я. 1985) аллюво-пролювиальные отложения горных падей, делювиальное и делюво-пролювиальное отложения горных кругов, склонов и верхней части четвертичного отложения, заполняющего долину реки Туула.

Комплекс элюво-делювиального отложения /edQ/:

Четвертичное возрастное элюво-делювиальное отложение, покрытое кристаллическим фундаментом нижнего карбона, распространяется на склонах средних, низких и высоких гор исследованного района. Толщина элюво-делювиального отложения различна:

- в районе Маахуур толгой и Баянхошуу 0,5-6,0 м,
- в районе Буянт-Ухаа 1,0-15,0 м.

В составе отложения преобладает гравелистая почва в выветренной зоне, содержащая песок и суглинки, а в сильно выветренной зоне глинистая и суглинистая почва, содержащая обломки разных пород.

Комплекс верхне-среднего четвертичного флювиогляциального отложения. /fQ2-3/:

Флювиогляциальные отложения мерзлоты идентифицированы во время полевых исследований на конце пади горы Хурхрээ. Материалов о свойствах и составе этого отложения очень мало. Известно, что это отложение покрыто делювиальной суглинистой почвой малой толщины. Валунуны распространены в большом количестве на поверхности. Из материалов гидрогеологической 18-ой скважины, пробуренной на конце пади горы Хурхрээ до глубины 17 метров, следует, что здесь также распространена песочная почва с валунами, содержащая щебень.

Комплекс средне-верхнего аллюво-пролювиального отложения /arQ2-3/:

Порода этого комплексного отложения наполняет грабены Сэлбэ, Улиастай, Толгойт и Их-Тэнгэр. Толщина отложения: в долинах рек Хул, Толгойт, Улиастай и Сэлбэ 17-30 м, в конце пади горы Зайсан до 70 м. Состоит из щебнистой почвы

с суглинистыми почвенными и гравелистыми суглинистыми слоями, содержащими суглинки и супеси. На краю долины рек Толгойт, Улиастай, Сэлбэ, и на площадях узких частей долины глинистая почва (глина, суглинки, щебнистые суглинки) покрывает слой щебнистой почвы, содержащей глинистую породу, по неравномерным толщинам до 0,5-4,0 метров, иногда до 8 метров. В этих частях образуются болота в больших масштабах. Слабые и сильные бугорки образуются в зависимости от колебания грунтового водного уровня и состояния глинистой почвы. Вблизи русла реки и расширенных частях долин преобладает щебнистая почва с булыжниками, содержащая линзы и слои с разными толщинами супеси и суглинок.

Комплекс делювиального отложения / dQ3-4/:

Верхнее четвертичное современное делювиальное отложение распространено довольно широко на склонах и подошвах гор и покрывает коренные породы и элюво-делювиальные отложения. В составе отложений преобладает суглинистая почва, гравелистая супесь, гравий, содержащий суглинки и супеси, редко встречается песчаная почва. Толщина отложения увеличивается с вершины склона до самого низа от 1 до 15 метров.

Комплекс делюво-пролювиального отложения / dpQ3-4/:

Верхнее четвертичное современное возрастное делюво-пролювиальное отложение распространено в нижней части склона и на подошвах гор с малыми наклонами, то есть охватывает северо-западную часть исследованных площадей, районы Нисэх и Яармаг, и концы маленьких падей гор примыкающих к долине реки Туул. Этот район – самая подходящая площадь для построения зданий и других сооружений по грунтовым, природным и прочим условиям. В составе этого комплекса преобладают суглинки, гравелистый песок и крупнообломочная почва, содержащая супесь и суглинки.

Комплекс верхнего четвертичного, современного аллюво-пролювиального отложения / apQ3-4 /:

Отложение этого комплекса распространено в долине Баянгол, падах Хайлааст и Чингэлтэй. Отложение состоит из щебнистых почв с валунами, содержащих суглинки, супеси и щебнистые суглинки, толщина которого более 10 метров в районах долин и падей гор.

Комплекс аллювиального отложения / аQ4 /:

К этому комплексному отложению относятся суглинки верхней толщины верхней свиты аллювиального отложения и щебнистая почва с булыжниками, содержащая песок со слоями супеси и суглинок, которые заполняют грабен реки Туула. В некоторых частях находится щебнистая почва, содержащая супеси и суглинки.

Комплекс пролювиального отложения / рQ4 /:

Пролювиальное отложение голоцена, покрывающее дно оврагов, оконечность мыса гор и дно уступов, представляет собой современный осадок и состоит из супеси, суглинок и щебнистой почвы. По дну оврагов распространены гравелистый песок и супеси, на мысах – гравий и суглинки, а по дну уступов, подошвам и подножиям гор – супеси и суглинки, содержащие гравий. Их толщина в начале и середине оврагов – 1-3м, на дне подошв и подножий гор, а также мысах – до 7,0м [10, 27, 40, 42, 53, 57].

В таблице 1.1 приведены горные породы и их физико-механические свойства города Улан-Батор.

Таблица 1 – Объединенная таблица инженерно-геологических условий города Улан-Батор

Геологическая шкала		Физико-механическое свойство																				
Группа пород	Период	Отдел	Возникновение	Мак толщина, /м/	инженерно-геологический номер	Короткое описание грунтовых пород	Вес поры	Степень влажности	Вес объема г/см ³	Угол внутреннего трения, град	Модуль деформации МПа	Сила сцепления КПа	Коэффициент Пуассона									
							l	G	γоб	φ	E	c	ν									
Рыхлое отложение	Чертвычный	Плейстоцен-голоцен	Техногенное	tQ2	16	01	Техногенная почва			2.04	26	15	0.4									
				рQ2	5	05	Супесь с включением гравия /до 21-50%/	0.385	0.7	2.67	29	31	20	0.32								
				ос	7	04	Смугло-жёлтоватый смугло-коричневый суглинок с включением гравия	0.446	0.73	2.72	24	23.5	34	0.35								
				ветранное	11.5	07	Гравий с включением суглинка	0.406	0.77	2.71	40	39	26	0.35								
				аллювиальное	5.3	03	Маленький-средний зернистый, смугло-жёлтоватый песок с плотным состоянием	0.914	0.58	2.66	36	45	6	0.3								
				аллювиальное	5	1	Смугло-жёлтоватый и смугло-коричневый суглинок, содержащий щебень	0.483	0.85	2.66	23	21	31	0.35								
				аллювиальное	5.5	5	Щебень, содержащий смугло-желтоватую супесь и суглинок	0.496	0.84	2.71	41	41	24	0.32								
				аллювиальное	32	6	Смугло-жёлтоватый щебень с булыжниками, содержащий песок	0.514	0.65	2.66	40	45	2	0.3								
				аллювиальное	5.6	17	Щебнистый суглинок со смугло-жёлтоватого до черно-коричневого цвета	0.337	0.78	2.72	25	33	47	0.35								
				аллювиальное	25.6	19	Смугло-жёлтоватый щебень, содержащий суглинок	0.27	0.85	2.72	42	43	22	0.3								
				аллювиальное	9	16	Щебень со смугло-жёлтоватого до светло-жёлтоватого цвета, содержащий супесь	0.337	0.48	2.70	44	46	15	0.3								
				аллювиальное	11.5	27	Щебнистая супесь со светло-жёлтоватого до смугло-жёлтоватого цвета	0.305	0.71	2.70	29	32	21	0.32								
				аллювиальное	5.2	22	Суглинок, содержащий гравий со смугло-жёлтоватого цвета	0.28	0.77	2.71	25	32	45	0.35								
				аллювиальное	21.5	23	Глина со светло-жёлтоватого до смугло-жёлтоватого до смугло-серого цвета /до 0.4-5.0%/	0.475		2.70	23	21	31	0.4								
				аллювиальное		29	Щебень, содержащий смугло-желтоватую супесь	0.4	0.76	2.73	44	46	15	0.3								
				аллювиальное		30	Гравий, содержащий супесь со смугло-жёлтоватого до красно-жёлтоватого цвета	0.301		2.71	41	42	23	0.3								
				Метаморфические	Неогенной	Плиоцен	элювиальное	edQ1-2	5.4	57	Гравий, содержащий супесь со смугло-жёлтоватого до смугло-серого цвета	0.373	0.51	2.70	44	46	16	0.3				
								альное	16	54	Гравий, содержащий суглинок со смугло-жёлтоватого до красного цвета	0.307	0.43	2.72	39	37	27	0.3				
								альное	10	41	Суглинок, содержащий гравий со светло-серого до красного цвета /до 15-50%/	0.622	0.83	2.71	25	32	47	0.35				
								альное	>10	42	Красный гравелистый суглинок	0.458	0.85	2.72	25	27	38	0.35				
								альное	200	43	Красный суглинок, содержащий гравий и щебень до 1,1-5.0%	0.585	0.69	2.72	25	33	47	0.35				
								альное	200	44	Красная глина, содержащий гравий	0.337	0.79	2.73	21	28	81	0.35				
								альное	200	35	Щебень с булыжниками, содержащий суглинок со смугло-жёлтоватого до красного цвета	0.419	0.79	2.72	41	41	24	0.3				
								альное	200	36	Зелёно-серый суглинок, содержащий щебень	0.597	0.8	2.71	25	30	44	0.35				
								альное			Зелёно-серая глина, содержащая тонкие слои алевролита, аргиллита и конгломерата	-		2.73	21	28	81	0.35				
								Коренное	Юркий	Поздний	глубинное	УТЗ-11	-	71								
												среднее	1400	61	Трещиноватый песчаник с слабо до сильно выветривания	-		2.65	35	31	17	0.28
												среднее		62	Трещиноватый алевролит слабо выветривания	-		2.70	30	23	12	0.33
				среднее		64	Трещиноватый аргиллит слабо выветривания					-		2.68	31	80	6.7	0.32				

1.6 Инженерно-геологические условия и районирование проходки тоннеля в г. Улан-Батор

Как было сказано выше, геологическая структура и стратиграфия города Улан-Батор составляют неоднородные слоистые горные породы с различной литологией. По трассе линии метро, проходка пересекает практически все эти горные породы. Проходку линии метро по геологическому составу горных пород можно разделить на определенные участки.

Первый участок: Инженерно-геологические условия проходки тоннелей характеризуются большой мощностью неогеновых глин. Над этой толщей проходки тоннеля метро залегают горные породы со следующими инженерно-геологическими элементными номерами: 01-техногенная почва, 5-щебень с включением смугло-желтоватых супеси и суглинка, 03-маленький-средний зернистый, смугло-желтоватый песок с плотным состоянием, 6-смугло-желтоватый щебень с булыжниками с включением песка, 23-светло-желтоватая и смугло-желтоватая глина и 42-красный суглинок с включением гравии и щебня до 1,1-50%.

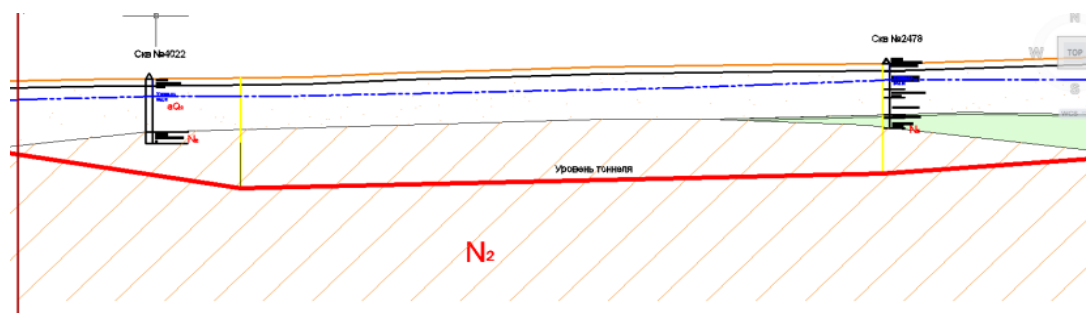


Рисунок 1.6 – Первый участок: Проходка в неогеновых глинах

Второй участок: Инженерно-геологические условия проходки тоннелей характеризуются большой мощностью четвертичных отложений. Над этой толщей проходки тоннеля метро залегают горные породы со следующими инженерно-геологическими элементными номерами: 01-техногенная почва, 6-смугло-желтоватый щебень с булыжниками с включением песка и 16- смугло-жёлтоватый и светло-жёлтоватый щебень с включением супеси.

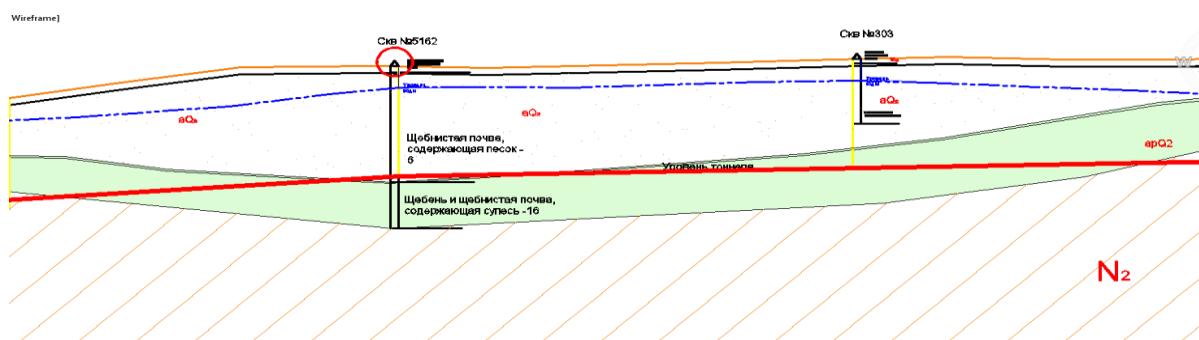


Рисунок 1.7 – Второй участок: Проходка в четвертичных отложениях

Третий участок: Инженерно-геологические условия проходки тоннелей характеризуются большой мощностью неогеновых глин. Над этой толщей проходки тоннеля метро залегают горные породы, которые с инженерно-геологическими элементными номерами: 01-техногенная почва, 6-смугложелтоватый щебень с булыжниками с включением песка, 07- гравий с включением суглинка и 44- щебень с булыжниками с включением смугло-жёлтоватого и красного суглинка.

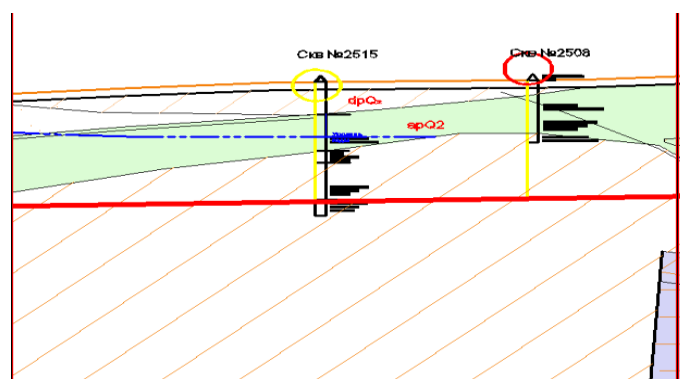


Рисунок 1.8 – Третий участок: Проходка в неогеновых глинах

Четвертый участок: Самый большой участок, включающий слои в виде линзы, которые состоят из 17-смугло-жёлтоватого и черно-коричневого щебнистого суглинка. Инженерно-геологические условия проходки тоннелей характеризуются большой мощностью четвертичных отложениях. Над этой толщей проходки тоннеля метро залегают горные породы со следующими инженерно-геологическими элементными номерами: 01-техногенная почва, 5-щебень с включением смугло-желтоватых супеси и суглинка, 03-маленький-средний зернистый, смугло-желтоватый песок с плотным состоянием, 6-смугло-

желтоватый щебень с булыжниками с включением песка, 19-смугло-желтоватый щебень с включением суглинка, 16-смугло-жёлтоватый и светло-жёлтоватый щебень с включением супеси, 27-светло-жёлтоватая и смугло-жёлтоватая щебнистая супесь, 29-щебень с включением смугло-желтоватой супеси, 23-светло-желтоватая и смугло-желтоватая глина, 30-гравий с включением смугло-жёлтоватой и красно-жёлтоватой супеси и 42-Красный суглинок с включением гравия и щебня до 1,1-50%.

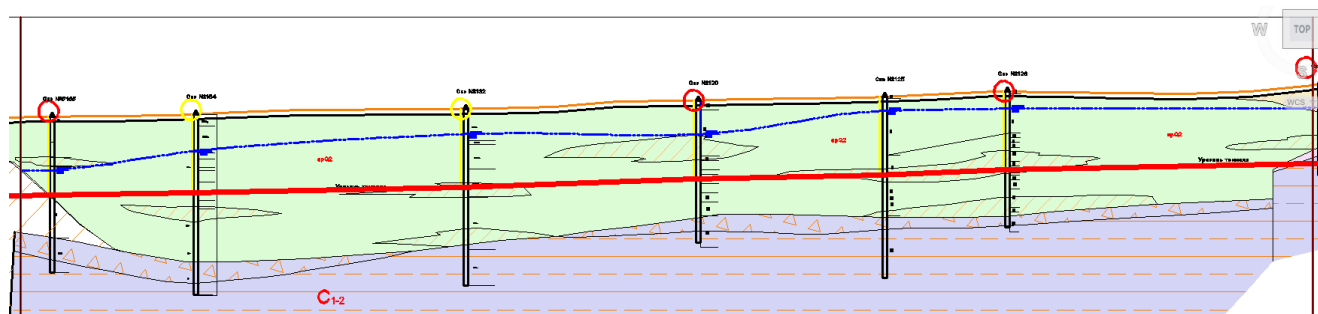


Рисунок 1.9 – Четвертый участок: Проходка в четвертичных отложениях

Пятый участок: Инженерно-геологические условия проходки тоннелей характеризуются большой мощностью коренных пород. Над этой толщей проходки тоннеля метро залегают горные породы со следующими инженерно-геологическими элементными номерами: 01-техногенная почва, 30-гравий с включением смугло-жёлтоватой и красно-жёлтоватой супеси, 54-суглинок с включением светло-серого и красного гравия (до 15-50%), 51-гравий с включением смугло-жёлтоватого и красного суглинок и 64-слабого выветренного трещиноватого аргиллита.

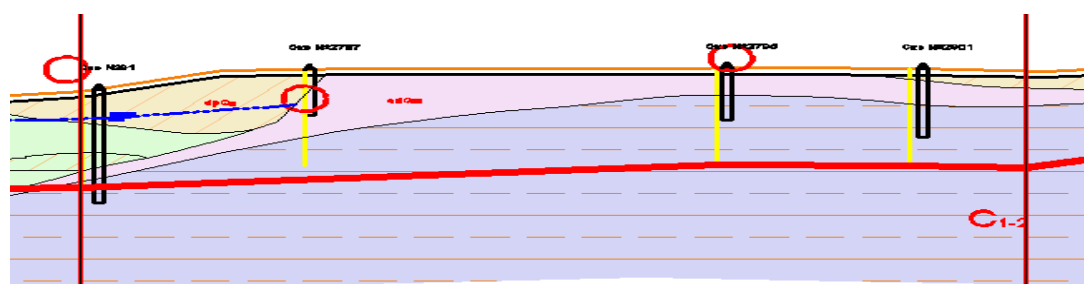


Рисунок 1.10 – Пятый участок: Проходка в коренных породах

Модуль деформации E , угол внутреннего трения φ , сцепления C и другие физико-механические свойства слоистых пород различных и были определены на

стадии инженерно-геологических изысканий советских времен.

Из одного участка в другой проходка тоннеля пересекает контакт неоднородных горных пород. Размер зоны сдвижений на земной поверхности от подземной проходки тоннеля через контактной зоны возможно отличается от проходки в других участках. Во-первых, при контактной зоне всегда бывают слабые породы с большим количеством трещин и т.п. Во-вторых, контактные породы отличаются от приконтактных пород по физико-механическим показателям.

При пересечении тоннелями метро контакта неоднородных пород такого, как контакт между осадочными и четвертичными отложениями, либо контакт между четвертичными отложениями и коренными породами следует внимательно управлять параметрами проходки ТПМК. Когда 2 вида пород контакта встречается перед лбом, то следует хорошо управлять сбалансированным давлением на забой. Скорость проходки ТПМК будет отличаться в различных средах. Такие условия могут создавать неблагоприятные ситуации, и также могут возникать больше зон влияния, провалы и дыры на земной поверхности от проходки тоннеля. То есть, при неправильном регулировании параметров режима работы систем проходческого комплекса могут возникнуть неприятные ситуации как на земной поверхности, так и в самом тоннеле. Так что, параметры проходки, систем и подсистем ТПМК должны быть регулированы в соответствии с геологическими особенностями контактной зоны неоднородных пород.

Также, прогноз сдвижений и деформаций на земной поверхности от проходки тоннеля в контактных зонах следует рассматривать отдельно и определять инженерными и расчетными подходами.

В области применения теоретических методов к расчётам сдвижений и деформаций горных пород большой вклад внесли ученые С.Г. Авершин, А.Г. Акимов, А.А. Ильюшин, Ж.С. Ержанов, Н.И. Мухелишвили, В.Н. Земисев, Д.А. Казаковский, С.П. Колбенков, А.С. Космодамианский, Ю.А. Лиманов, С.Г. Лехницкий, Р.А. Муллер, Г.Н. Савин и другие. Большой вклад в разработку геомеханических методов расчета массивов внесли Н.С. Булычев, С.А. Батугин,

А.Г. Протосеня, А.К. Черников, К.В. Руппенейт, А.Б. Макаров, Г.А. Крупенников, Г.Л. Фисенко и другие. Также большой вклад в разработку современных методов расчета сдвижений при сооружении тоннелей внесли Е.М. Волохов, Е.А. Демешко, С.Г. Мандриков, В.Ф. Подаков, М.В. Долгих, А.Е. Журавлев, В.А. Ходош, В.П. Самарин, В.П. Хуцкий, С.Ю. Новоженин, В.И. Киреева и другие [1-6, 8, 9, 11-13, 15-21, 25, 26, 28, 30, 34-39, 50, 52, 63, 66, 67].

Несмотря на большое количество работ, посвященных изучению геомеханических процессов, задача разработки прогнозных методов оценки сдвижений и деформаций горных пород при пересечении тоннелями метро неоднородных слоистых пород с различной литологией на сегодняшний день не решена.

1.7 Влияние геологического строения на напряженно-деформированное состояние

Геологические особенности как тектонический разлом, слоистость, трещиноватость, контакт разных пород, их количество и размер в пределах выработки и т.п. сильно влияют на напряженно-деформированное состояние (НДС) горных пород, окружающих подземных объектов и тоннелей. Залегание данных структур при пересечении их тоннелями и выработками также очень важно при выборе способа проходки, строительства и крепления подземных сооружений и объектов. Поэтому большое внимание уделяют изучению геологической среды районов строительства объектов на этапе проектирования подземных сооружений.

При пересечении выработок контактных или разломных зон существует высокая вероятность опасности разрушения горных пород в подземных разработках. Такие зоны могли возникнуть из-за естественных геологических процессов как сдвиги и деформации тектонических плит и т.п. или отсутствия связующих пород между породами.

В природе часто встречаются горные породы, которые разделяются от друга контактами и трещинами. В зоне контакта и трещин всегда находятся ослабленные горные породы, у которых слабые физико-механические показатели чем у основных пород в массиве. Это значит, что естественное НДС может быть уже потеряно в этой зоне.

В отличие от других твердых тел, горные породы обладают неравносвойственностью в разных направлениях нагрузки на них. На схеме (рисунок 1.11) видна зависимость свойств горных пород от выбранного направления проходки тоннеля через контактные зоны.

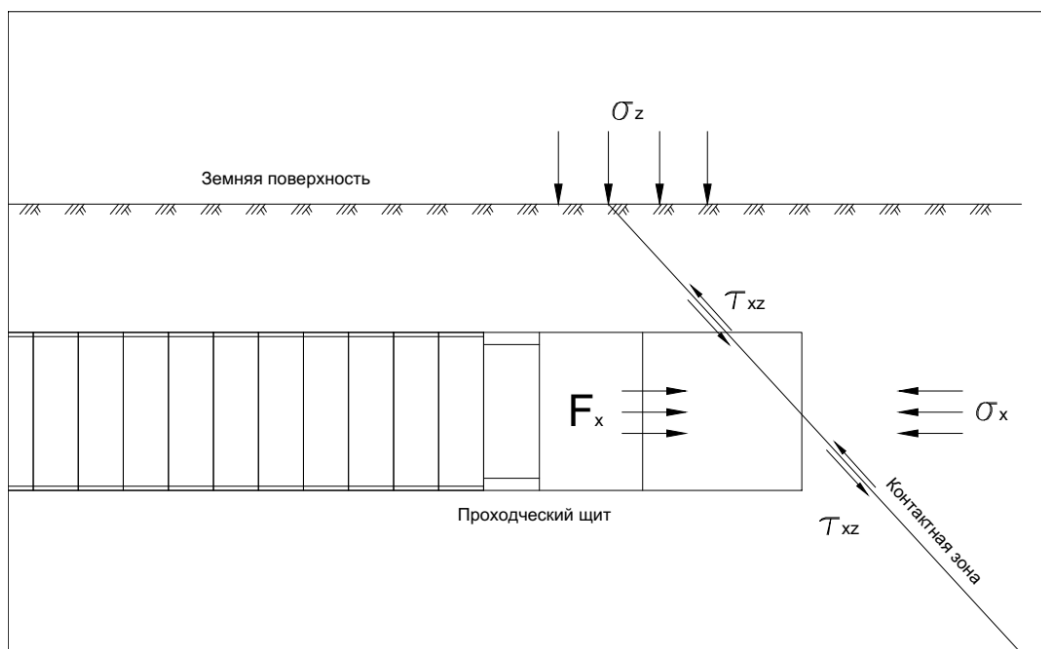


Рисунок 1.11 – Схема проходки тоннеля метро через контакт неоднородных пород

При критических значениях напряжений происходит разрушение горных пород. В горно-добывающей промышленности применяется термин коэффициент крепости по шкале проф. Протоdjяконова М.М., определяемый по формуле:

$$f = 0.01 \cdot \sigma_c, \quad (1.1)$$

где σ_c – предел прочности на одноосное сжатие, кг/см².

В практике известно что, сдвигения и деформации массива горных пород зависят от коэффициента крепости горных пород. По натурным данным видно что, чем больше значение крепости горных пород, тем меньше сдвигения и деформации массива горных пород и земной поверхности. Этот коэффициент

похож на модуль деформаций, но используется в горном деле ввиду удобства расчета буровзрывных работ.

Модуль деформаций или модуль упругости является одним из самых важных физико-механических свойств горных пород. При определении значения модуля упругости в лабораторных условиях учитывают, что вид деформации сильно влияет на его величину. Наибольшее значение модуля упругости наблюдается при сжатии горных пород, а наименьшее - при растяжении.

Методы проведения испытаний для определения физических, прочностных и деформационных свойств грунтов регламентируются требованиями ГОСТ 12248-2010, ГОСТ 5180–84 [75, 79].

Кроме того, существует проблема учета масштабного фактора, характеризующего различие в поведении образца грунта к поведению грунта в массиве. Влияние масштабного фактора сложно учесть при определении характеристик грунтов и горных пород. При пересечении контактных зон именно этот фактор сильно влияет на размер зоны влияния от проходки тоннеля метро.

Выводы к первой главе

Прогноз роста населения города Улан-Батора до 2030 года и в дальнейшем будущем, неадекватная координация и перегрузка автодорог, ожидание реализации строительства метро и обновления общественного транспорта доказывают необходимость строительства метро в Улан-Баторе.

Несмотря на то, что инженерно-геологические исследования проводились многократно и на достаточно большой территории города, отсутствует специальное инженерно-геологическое исследование для строительства линий метро. Следует отметить, что необходимо проведение дополнительного инженерно-геологического исследования вдоль трассы линий.

При строительстве метро мелкого заложения возникает неблагоприятное влияние на земную поверхность и расположенные на ней здания, инженерные и инфраструктурные сооружения, подземные коммуникации. Строительство тоннелей метро в неустойчивых породах закрытым способом при мелком заложении можно производить только с помощью тоннелепроходческих механизированных комплексов с пригрузом забоя. Данные комплексы способны влиять на напряженно-деформированное состояние массива и поверхности земли и сдерживать напор грунтовых вод и сдвиги неустойчивых пород при проходке.

В связи с отсутствием научных работ, специализирующихся на оценке напряженно-деформированного состояния при строительстве тоннеля и прогнозировании влияния на земную поверхность от проходки тоннеля, необходимо проанализировать воздействие сдвижений и деформаций от проходки тоннелей метро на земную поверхность в данных условиях.

ГЛАВА 2 ЧИСЛЕННОЕ МОДЕЛИРОВАНИЕ ИНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГИЧЕСКИХ УСЛОВИЙ

2.1 Существующие методы оценки сдвижений и деформаций массива горных пород и земной поверхности при проходке тоннеля

Наиболее эффективным видом городского транспорта для крупных городов является метрополитен — скоростная городская внеуличная железная дорога с курсирующими на ней маршрутными поездами для перевозки пассажиров. На сегодняшний день метрополитены эксплуатируются в 165 городах, более, чем в 50 странах (по прогнозу 2016 года) мира. К наиболее крупным по протяженности и количеству станций относятся:

1. КНР	2255 км, 1458 станции
2. США	1232,4 км, 973 станции
3. Республика Корея	797,1 км, 669 станции
7. Россия	521,1 км, 322 станции.

Проходку подземной части линий метрополитена в городе Улан-Батор планируется осуществлять тоннелепроходческим механизированным комплексом. При проходке оценка напряженно-деформированного состояния массива горных пород является важным и необходимым критерием для проектирования строительства метрополитена и его дальнейшей эксплуатации.

Исследования геомеханического состояния массива горных пород в настоящее время осуществляются путем геофизических и геометрических измерений, которые проводятся путем систематических наблюдений за смещениями реперов и деформационных марок, датчиков контроля напряженно-деформированного состояния массива и т.п. При изучении процесса сдвижения горных пород в лабораторных условиях создаются плоские и объемные модели исследуемого участка, на которых имитируют выемку полезного ископаемого (или проходку горной выработки, тоннеля) и вызываемый ею процесс сдвижения.

Теоретические исследования процесса сдвижения проводятся в двух направлениях:

- с целью установления аналитических зависимостей между количественной стороной параметров процесса сдвижения и заданными горно-геологическими условиями, исходя из физической сущности процесса;
- с целью обработки эмпирических способов расчета процесса сдвижения, вытекающих из обработки материалов натуральных и лабораторных исследований.

Размеры зоны влияния сдвижений и деформаций в мульде и размеры мульды зависят от многих факторов. Среди них существенное влияние оказывают глубина заложения, форма и размеры выработок, способ проходки и крепления тоннелей, а также время нахождения выработки без крепления и физико-механические характеристики пород: объемный вес, модуль упругости и деформации, коэффициент Пуассона, угол внутреннего трения, сцепления грунта, коэффициент оттаивания мерзлого грунта, коэффициент уплотнения грунта и т. п.

Здания и сооружения, расположенные в зоне мульды сдвижения, претерпевают деформации, и их нормальная эксплуатация нарушается при деформациях, превышающих допустимые для этих зданий и сооружений. Для уменьшения деформаций земной поверхности и охраны объектов от вредного влияния горных выработок проводятся геотехнические и строительно-конструктивные мероприятия.

Расчет ожидаемых деформаций земной поверхности выполняется для всех участков трассы метрополитена, на которых возможно влияние горных работ на здания и сооружения. Ожидаемые деформации земной поверхности при строительстве метрополитена определяются маркшейдерским расчетом с учетом способа и порядка сооружения горных выработок и города.

Методика расчета деформаций земной поверхности позволяет определить влияние горных выработок на деформацию земной поверхности как при сооружении тоннелей и отдельных станций, так и от нескольких станций метрополитена. Методика прогнозных расчетов деформаций земной поверхности от проходки горных выработок изложена в Пособии по проектированию

мероприятий для эксплуатируемых зданий и сооружений от влияния горнопроходческих работ при строительстве метрополитена [46].

Также в Правилах охраны сооружений и природных объектов от вредного влияния подземных горных разработок на угольных месторождениях [47] подробно изложены методы определения условий безопасной выемки пластов угля в зонах их влияния на здания, сооружения, шахтные стволы, а также меры их охраны.

При проходке тоннелей встречаются неоднородные слоистые горные породы с различной литологией вдоль трассы проектируемых линий метро: осадочные (четвертичные) и коренные. Среди них осадочные (четвертичные) отложения обладают наибольшей слоистостью. В осадочных (четвертичных) породах встречаются линзы отличные по литологии от пород, в которых они располагаются, в коренных породах встречаются линзы осадочных (четвертичных) отложений. Поэтому исследования были направлены на изучение процессов сдвижения и деформаций массива горных пород при проходке тоннелей в такой сложной геологической среде. В частности исследовался вопрос пересечения осью тоннеля, во время его строительства, контактов различных литологических разностей осадочных (четвертичных) отложений, а также осадочных (четвертичных) отложений и коренных пород. Полученные результаты исследований были учтены при определении зоны влияния строительства тоннеля в этих условиях и при разработке прогнозной методики расчета сдвижений и деформаций. Исследования проводились на основе использования метода конечных элементов, позволившим смоделировать геомеханические процессы, вследствие проходки тоннеля при его строительстве, в таких сложных горно-геологических условиях.

2.2 Моделирование геомеханических задач сплошных сред методом конечных элементов

Основой метода конечных элементов (МКЭ) является определение проблемной области окружающей выработки и разделение области на совокупность дискретных взаимодействующих элементов. На рисунке 2.1 (а) показано поперечное сечение подземной выработки, генерируемой в бесконечном теле с начальными напряжениями p_{xx} , p_{yy} , p_{xy} . На рисунке 2.1 (б) указывается выбранная граница области задачи, а также соответствующие носители и условия, предписанные в произвольных внешних границах, чтобы сделать задачу статически определимой. Область была разделена на множество треугольных элементов. Представленный элемент множества показан на рисунке 2.1 (в) точками i , j , k , определяющими узлами элемента. Задача состоит в том, чтобы определить состояние полного напряжения и перемещения, вызванные выработками, во всей совокупности конечных элементов [21, 56, 58, 62, 86, 87].

В приведенной формулировке перемещений рассматриваемого метода конечных элементов начальным шагом является выбор набора функций, которые определяют компоненты перемещений в любой точке конечного элемента в терминах узловых перемещений. Затем различные шаги процедуры решения развиваются из поля наложенного перемещения.

Таким образом, компоненты деформаций определяются однозначно в терминах различных производных перемещений, а наложенное изменение перемещений определяет напряженно-деформированное состояние по всему элементу. Эти вызванные деформации и упругие свойства среды определяют индуцированные напряжения в элементе.

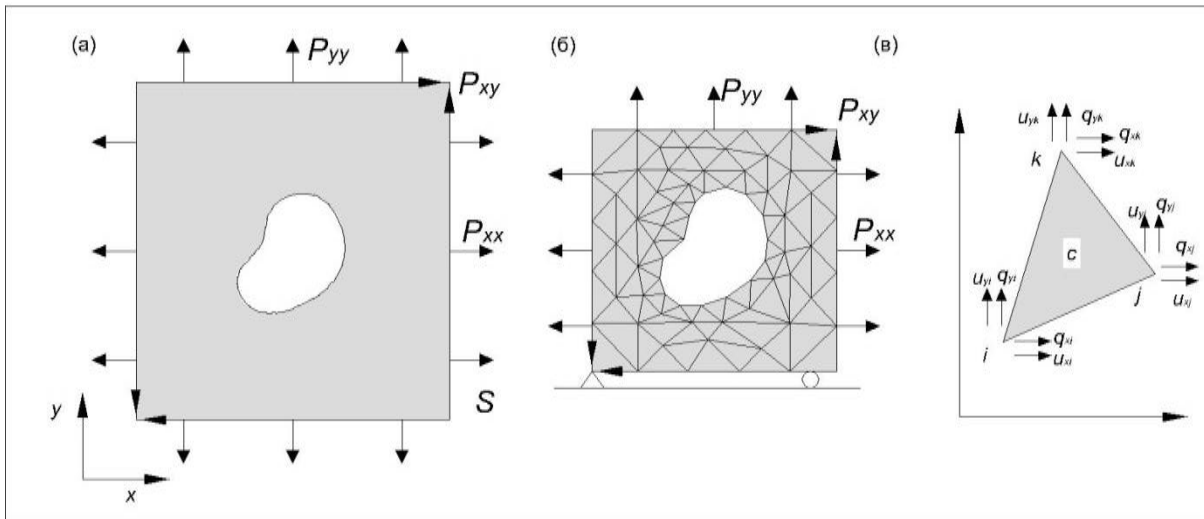


Рисунок 2.1 – Разработка модели конечных элементов для решения задачи сплошных сред, определение геометрического элемента и нагрузки для постоянного напряжения, треугольный конечный элемент

Предположение в методе конечных элементов состоит в том, что передача внутренних сил между краями соседних элементов может быть представлена взаимодействиями в узлах элементов. Поэтому необходимо установить выражения для узловых сил, которые статически эквивалентны силам, действующим между элементами вдоль соответствующих краев. Таким образом, необходимо стремиться проанализировать проблему сплошных сред (рисунок 2.1 (а)) в терминах множества узловых сил и перемещений для дискретной области (рисунок 2.1 (б)). Процедура решения, описанная здесь для иллюстрации, рассматривает геометрию треугольных элементов, линейную вариацию перемещения по внутренним координатам элемента и постоянные деформации внутри элемента.

На рисунке 2.1 (в) вызванные узловые перемещения u_{xi} , u_{yi} , и перемещения $[u]$ в любой точке элемента должны быть получены подходящей интерполяцией из узловых значений. Вводя матрицу интерполяционных функций $[N]$, подходящей интерполяционной формулой является:

$$[u] = \begin{bmatrix} u_x \\ u_y \end{bmatrix} = \sum [N_i][u_i] = [\overline{N}_i, \overline{N}_j, \overline{N}_k] \begin{bmatrix} u_i \\ u_j \\ u_k \end{bmatrix} = [N][u^e] \quad (2.1)$$

где

$$[u_i] = \begin{bmatrix} u_{xi} \\ u_{yi} \end{bmatrix}, \quad [N_i] = \bar{N}_i = \begin{bmatrix} N_i & 0 \\ 0 & N_i \end{bmatrix}$$

Компоненты $[N]$, т.е. N_i являются заданными функциями положения и $[u^e]$ - вектор столбца, в котором перечислены узловые перемещения $u_{xi}, u_{yi}, u_{xj} \dots$ и т.п.

Интерполяционные функции, составляющие элементы из $[N]$, должны быть выбраны так, чтобы возвращать узловые перемещения на каждом узлах. Требуется, чтобы:

$$[N_i]_{xi,yi} = [I]$$

$$[N_i]_{xi,yj} = [0], \text{ и т. д.}$$

где $[I]$ и $[0]$ - идентичные и нулевые матрицы соответственно. Кроме того, поскольку обе компоненты перемещений в точке должны быть интерполированы одинаково. Ясно, что:

$$[N_i] = N_i [I]$$

где N_i - скалярная функция положения внутри элемента.

Простая разработка линейной интерполяционной функции демонстрируется представлением перемещений в терминах линейных функций положения, то есть.

$$u_x = \alpha_1 + \alpha_2 x + \alpha_3 y$$

$$u_y = \alpha_4 + \alpha_5 x + \alpha_6 y \quad (2.2)$$

Шесть констант интерполяции определяются путем обеспечения того, чтобы перемещения u_x, u_y принимали узловые значения, когда узловые координаты вставлены в уравнение 2.2. Таким образом, $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3$ определяются путем решения одновременных уравнений.

$$u_{xi} = \alpha_1 + \alpha_2 x_i + \alpha_3 y_i$$

$$u_{xj} = \alpha_1 + \alpha_2 x_j + \alpha_3 y_j$$

$$u_{xk} = \alpha_1 + \alpha_2 x_k + \alpha_3 y_k$$

Для решения $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3$

$$u_{xi} = \frac{1}{2\Delta} [(a_i + b_i x + c_i y)u_{xi} + (a_j + b_j x + c_j y)u_{xj} + (a_k + b_k x + c_k y)u_{xk}] \quad (2.3)$$

где

$$a_i = x_j y_k - x_k y_j$$

$$b_i = y_j - y_k$$

$$c_i = x_k - x_j$$

Решение для $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3$ дает интерполяционную функцию для u_y , которая идентична уравнению (2.3). Поэтому изменение перемещений по всему элементу описывается следующим образом:

$$[u] = \begin{bmatrix} u_x \\ u_y \end{bmatrix} = [N][u^e] = [N_i I, N_j I, N_k I][u^e] \quad (2.4)$$

где $N_i = (a_i + b_i x + c_i y) / 2\Delta$, с аналогичными выражениями N_j, N_k

I - 2×2 единичная матрица.

Определяя поле перемещения в элементе в терминах узловых перемещений, процедура интерполяции обеспечивает непрерывность перемещений как по интерфейсу элемента с помощью смежного элемента, так и внутри самого элемента.

Как только поле перемещения в элементе определено, состояние деформации может быть установлено из отношений деформаций и перемещений. Для плоской деформации существует проблема, вектор деформации может быть определен следующим образом:

$$[\varepsilon] = \begin{bmatrix} \varepsilon_{xx} \\ \varepsilon_{yy} \\ \gamma_{xy} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{\partial u_x}{\partial x} \\ \frac{\partial u_y}{\partial y} \\ \frac{\partial u_x}{\partial y} + \frac{\partial u_y}{\partial x} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{\partial}{\partial x} & 0 \\ 0 & \frac{\partial}{\partial y} \\ \frac{\partial}{\partial y} & \frac{\partial}{\partial x} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u_x \\ u_y \end{bmatrix}$$

либо

$$[\varepsilon] = [L][u] \quad (2.5)$$

Так как перемещение задается уравнением (2.4), уравнение (2.5) выражается:

$$[\varepsilon] = [L][N][u^e] = [B][u^e]$$

где

$$[B] = \begin{bmatrix} \frac{\partial N_i}{\partial x} & 0 & \frac{\partial N_j}{\partial x} & 0 & \frac{\partial N_k}{\partial x} & 0 \\ 0 & \frac{\partial N_i}{\partial y} & 0 & \frac{\partial N_j}{\partial y} & 0 & \frac{\partial N_k}{\partial y} \\ \frac{\partial N_i}{\partial y} & \frac{\partial N_i}{\partial x} & \frac{\partial N_j}{\partial y} & \frac{\partial N_j}{\partial x} & \frac{\partial N_k}{\partial y} & \frac{\partial N_k}{\partial x} \end{bmatrix}$$

Для случая изменения линейных перемещений, члены $(\partial N_i / \partial x$ и т. д.) матрицы $[B]$ являются постоянными, а компоненты деформаций инвариантными на элементе.

Состояние полного напряжения внутри элемента представляет собой сумму индуцированных напряжений и начальных напряжений. Игнорируя любые термины деформаций, общие напряжения для условий плоской деформации определяются:

$$[\sigma] = [D][\varepsilon] + [\sigma^0] = [D][B][u^e] + [\sigma^0] \quad (2.6)$$

Вычислительная реализация метода конечных элементов включает в себя набор подпрограмм, которые генерируют матрицу жесткости $[K^e]$ и начальный вектор нагрузки $[f^e]$ для всех элементов. Эти данные, применяемые внешние нагрузки и граничные условия предоставляют достаточную информацию для определения узловых перемещений для всей сборки элемента. Процедура проиллюстрирована ссылкой на двухэлементную сборку (рисунок 2.2).

Применяемые внешние силы в узлах определяются формулой:

$$[\mathbf{r}]^T = [r_{x1} r_{y1} r_{x2} r_{y2} r_{x3} r_{y3} r_{x4} r_{y4}]$$

Таким образом, сборка глобальной матрицы жесткости $[K]$ происходит путем учета соединением различных элементов, чтобы получить глобальное уравнение для сборки:

$$[K][u^g] = [r^g] - [f^g] \quad (2.7)$$

Решение глобального уравнения (2.7) возвращает вектор $[u^g]$ узловых перемещений. Состояние напряжения в каждом элементе может быть вычислено непосредственно из соответствующих узловых перемещений, используя уравнение (2.6).

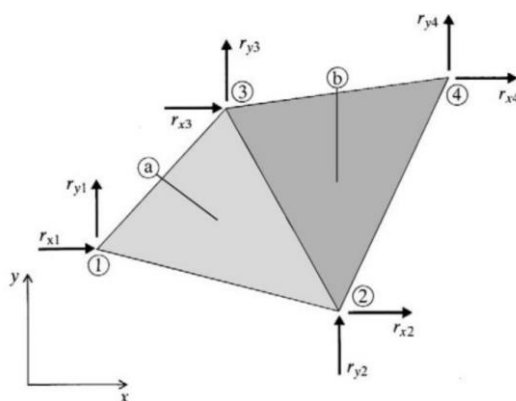


Рисунок 2.2 – Структура конечного элемента, иллюстрирующая связь между узловым соединением и построением глобальной жесткости.

На практике особое внимание уделяют тому, чтобы $[K]$ было не особым, и должны учитываться любые примененные тяги на краях элементов. Кроме того, большинство кодов конечных элементов, используемых в практике проектирования, основаны на криволинейных четырехсторонних элементах и изменении перемещений более высокого порядка по отношению к внутренним координатам элемента [81, 88, 89, 91].

2.3 Моделирование поведения грунта

Характеристики нагруженного грунта или скальной породы отличаются крайней нелинейностью. Эта нелинейная деформируемость материала может быть смоделирована на разном уровне сложности. Совершенно очевидно, что с

повышением уровня сложности возрастает количество модельных параметров. Хорошо известная модель Мора-Кулона может рассматриваться как приближение первого порядка по отношению к реальному поведению грунта. Эта упругопластическая модель требует знания пяти основных входных параметров [29, 82, 84, 85, 90]:

E - модуль деформаций, кН/м²;

ν - коэффициент Пуассона;

φ - угол внутреннего трения, град.;

C - сцепление, кН/м²;

ψ - угол дилатансии, град.

Параметры E и ν используются для описания напряженного состояния в пределах поверхности текучести, когда поведение грунта является упругим и подчиняется закону Гука для изотропной линейной упругости. Параметры φ и C участвуют в определении функций текучести и являются параметрами пластической деформации. Угол дилатансии ψ необходим для моделирования положительной пластической объемной деформации, фактически наблюдаемой в плотных грунтах.

Условие прочности по Мору-Кулону, когда материал перестает сопротивляться сдвигу, имеет следующий вид:

$$(\sigma_x - \sigma_y)^2 + 4 \cdot \tau_{xy}^2 \leq (\sigma_x + \sigma_y + 2 \cdot c \cdot \operatorname{ctg} \varphi)^2 \times \sin^2 \varphi, \quad (2.8)$$

где σ_x, σ_y - действующие нормальные напряжения;

τ_{xy} - действующие касательные напряжения.

При невыполнении этого условия элементы грунтового массива переходят из упругой в пластическую стадию работы.

Одной из основных деформационных характеристик массива является модуль деформации E , именно он во многом определяет уровень развития сдвижений в массиве. Данный параметр определяется с использованием лабораторных и полевых методов испытаний грунтов. Преимуществом полевых

методов является возможность изучения свойств массива в естественных условиях, в то время как лабораторные испытания проводятся на образцах, свойства которых могут отличаться от свойств массива из-за влияния масштабного фактора.

Методика компрессионного и трехосного определения модулей деформации приведена в ГОСТ 12248-2010 [76]. Методика полевого определения модуля деформации изложена в ГОСТ 20276-2012 [77].

По завершении создания расчетной модели и присвоения всем элементам соответствующих физических свойств проводится численный эксперимент с поэтапным моделированием строительства в рамках единой математической схемы. На первом этапе вычисляется начальное напряженное состояние массива с учетом порового давления воды в соответствии с уровнем грунтовой воды. После определения начального напряженного состояния моделируются непосредственно этапы проходки тоннеля.

Выполняемое моделирование позволяет получить данные о деформационном процессе на всех этапах строительства тоннеля. В любом сечении грунтового массива на каждом этапе моделирования можно получить полную информацию о размерах деформационной зоны и распределении в ней деформаций, а также о напряженном состоянии грунтового массива и тоннельной обделки. Поведение грунтового массива моделировалось на основе упругопластической модели с упрочнением грунта (Hardenning soil).

Для моделирования различных типов грунтов предназначена упругопластическая модель с упрочнением грунта. Жесткость, зависящая от напряжений согласно степенному закону, задается тремя различными модулями деформации: при трехосном нагружении - E_{50} , при разгрузке - E_{ur} и одометрический модуль - E_{oed} .

При одометрических условиях напряжения и деформации выражаются в следующем виде:

$$E_{oed} = E_{oed}^{ref} \left(\frac{\sigma}{p_{ref}} \right)^m \quad (2.9)$$

где E_{oed}^{ref} - пластическое деформирование, вызванное первичным сжатием; m - показатель степени, с помощью которого задается зависимость жесткости от напряжений; p^{ref} - эталонное давление; σ - действующее в данных условиях напряжение.

Зависящий от всесторонних напряжений модуль жесткости при первичном нагружении рассчитывается по формуле:

$$E_{50} = E_{oed}^{ref} \left(\frac{c \cdot \cos\varphi - \sigma'_3 \cdot \sin\varphi}{c \cdot \cos\varphi + p^{ref} \cdot \sin\varphi} \right)^m, \quad (2.10)$$

где E_{50}^{ref} - опорный модуль жесткости, соответствующий опорному всестороннему давлению; c - сцепление; φ - угол внутреннего трения; σ'_3 - наименьшее главное напряжение.

Модуль жесткости для траекторий напряжений при разгрузке и повторном нагружении:

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

где E_{ur}^{ref} - опорный модуль деформаций при разгрузке и повторном нагружении, соответствующий опорному давлению.

В качестве значений по умолчанию предлагаются соотношения: $E_{ur} \approx 3E_{50}$, $E_{oed} \approx E_{50}$.

Для выбора и обоснования моделей грунтов на трехмерной программе Plaxis 3D следует использовать упругопластическую модель с упрочнением грунта. Этот подход был предложен к.т.н Киреевой В.И. в своем научном труде при сравнении полученных данных маркшейдерского наблюдения в зоне влияния от строительства метро и моделирования геомеханических процессов с учетом моделей Кулона-Мора (МК) и упругопластической модели с упрочнением грунта (HS). Именно упругопластическая модель с упрочнением грунта является усовершенствованной моделью, предназначенной для моделирования поведения различных типов грунтов, как слабых, так и прочных (Schans, 1998) [90].

2.4 Построение расчетной схемы

Построение пространственной конечно-элементной модели в программе Plaxis основано на создании геометрической модели, которая представляет собой композицию из объемов, поверхностей, линий и точек. Пользователь может также задать целый ряд вертикальных геологических колонок, описывающих характер напластования грунтов в различных точках. Характер напластования грунтов на участках между геологическими колонками определяется путём интерполяции. Геологические слои и поверхность грунта могут залегать под углом, отличным от горизонтального.

Напряжения, рассчитанные с помощью программы Plaxis, основаны на декартовой системе координат. Матрица напряжений материала в декартовых координатах[88]:

$$\underline{\sigma} = \begin{bmatrix} \sigma_{xx} & \sigma_{xy} & \sigma_{xz} \\ \sigma_{yx} & \sigma_{yy} & \sigma_{yz} \\ \sigma_{zx} & \sigma_{zy} & \sigma_{zz} \end{bmatrix} \quad (2.12)$$

В обычной теории деформации тензор напряжений – симметричный. В этой ситуации напряжения часто записываются в векторной форме из шести разных компонент:

$$\underline{\sigma} = (\sigma_{xx} \sigma_{yy} \sigma_{zz} \sigma_{xy} \sigma_{yz} \sigma_{xz})^T \quad (2.13)$$

Во всех случаях считается, что сжимающие напряжения и силы, включая поровое давление, имеют отрицательные направления напряжений (рисунок 2.3). Поровое давление создается водой, присутствующей в порах, и считается, что вода не воспринимает сдвиговые напряжения. В результате эффективные напряжения сдвига равны общим напряжениям сдвига.

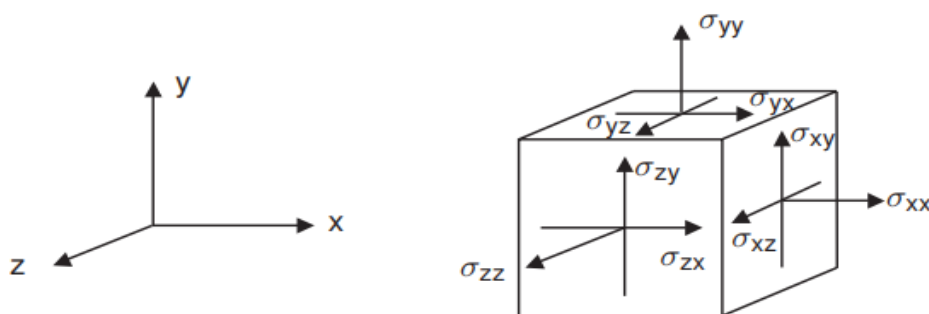


Рисунок 2.3 – Генеральная координатная система и компоненты положительных напряжений

Тензор деформации в декартовых координатах:

$$\underline{\varepsilon} = \begin{bmatrix} \varepsilon_{xx} & \varepsilon_{xy} & \varepsilon_{xz} \\ \varepsilon_{yx} & \varepsilon_{yy} & \varepsilon_{yz} \\ \varepsilon_{zx} & \varepsilon_{zy} & \varepsilon_{zz} \end{bmatrix} \quad (2.14)$$

Деформации являются производными от компонент перемещения. В соответствии с теорией малых деформаций только сумма дополняющих друг друга декартовых компонент деформации сдвига ε_{ij} и ε_{ji} создают сдвиговое напряжение. Эта сумма обозначается как деформация сдвига γ . Таким образом, вместо компонент перемещения используются соответствующие компоненты деформаций сдвига. В этой ситуации деформации записываются в векторной форме[90]:

$$\underline{\varepsilon} = (\varepsilon_{xx} \varepsilon_{yy} \varepsilon_{zz} \gamma_{xy} \gamma_{yz} \gamma_{xz})^T \quad (2.15)$$

В программе Plaxis 3D модели материалов как грунт и скальная порода выражаются в виде зависимости между бесконечно малыми приращениями эффективных напряжений и бесконечно малыми приращениями деформаций. Эта зависимость представлена в следующем виде:

$$\dot{\sigma}' = M \dot{\varepsilon} \quad (2.16)$$

где M – матрица жесткости материала.

Модель материала, используемая в программе Plaxis 3D для изотропных линейно-упругих сред описывается законом Гука. Линейно-упругая модель может использоваться основой для других моделей. Закон Гука выражен в следующем

ВИДЕ:

$$\begin{bmatrix} \dot{\sigma}'_{xx} \\ \dot{\sigma}'_{yy} \\ \dot{\sigma}'_{zz} \\ \dot{\sigma}'_{xy} \\ \dot{\sigma}'_{yz} \\ \dot{\sigma}'_{zx} \end{bmatrix} = \frac{E'}{(1-2\nu')(1+\nu')} \begin{bmatrix} 1-\nu' & \nu' & \nu' & 0 & 0 & 0 \\ \nu' & 1-\nu' & \nu' & 0 & 0 & 0 \\ \nu' & \nu' & 1-\nu' & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{1}{2}-\nu' & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{2}-\nu' & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{2}-\nu' \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \dot{\epsilon}_{xx} \\ \dot{\epsilon}_{yy} \\ \dot{\epsilon}_{zz} \\ \dot{\gamma}_{xy} \\ \dot{\gamma}_{yz} \\ \dot{\gamma}_{zx} \end{bmatrix} \quad (2.17)$$

В соответствии с законом Гука зависимость между модулем Юнга E и другими модулями жесткости, такими как модуль сдвига G , модуль объемного сжатия K и одометрическим модулем E_{oed} , представлена следующими выражениями:

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (2.18)$$

$$K = \frac{E}{3(1-2\nu)} \quad (2.19)$$

$$E_{oed} = \frac{E(1-\nu)}{(1-2\nu)(1+\nu)} \quad (2.20)$$

В программе P1axis 2D площади и поверхности образованы шестиузловыми или пятнадцатиузловыми треугольными элементами. Для площадей и поверхностей в программе функций и типа интегрирования для этих элементов дано в следующих подразделах.

2.5 Общее геометрическое построение моделирования и исходное напряженное состояние

Для определения геометрических параметров модели механизированной проходки тоннелей в четвертичных отложениях были использованы модели массивов с различными размерами и различными составами горных пород. Размеры основных вариантов модели для последующего моделирования составляли 120 м и 150 м соответственно с абсциссой - x и ординатой - y . Высота моделей (H) соответствовала значению высотной отметки земной поверхности в

условной системе высот около -50 м (рисунок 2.4).

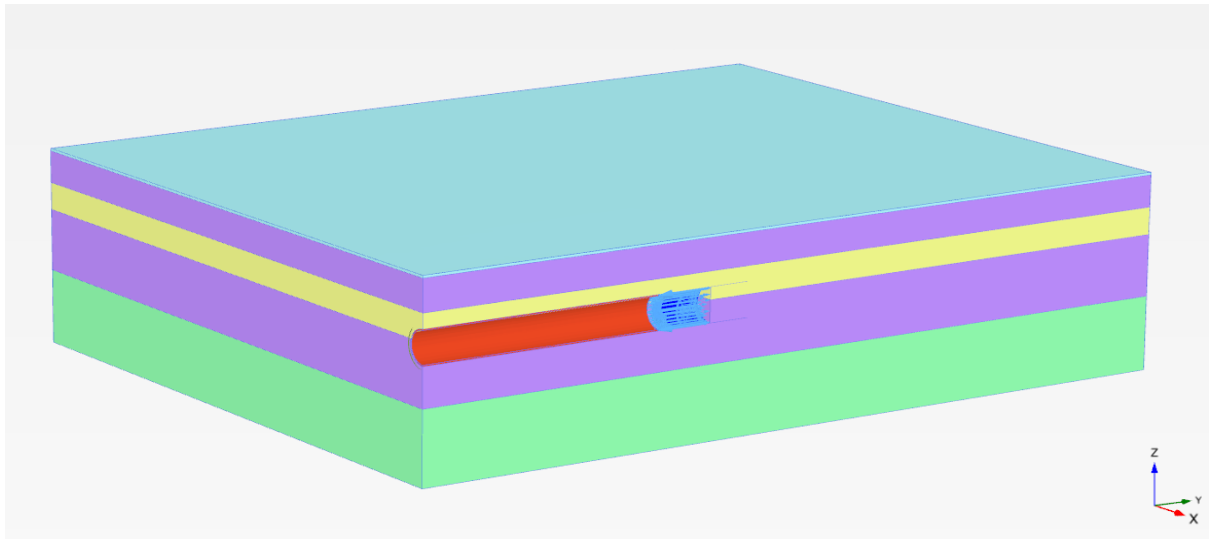


Рисунок 2.4 – Модель массива в основном размере

Грунтовый пригруз забоя – важный элемент моделирования проходки тоннеля, необходимый для предотвращения активного разрушения забоя при проходке. Моделирование активного грунтопригруза забоя выполнялось с помощью распределенной нагрузки. Направление распределенной нагрузки установлено перпендикулярным по направлению ко лбу забоя. Нагрузка на забое и давление тампонажного раствора в заобделочном пространстве представлена на рисунке 2.5.

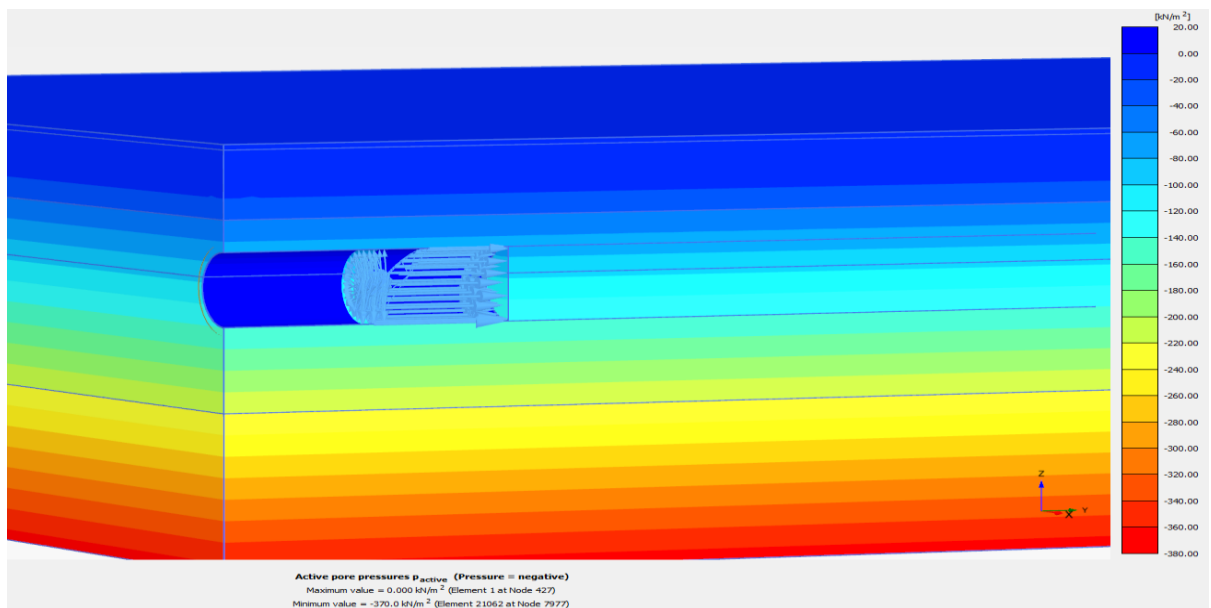


Рисунок 2.5 – Моделирование грунтового пригруза забоя и перенагнетание в заобделочное пространство с помощью распределенной нагрузки

Величина распределенной нагрузки на забое и давление тампонажного раствора в заобделочном пространстве сбалансировались соответственно в зависимости от значений природных напряжений и давления воды внутри грунта, рассчитанных в модели на соответствующей глубине тоннеля.

Оболочка ТПМК и обделки моделировались специальными плоскими элементами с заданными характеристиками (таблица 2.1).

Большое влияние на конечное значение подвижек поверхности земли оказывает система нагнетания. При строительстве тоннеля большого диаметра мелкого заложения в зависимости от режимов работы данной системы массив может работать как в режиме оседаний, так и поднятий [28].

Таблица 2.1 – Характеристики ТПМК и обделки

Параметр	ТПМК	Обделка	Ед. изм.
Толщина	0.35	0.25	м
Удельный вес	120	27.0	кН/м ³
Тип поведения	Линейный, изотропный	Линейный, изотропный	-
Модуль деформации	23.0*10 ⁶	30*10 ⁶	кН/м ²
Коэффициент Пуассона	0	0.1	-
Модуль сдвига	11.5*10 ⁶	-	кН/м ²

Проблемам изучения природного поля напряжений посвящено большое количество исследований. Акад. А.Н.Динником (1925) была предложена гипотеза об отсутствии горизонтальных сдвижений и деформаций в ходе исторического нагружения массива. Согласно гипотезе, закономерности формирования напряженного состояния в земной коре при горизонтальном напластовании и равнинном рельефе описываются тензором напряжений, имеющим вид:

$$\begin{vmatrix} \sigma_1 & 0 & 0 \\ 0 & \sigma_2 & 0 \\ 0 & 0 & \sigma_3 \end{vmatrix} = \begin{vmatrix} \lambda\gamma H & 0 & 0 \\ 0 & \lambda\gamma H & 0 \\ 0 & 0 & \lambda\gamma H \end{vmatrix}, \quad (2.21)$$

где H – глубина рассматриваемой точки в массиве; γ – объемный вес залегающих пород; $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ – главные нормальные напряжения; λ – коэффициент бокового распора.

Для абсолютно упругого массива λ вычисляется по формуле, выведенной акад. А.Н.Динником из закона Гука:

$$\lambda = \frac{\nu}{(1-\nu)}, \quad (2.22)$$

где ν – коэффициент Пуассона.

В случае, когда $\nu = 0,5$, наступает состояние гидростатического распределения напряжений в массиве: $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$. Также это повторяется при состоянии абсолютной твердой среды, когда $\nu = 0$.

В грунтовой механике коэффициент, описывающий соотношение горизонтальных и вертикальных исходных напряжений в массиве K_0 (аналог λ), определяется по формуле Яку (1948), которая была получена на основе эмпирических данных для нормально консолидированных пород:

$$K_0 = 1 - \sin \varphi, \quad (2.23)$$

где φ – угол внутреннего трения горных пород.

Сопоставление значений λ и K_0 , вычисленных на основе имеющихся данных инженерных изысканий для четвертичных пород, показало, что эти значения практически совпадают (различие в среднем составляет порядка 5%) и в основном находятся в интервале: 0,35-0,75 [28].

2.6 Моделирование проходки тоннелей по геологическим данным скважин

Моделирование сдвижений и деформаций при проходке тоннелей проводилось для горно-геологических условий г. Улан-Батор по данным геологического опробования скважин.

Модели грунтового массива были составлены из разрезов инженерно-геологических изысканий и по данным скважин на участке строительства линий метро. Согласно исходным данным, мощности слоев четвертичной, осадочной и коренной толщи относительно выдержаны (рисунок 2.6).

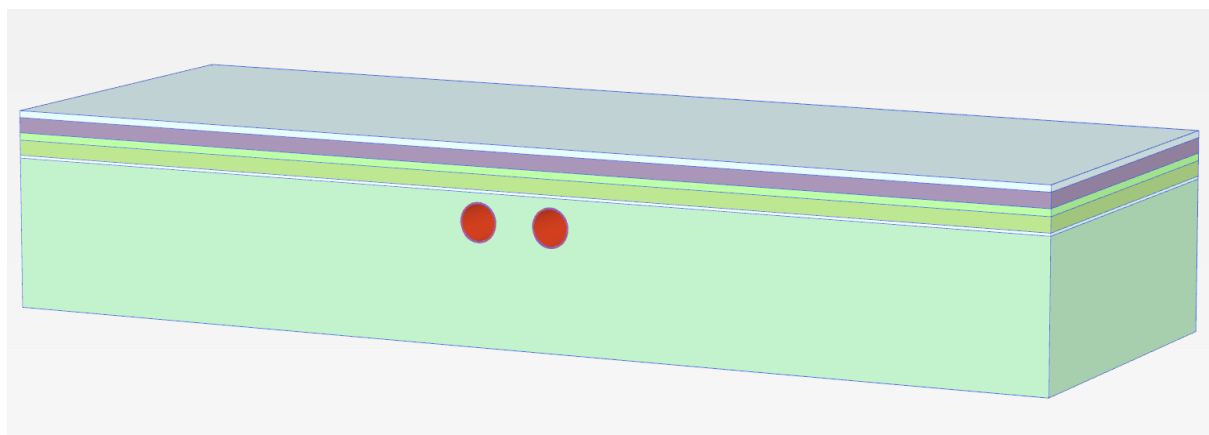


Рисунок 2.6 – Модель грунтового массива по геологическим данным
опробования скважины № 2478

Для общего представления зоны влияния от проходки тоннелей выполнено моделирование по данными скважин № 4022, 2478, 5162, 303, 303а, 2508, 154, 120, 91, 2796 и др., пробуренных вдоль трассы, проектируемой линии метро, на этапе инженерно-геологических изысканий. В таблице 2.2 приведены слои, выделенные по скважинам, и их физико-механические свойства, индексированные в таблице 1.1 в первой главе [69, 71, 72].

Таблица 2.2 – Инженерно-геологические данные скважин

Номер скв.	Интервал, м	Индекс элемента	Слои
Скв. №4022	0 - 0.5м	01	Техногенная почва
	0.5 - 8м	5	Щебень, содержащий смугло-желтоватая супесь и суглинок
	8 - 40м	43	Красная глина, содержащая гравий
Скв. №2478	0 - 0.5м	01	Техногенная почва
	0.5 - 3м	5	Щебень, содержащий смугло-желтоватая супесь и суглинок
	3 - 7.5м	6	Смугло-желтоватый щебень с булыжниками, содержащий песок
	7.5 - 10м	19	Смугло-желтоватый щебень, содержащий суглинок
	10 - 30м	42	Гравелистый суглинок с ярко-желтоватого до красно-коричневого цвета
Скв. №5162	0 - 0.5м	01	Техногенная почва
	0.5 - 11м	6	Смугло-желтоватый щебень с булыжниками, содержащий песок
	11 - 40м	42	Гравелистый суглинок с ярко-желтоватого до красно-коричневого цвета
Скв. №303	0 - 0.5м	01	Техногенная почва
	0.5 - 14м	5	Щебень, содержащий смугло-желтоватая супесь и суглинок
	14 - 23м	16	Щебень со смугло-желтоватого до светло-желтоватого цвета, содержащий супесь
	23 - 40м	42	Гравелистый суглинок с ярко-желтоватого до красно-коричневого цвета

Продолжение таблицы 2.2

Скв. №303а	0 - 0.5м	01	Техногенная почва
	0.5 - 7.5м	6	Смугло-желтоватый щебень с булыжниками, содержащий песок
	7.5 - 17м	16	Щебень со смугло-желтоватого до светло-желтоватого цвета, содержащий супесь
	17 - 40м	42	Гравелистый суглинок с ярко-желтоватого до красно-коричневого цвета
Скв. №2508	0 - 0.5м	01	Техногенная почва
	0.5 - 3м	07	Гравий, содержащий суглинок со смугло-желтоватого до смугло-коричневого цвета
	3 - 6м	6	Смугло-желтоватый щебень с булыжниками, содержащий песок
	6 - 40м	42	Гравелистый суглинок с ярко-желтоватого до красно-коричневого цвета
Скв. №154	0 - 0.5м	01	Техногенная почва
	0.5 - 8м	5	Щебень, содержащий смугло-желтоватые супесь и суглинок
	8 - 15м	16	Щебень со смугло-желтоватого до светло-желтоватого цвета, содержащий супесь
	15 - 20м	23	Глина со светло-желтоватого до смугло-серого цвета
	20 - 40м	16	Щебень со смугло-желтоватого до светло-желтоватого цвета, содержащий супесь
Скв. №120	1 - 0.5м	01	Техногенная почва
	0.5 - 7м	16	Щебень со смугло-желтоватого до светло-желтоватого цвета, содержащий супесь
	7 - 12.5м	17	Щебнистый суглинок со смугло-желтоватого до черно-коричневого цвета
	12.5 - 25м	16	Щебень со смугло-желтоватого до светло-желтоватого цвета, содержащий супесь
	25 - 40м	61	Трещиноватый, слабый, сильный выветренный песчаник
Скв. №91	0 - 0.5м	01	Техногенная почва
	0.5 - 6.5м	17	Щебнистый суглинок со смугло-желтоватого до черно-коричневого цвета
	6.5 - 11м	19	Смугло-желтоватый щебень, содержащий суглинок
	11 - 12.5м	17	Щебнистый суглинок со смугло-желтоватого до черно-коричневого цвета
	12.5 - 14.5м	51	Гравий, содержащий суглинок со смугло-желтоватого до красно-желтоватого цвета
	14.5 - 40м	61	Трещиноватый, слабый-сильный выветренный песчаник
Скв. №2796	0 - 0.5м	01	Техногенная почва
	0.5 - 4.5м	51	Гравий, содержащий суглинок со смугло-желтоватого до красно-желтоватого цвета
	4.5 - 40м	61	Трещиноватый, слабый-сильный выветренный песчаник

После каждого моделирования получены распределения величин оседаний в мульдe сдвигения на поверхности. Из этих величин подбирались значения оседания на поверхности главного сечения мульды сдвижений и деформации вкрест оси тоннелей.

Методика определения зоны влияния строительства тоннеля метро основана на определении граничных углов по граничным значениям горизонтальных деформаций растяжения ($\epsilon_{гр}$) и наклонов ($i_{гр}$) в мульде сдвижения и выявлении наиболее влияющих физико-механических показателей пород на развитие зоны влияния сдвижения.

Обработка результатов геомеханического моделирования производилась следующим образом. Оседание любой точки модели, и в том числе земной поверхности (рисунок 2.7), было получено непосредственно по моделям. Наклоны и кривизна земной поверхности вычислялись по значениям оседаний на верхней плоскости моделей.

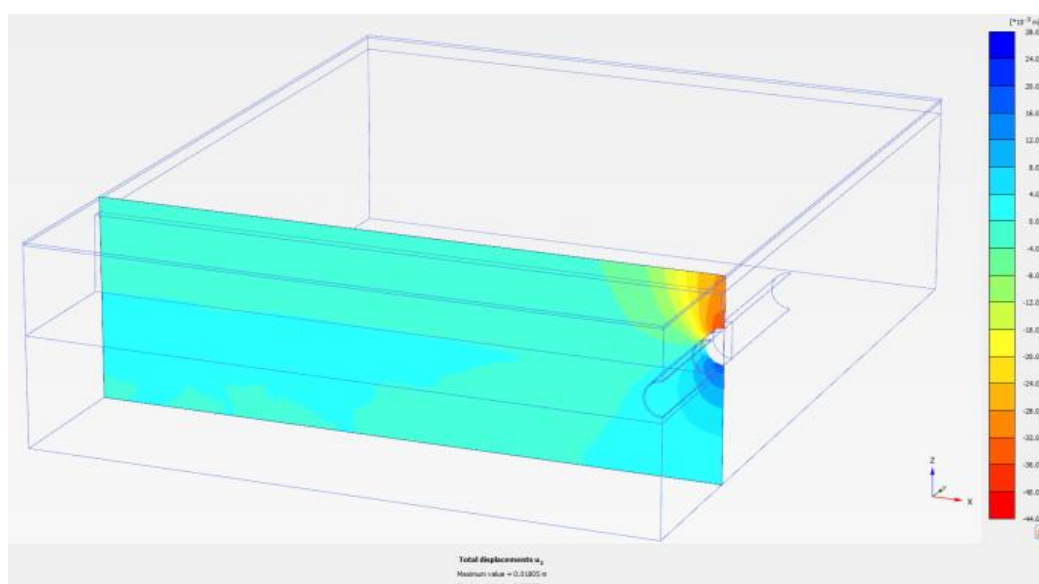


Рисунок 2.7 – Распределение оседаний, получаемых на модели

Используя значения оседаний из моделирования сдвижений и деформаций, были определены горизонтальные деформации растяжения и наклоны в мульде. Приняв в качестве критерия граничных точек мульды сдвижения $\epsilon_{гр} = i_{гр} = 0.5 \cdot 10^{-3}$ были получены граничные углы φ_0 для различных типов пород из моделирования геомеханических процессов, протекающих в рассматриваемых типах пород. Таким образом, вычислены длины полумульды сдвижений и деформаций в главном поперечном сечении мульды. Дальше были определены расширения зоны влияния от проходки тоннелей (рисунок 2.8).

Моделирования по составам скважин	Вход в подземный участок метро									Выход из подземного участка метро
	Скв. 4022	Скв. 2478	Скв. 5162	Скв. 303	Скв. 303а	Скв. 2508	Скв. 124	Скв. 120	Скв. 91	
Схема расчета зоны влияния										
	58.425м	58.634м	61.300м	59.304м	59.560м	58.391м	59.498м	61.239м	59.515м	54.424м

Рисунок 2.8 – Зона влияния от проходки тоннелей

Определение зоны влияния было рассчитано следующим образом: из каждой модели получили длину полумульды L , которая была измерена между точками границы мульды и оси проходки тоннеля. Размер толщи между двумя тоннелями составило 7 м, он равен диаметру тоннеля. Отсюда ширина зоны влияния B выражается в виде (рисунок 2.9):

$$B=2L+4R$$

где L – длина полумульды; R – радиус тоннеля.

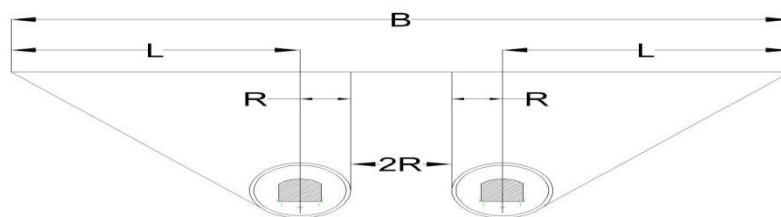


Рисунок 2.9 – Схема определения ширины зоны влияния

В случае, когда модели проведены с двумя тоннелями проходки, ширина зоны влияния будет определяться на главном сечении мульды сдвижений.

Для определения граничных углов каждого типа горных пород модели были составлены только из одной породы. Геометрические параметры выдержаны соответственно с проектом строительства. Чтобы упростить моделирование, модели были построены с одним тоннелем в массиве моделируемых пород

геометрического построения (рисунок 2.10). Величина распределенной нагрузки на забое и давление тампонажного раствора в заобделочном пространстве сбалансированы в зависимости от напряженного состояния пород и давления воды внутри грунта.

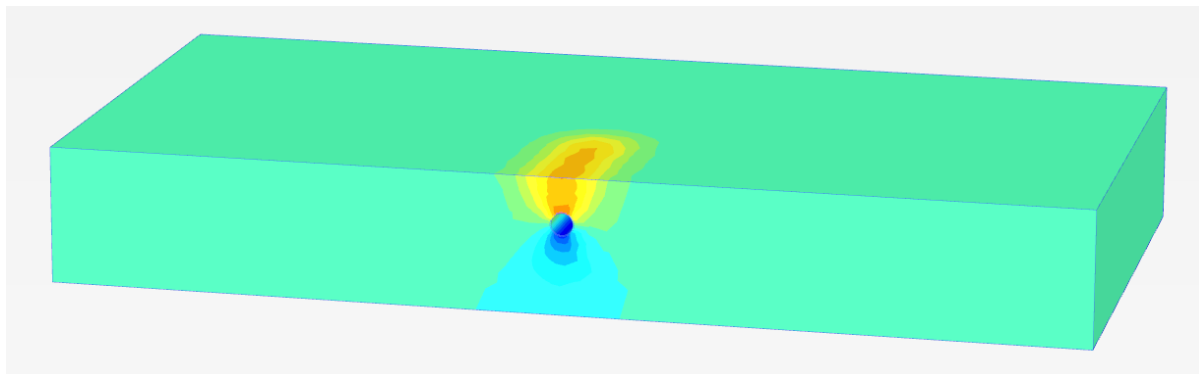


Рисунок 2.10 – Модель грунтового массива, для определения параметров сдвига каждого типа пород

Анализ большого количества данных о распределении сдвижений и деформаций в различных типах пород, полученных по более 250 геомеханическим моделям, позволил определить граничные углы для каждого типа пород, составляющих четвертичные, осадочные и коренные отложения.

Таблица 2.3 - Набор определенных граничных углов из моделирования.

Группа пород	Период	инженерно-геологический элементный	Горные породы	Вес объёма	Угол	Модуль деформации	Сила сцепления	Граничные углы
				г/см ³	внутреннего трения, град			
				γоб	φ	Е	С	φ0
Рыхлое отложение	Четвертичный	01	Техногенная почва	2.04	26	32	15	39
		05	Супесь с включением гравия /до 21-50%/	2.67	29	31	20	40
		04	Смугло-жёлтоватый смугло-коричневый суглинок с включением гравия	2.72	24	23.5	34	42
		07	Гравий с включением суглинка	2.71	40	39	26	40
		03	Маленький-средний зернистый, смугло-желтоватый песок с плотным состоянием	2.66	36	45	6	40
		1	Смугло-желтоватый и смугло-коричневый суглинок с включением щебня	2.66	23	21	31	44
		5	Щебень с включением смугло-желтоватой супеси и суглинка	2.71	41	41	24	40
		6	Смугло-желтоватый щебень с булыжниками с включением песка	2.66	40	45	2	40
		17	Щебнистый суглинок со смугло-жёлтоватого до черно-коричневого цвета	2.72	25	33	47	39
		19	Смугло-желтоватый щебень с включением суглинка	2.72	42	43	22	40
		16	Щебень со смугло-жёлтоватого до светло-жёлтоватого цвета с включением супеси	2.70	44	46	15	40
		27	Щебнистая супесь со светло-жёлтоватого до смугло-жёлтоватого цвета	2.70	29	32	21	40
		22	Суглинок с включением гравия со смугло-жёлтоватого до смугло-серого цвета /до 0,4-50%/	2.71	25	32	45	39
		23	Глина со светло-желтоватого до смугло-желтоватого цвета	2.73	23	21	31	44
		29	Щебень с включением смугло-желтоватой супеси	2.70	44	46	15	40
		30	Гравий с включением супеси со смугло-жёлтоватого до красно-жёлтоватого цвета	2.71	41	42	23	40
		57	Гравий с включением супеси со смугло-жёлтоватого до смугло-серого цвета	2.70	44	46	16	40
		51	Гравий с включением суглинка со смугло-жёлтоватого до красного цвета	2.72	39	37	27	40
54	Суглинок с включением гравия со светло-серого до красного цвета /до 15-50%/	2.71	25	32	47	39		

Продолжение таблицы 2.3

Осадочное отложение	Неогенной	41	Красный гравелистый суглинок	2.72	25	27	38	41
		42	Красный суглинок с включением гравия и щебня до 1,1-50%	2.72	25	33	47	39
		43	Красная глина с включением гравий	2.73	21	28	81	40
		44	Щебень с булыжниками с включением суглинка со смугло-жёлтого до красного цвета	2.72	41	41	24	40
	Меловой	35	Зелёно-серый суглинок с включением щебня	2.71	25	30	44	40
		36	Зелёно-серая глина с включением тонкие слоя алевролита, аргиллита и конгломерата	2.73	21	28	81	40
Коренные	Каменно-угольный	61	Трешиноватый песчаник с слабого до сильного выветривания	2.65	35	31	17	40
		62	Трешиноватый алевролит слабого выветривания	2.70	30	23	12	43
		64	Трешиноватый аргиллит слабого выветривания	2.68	31	80	6.7	41

Таким образом, для каждого типа пород создавалась численная модель, при этом физико-механические свойства моделируемого типа породы брались из данных геологических изысканий. По получаемой на модели мульде сдвигения для отдельно взятого типа породы определялись граничные углы.

Выводы по второй главе

При отсутствии натуральных данных исследований процесса сдвижений и деформаций строительства метро, необходимо использовать методы моделирования геомеханических процессов по данным геологического опробования скважин для прогнозирования сдвижений и деформаций массива горных пород и земной поверхности.

Использование метода конечных элементов сплошных сред, при отсутствии данных натуральных наблюдений за сдвижением горных пород, является одним из основных методов изучения развития зоны влияния от проходки тоннелей метро и прогнозирования НДС подземных сооружений и массива горных пород.

Современное трехмерное программное обеспечение, реализованное на основе МКЭ, дает возможность прогнозирования сдвижений и деформаций массива горных пород и земной поверхности при строительстве метро. Данное прогнозирование более близко к реальной величине параметров мульды сдвижений в различных горно-геологических условиях.

Большой объем моделирования геомеханических процессов по инженерно-геологическим данным и данным геологических скважин позволил определить граничные углы для каждого типа горных пород. Используя установленные граничные углы, можно определить зону влияния проходки тоннелей в горно-геологических условиях г. Улан-Батор.

ГЛАВА 3 ОПРЕДЕЛЕНИЕ ПАРАМЕТРОВ МУЛЬДЫ СДВИЖЕНИЯ ГОРНЫХ ПОРОД ПРИ ПРОХОДКЕ ТОННЕЛЕЙ В НЕОДНОРОДНЫХ ПОРОДАХ РАЗЛИЧНОЙ ЛИТОЛОГИИ

3.1 Оценка влияния различных показателей физико-механических свойств на величину граничного угла

При изучении различных горно-геологических процессов, выполнении измерений часто необходимо установить влияет ли один из изучаемых показателей на другой, и если да, то можно ли это влияние выразить в математической форме, в виде уравнения их взаимосвязи, и в дальнейшем этот локальный закон использовать в качестве прогнозной характеристики изучаемых процессов [14, 32, 33, 45].

На стадии математической обработки исходных данных задача состояла в выделении среди рассматриваемых показателей физико-механических свойств тех, которые оказывают существенное влияние на величины граничных углов. Были определены граничные углы для 27 видов горных пород (см. таблица 2.3).

По полученным данным численного моделирования, на основе корреляционного анализа, было рассмотрено влияние каждого физико-механического показателя на величину граничного угла. Влияние оценивалось по типу аппроксимирующей зависимости и величине достоверности аппроксимации. Для анализа были выведены следующие зависимости граничного угла (φ_0) от физико-механических свойств пород четвертичных, осадочных и коренных отложений:

- $\varphi_0 = f(E)$, где E – модуль деформации;
- $\varphi_0 = f(C)$, где C – сила сцепления;
- $\varphi_0 = f(\varphi)$, где φ – угол внутреннего трения;
- $\varphi_0 = f(\gamma_{об})$, где $\gamma_{об}$ – объемный вес.

Таблица 3.1 - Теснота связи граничного угла (φ_0) с физико-механическими показателями пород четвертичных отложений.

Тип аппроксимирующей функции	Коэффициент детерминации (R^2)			
	Модуль деформации, E, (МПа)	Сцепление C,(кПа)	Угол внутреннего трения, φ (град.)	Объемный вес, $\gamma_{об}$ (г/см ³)
Линейная	0,318	0,019	0,052	0,031
Экспоненциальная	0,312	0,020	0,049	0,0329
Полиномиальная	0,872	0,023	0,055	0,049
Логарифмическая	0,422	0,004	0,054	0,032

Для аппроксимации этих зависимостей использовались различные типы функций. Как видно из таблицы 3.1, наиболее существенное влияние на величину граничного угла оказывает модуль деформаций (E), теснота связи в случае полиномиальной аппроксимирующей функции составила $R^2 = 0.872$ (рисунок 3.1).

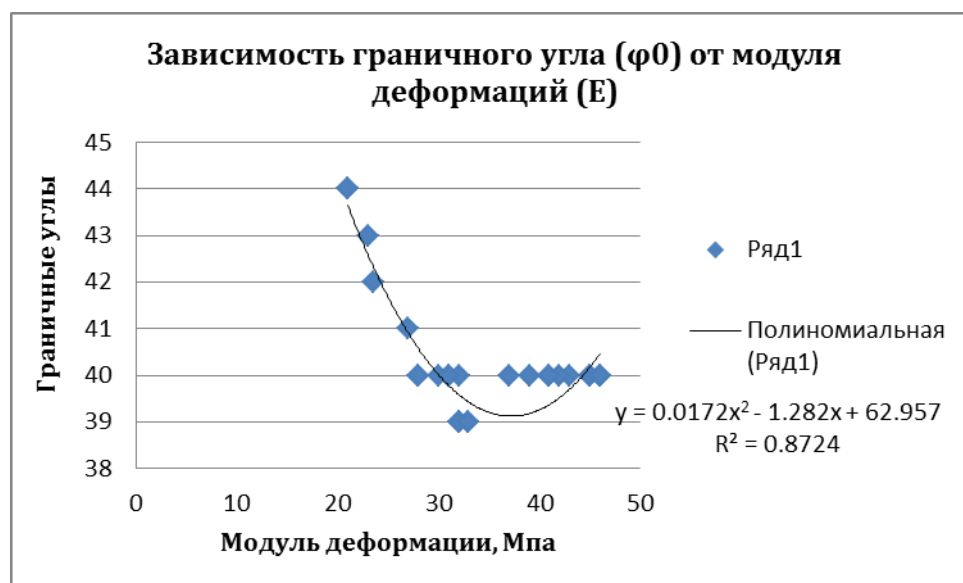


Рисунок 3.1 – Зависимость граничного угла (φ_0) от модуля деформаций (E)

3.2 Выявление наиболее влияющих показателей физико-механических свойств на величину граничного угла

Для решения вопроса, в какой степени на величину граничного угла оказывают влияние оставшиеся другие физико-механические показатели, был

проведен двухфакторный дисперсионный анализ. Сначала оценивалось совместное влияние модуля деформаций в паре с остальными механическими показателями на величину граничного угла.

В матрице влияния физико-механических свойств (таблица 3.2) показатель «сцепление» (фактор В) в виде интервалов, обозначающих уровни фактора В, размещен в вертикальных клетках таблицы (уровни p_i фактора В). Показатель «модуль деформаций» (фактор А) в виде интервалов, обозначающих уровни фактора А, размещен в горизонтальных клетках таблицы (уровни d_i фактора А).

Таблица 3.2 - Матрица влияния физико-механических свойств

Сила сцепления, фактор В	Модуль деформаций, фактор А			n_{Bi}	\bar{X}_{Bi}	
	21-29.9	29.9-38.9	38.9-47.9			
0-20	43 (43) [0]	40, 40, 39 (39.6) [0.66]	40, 40, 40, 40, 40 (40) [0]	9	40.2	362
20-40	44, 44, 42, 41 (42.75) [6.75]	40, 40 (40) [0]	40, 40, 40, 40, 40 (40) [0]	11	41	451
40-81	40, 40 (40) [0]	39, 39, 39, 39, 40 (39.2) [0.8]		7	39.4	276
n_{Ai}	7	10	10	27		40.3
\bar{X}_{Ai}	42	39.5	40			
\bar{X}	294	395	400	40.3		

Общее среднее $\bar{x} = \sum_1^N x_i / N$ (где N – число показателей физико-механических свойств 27 типов пород). В каждой клетке таблицы были вычислены частные средние \bar{x}_i , соответствующие определенным уровням факторов А и В, по формуле [14]:

$$\bar{x}_i = \sum_1^{n_i} x_i / n_i$$

где n_i – число показателя сцепления в каждой клетке таблицы, соответствующее определенным уровням факторов А и В.

Значения \bar{x}_i приведены в таблице 3.2 в круглых скобках. Контроль проведен по формуле:

$$\bar{x} = \sum_1^p \sum_1^d \bar{x}_i n_i / N.$$

Характеристикой влияния на показатель x факторов А и В является факторная сумма квадратов отклонений:

$$S_{\text{факт}} = \sum_1^{pd} n_i (\bar{x}_i - \bar{x})^2 \quad (3.1)$$

Если принять, что случайные факторы отсутствуют, а факторы А и В не оказывают влияния на показатель x , то $\bar{x}_1 \approx \bar{x}_2 \approx \dots \approx \bar{x}$ и $S_{\text{факт}} \rightarrow 0$.

Рассеивание показателей x_i от частных средних является результатом действия только случайных (остаточных) факторов, так как частные средние вычислены для одного и того же уровня рассматриваемых факторов, поэтому остаточная сумма квадратов отклонений является характеристикой влияния на изменения показателя x остаточных факторов.

$$S_{\text{ост}} = \sum_1^p \sum_1^d \sum_1^{n_i} (x_i - \bar{x}_i)^2 \quad (3.2)$$

Общее рассеивание показателей, вызванное действием рассматриваемых факторов А и В, а также случайными факторами, может быть вычислено по формуле:

$$S_{\text{общ}} = \sum_1^N (x_i - \bar{x})^2$$

Факторная и остаточная дисперсии вычисляются по формуле:

$$\sigma_{\text{факт}}^2 = \frac{S_{\text{факт}}}{pd - 1}$$

$$\sigma_{\text{ост}}^2 = \frac{S_{\text{ост}}}{N - pd}$$

Поскольку $F_{\phi} = \sigma_{\text{факт}}^2 / \sigma_{\text{ост}}^2$ и больше чем $F_{q=2,59}$, при соответствующем значении $q=0,05$ (q – уровень значимости), $r_1 = pd - 1 = 8$ и $r_2 = N - pd = 18$. Отсюда следует сказать, что модуль деформации и сила сцепления оказывают

существенное влияние на граничные углы: $k_d = (39,8:48) \cdot 100 = 82,9 \%$ от всех других возможных причин [68, 71, 72, 73, 74].

Чтобы оценить воздействие на показатель x отдельно фактора А или фактора В, были вычислены групповые (факторные) средние по уровням факторов А и В (таблица 3.2):

$$\bar{x}_{A_i} = \frac{\sum_1^{n_A} x_i}{n_{A_i}} = \frac{\sum_1^p n_i \bar{x}_i}{n_{A_i}}; \quad \bar{x}_{B_i} = \frac{\sum_1^{n_B} x_i}{n_{B_i}} = \frac{\sum_1^d n_i \bar{x}_i}{n_{B_i}}, \quad (3.3)$$

Оценка воздействия каждого из рассматриваемых факторов на показатель x аналогична принципу однофакторного анализа. Показателем воздействия на величину x фактора А являются существенные различия в групповых средних \bar{x}_{A_i} , а также их существенное отличие от общего среднего. Характеристикой этого является сумма квадратов отклонений фактора А:

$$S_A = \sum_1^d n_{A_i} (\bar{x}_{A_i} - \bar{x})^2, \quad (3.4)$$

Влияние на x фактора В характеризует сумма квадратов отклонений фактора В:

$$S_B = \sum n_{B_i} (\bar{x}_{B_i} - \bar{x})^2, \quad (3.5)$$

Отсюда были определены коэффициенты детерминации по факторам А и В соответственно:

$$k_{d_A} = \frac{S_A}{S_{\text{общ}}} 100; \quad k_{d_B} = \frac{S_B}{S_{\text{общ}}} 100$$

Оценка воздействия или степень влияния факторов (физико-механических показателей) на исследуемый показатель (граничный угол φ_0) была сделана на основе определения коэффициентов детерминации (k_d) отдельно для рассматриваемых факторов влияния, поскольку эти коэффициенты являются квадратом корреляционного отношения, выраженного в процентах:

- при оценке совместного влияние модуля деформации Е (фактор А) и сцепления С (фактор В) на граничный угол φ_0 коэффициенты детерминации по

факторам А и В соответственно составили: $k_{дА} = 57 \%$, $k_{дВ} = 22 \%$ при $N = 27$ (27 типов пород);

- при оценке совместного влияния модуля деформации E (фактор А) и угла внутреннего трения φ (фактор В) на граничный угол φ_0 коэффициенты детерминации по факторам А и В соответственно составили: $k_{дА}=58\%$, $k_{дВ}=5\%$ при $N = 27$;

- при оценке совместного влияния модуля деформации E (фактор А) и объёмного веса $\gamma_{об}$ (фактор В) на граничный угол φ_0 коэффициенты детерминации по факторам А и В соответственно составили: $k_{дА} = 57 \%$, $k_{дВ} = 4 \%$ при $N = 27$.

Двухфакторный анализ подтвердил выводы корреляционного анализа о том, что главным влияющим физико-механическим показателем на величину граничного угла φ_0 является модуль деформаций E (см. табл. 9 и $k_{дА} = 57 \%$ для E), вторым по значимости влияния является сцепление C ($k_{дВ} = 22 \%$ для C). Остальные из рассмотренных показателей, угол внутреннего трения и объёмный вес, практически не оказывают влияния на величину граничного угла, о чём свидетельствуют полученные коэффициенты детерминации ($k_{дВ} = 4 \%$ – 5%). Для подтверждения этого факта дополнительно был проведен двухфакторный дисперсионный анализ для определения совместного влияния на граничный угол сцепления в паре с оставшимися показателями – углом внутреннего трения и объёмным весом:

-при оценке совместного влияния на граничный угол φ_0 сцепления C (фактор А) и угла внутреннего трения φ (фактор В) были получены следующие коэффициенты детерминации: $k_{дА} = 23\%$, $k_{дВ} = 7\%$;

-при оценке совместного влияния на граничный угол φ_0 сцепления C (фактор А) и объёмного веса $\gamma_{об}$ (фактор В) были получены следующие коэффициенты детерминации: $k_{дА} = 23\%$, $k_{дВ} = 4\%$.

На основании проведенных анализов на предмет выявления наиболее влияющих факторов на величину граничного угла получены следующие аналитические выражения, отражающие взаимосвязь между этими факторами и граничным углом:

$$\varphi_0 = 0.02 \cdot E^2 - 1.28 \cdot E + 62.96; \quad (3.6)$$

$$\varphi_0 = 46.02 - 0.13 \cdot E - 0.04 \cdot C, \quad (3.7)$$

где φ_0 – граничный угол, град.; E – модуль деформации, мПа; C – сцепление, кПа. Далее, из сравнения граничных углов, полученных по моделям для различных типов пород, с получаемыми по формуле (3.7) для тех же типов пород была определена средняя квадратическая ошибка получения граничных углов при использовании для прогнозов формулы (3.7) (таблица 3.3).

Таблица 3.3 – Вычисление ошибки определения граничных углов

$\varphi'_0=f_1(E,C)$							
	φ_0	$F_{(E,C)}$	E	C	φ'_0	$\Delta = \varphi'_0 - \varphi_0$	Δ^2
1	39	$\varphi_0=46.02-0.13E-0.04C$	32	15	41.18	2.18	4.76
2	40		31	20	41.14	1.14	1.30
3	42		23.5	34	41.66	-0.34	0.11
4	40		39	26	39.85	-0.15	0.02
5	40		45	6	39.75	-0.25	0.06
6	44		21	31	42.10	-1.90	3.59
7	40		41	24	39.65	-0.35	0.12
8	40		45	2	39.89	-0.11	0.01
9	39		33	47	39.93	0.93	0.86
10	40		43	22	39.45	-0.55	0.30
11	40		46	15	39.30	-0.70	0.50
12	40		32	21	40.97	0.97	0.95
13	39		32	45	40.13	1.13	1.28
14	44		21	31	42.10	-1.90	3.59
15	40		46	15	39.30	-0.70	0.50
16	40		42	23	39.55	-0.45	0.20
17	40		46	16	39.26	-0.74	0.55

Продолжение таблицы 3.3

18	40		37	27	40.09	0.09	0.01
19	39		32	47	40.06	1.06	1.12
20	41		27	38	41.05	0.05	0.00
21	39		33	47	39.93	0.93	0.86
22	40		28	81	39.41	-0.59	0.35
23	40		41	24	39.65	-0.35	0.12
24	40		30	44	40.44	0.44	0.19
25	40		28	81	39.41	-0.59	0.35
26	40		31	17	41.25	1.25	1.56
27	43		23	12	42.50	-0.50	0.25
						$\Sigma \Delta^2:$	23.51

В таблице 3.3 φ_0 – граничные углы определенные по моделям, φ'_0 – граничные углы определенные по формуле (3.7), E – модуль деформаций, C – сцепление. Средняя квадратическая ошибка составила:

$$m_\varphi = \sqrt{\frac{\Sigma \Delta^2}{N}} = \sqrt{\frac{23.51}{27}} = 0.93^\circ,$$

где Δ – отклонения граничных углов, полученных по модели, от полученных по формуле (3.7) (см. таблицу 3.3), градус; N – число показателей физико-механических свойств (т.к. рассматриваются 27 типов пород, то $N = 27$).

Ошибка m_φ выражена в угловых величинах, а линейная ошибка определения положения границы мульды сдвижения на поверхности (Δl_i), обусловленная этой ошибкой m_φ , может быть получена по формуле:

$$\Delta l_i = H \cdot \tan(90^\circ - \varphi_0) - H \cdot \tan(90^\circ - \varphi'_0) \quad (3.8)$$

где H – глубина заложения тоннеля или расстояние по вертикали от тоннеля до поверхности; φ_0 – граничные углы определенные по моделям; φ'_0 – граничные углы определенные по формуле (3.7).

Из выражения (3.8) следует, что линейная ошибка Δl_i зависит от величины граничных углов (φ_0 и φ'_0) и глубины тоннеля (H). Если для заданных граничных углов φ_0 и глубин H вычислить Δl_i , принимая при этом $\varphi'_0 = \varphi_0 + m_\varphi$, то указанную зависимость (3.8) можно представить в числовом виде (таблица 3.4).

Таблица 3.4 – Вычисление ошибок определения границы мульды по формуле (3.8), используя определения граничного угла по модели (φ_0) и по формуле (3.7) (φ'_0), для различных глубин заложения тоннеля

φ_0 , град	Δl_{10} (H=10m)	Δl_{20} (H=20m)	Δl_{30} (H=30m)	Δl_{40} (H=40m)	Δl_{50} (H=50m)
20	1.333	2.666	3.998	5.331	6.664
30	0.634	1.267	1.901	2.535	3.168
40	0.387	0.773	1.160	1.547	1.934
50	0.274	0.548	0.822	1.095	1.369
60	0.215	0.430	0.645	0.861	1.076
70	0.183	0.367	0.550	0.734	0.917

В таблице 3.4 φ_0 - заданные граничные углы; Δl_{10} , Δl_{20} , ..., Δl_{50} - линейная ошибка определения положения границы мульды сдвижения на поверхности для заданных глубин заложения тоннеля (H) 10 м, 20 м, ..., 50м.

По результатам вычислений, приведенных в этой таблице, построен график (рисунок 3.2), по которому, после соответствующих математических преобразований, приведенных ниже, можно определить погрешность определения границы мульды сдвижения для любой глубины залегания тоннеля.

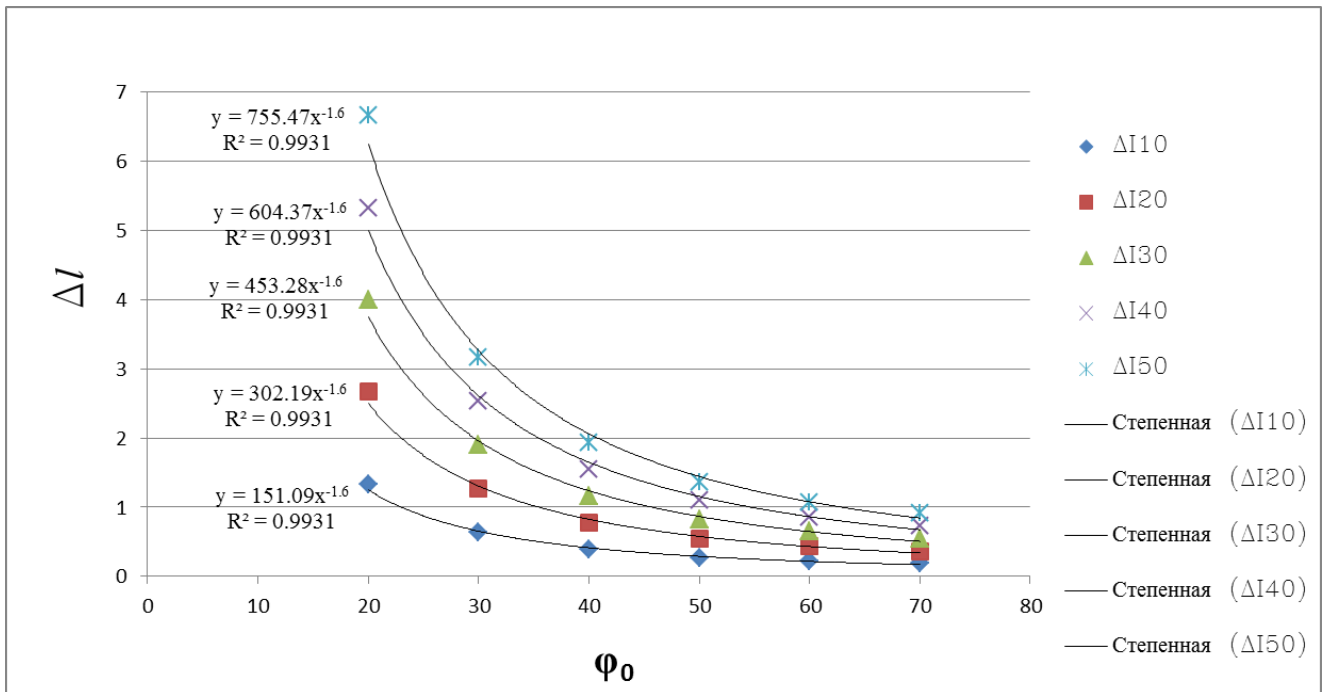


Рисунок 3.2 – Аппроксимирующие зависимости ошибки определения границы мульды (Δl) от величины граничного угла (φ_0)

Исходя из построенных графиков, были выведены функции линейной ошибки определения положения границы мульды сдвижения на поверхности Δl в зависимости от граничных углов φ_0 : $\Delta l_i = f(\varphi_0) = k_i (\varphi_0)^{-1.6}$ (аналитические выражения этих функций показаны на рисунке 3.2). Величина « k » является функцией глубины тоннеля « H ». Поэтому, с учетом зависимостей $\Delta l_i = k_i (\varphi_0)^{-1.6}$, была выведена функция $k_i = f(H_i)$. В результате была получена формула линейной ошибки определения положения границы мульды сдвижения на поверхности Δl в зависимости от φ_0 и H :

$$\Delta l = (15.109 \cdot H - 3.602) \cdot \varphi_0^{-1.6} \quad (3.9)$$

Таким образом, из выражений (3.6) и (3.7), можно определить граничные углы, по которым находят длину полумульды с учетом погрешности прогнозирования граничных углов $L = L_0 + \Delta l$, L_0 – длина полумульды, определяемая по граничным углам без учета погрешности их определения (по формулам (3.6) или (3.7)); Δl – линейная ошибка определения положения границы мульды сдвижения на поверхности, определяемая по формуле (3.9). Через

полумульду определяют границы мульды сдвижения, что позволяет решать следующие задачи:

- попали или нет в зону влияния сдвижений, вследствие строительства тоннелей, здания и сооружения;
- производить расчеты сдвижений и деформаций в пределах границ мульды сдвижения, что позволяет оценить степень повреждений зданий и сооружений, попавших в пределы мульды сдвижения;
- проектировать местоположение реперов профильных линий в пределах мульды сдвижения и вблизи зданий и сооружений, попавших в зону подработки от строительства тоннелей;
- на основе прогноза параметров мульды сдвижения разрабатывать инженерные методы предрасчета сдвижений и деформаций.

Средняя квадратическая ошибка (СКО) при использовании для прогноза уравнения (3.6), проведенная по аналогии с уравнением (3.7), составила $m_{0\varphi} = 0.48^\circ$, а при использовании уравнения (3.7) – $m_\varphi = 0.93^\circ$. Линейная СКО при известной угловой СКО зависит от величины граничного угла и глубины заложения тоннеля. При среднем граничном угле $\varphi_0 = 40.3^\circ$, полученном из численного моделирования, и глубине тоннеля $H_1 = 15$ м линейная СКО определения положения границы мульды сдвижения при использовании формулы (3.6) составит $\Delta l_1 = 0.30$ м, а при использовании формулы (3.7) – $\Delta l_2 = 0.57$ м. При глубине заложения тоннеля $H_2 = 50$ м (мощность четвертичных отложений в рассматриваемых условиях достигает 40 – 50 м) линейная СКО определения положения границы мульды сдвижения составит при использовании формулы (3.6) $\Delta l_{01} = 0.99$ м, при использовании формулы (3.7) $\Delta l_{02} = 1.91$ м. Отсюда следует, что для прогноза положения границы мульды сдвижения в рассматриваемых условиях следует пользоваться уравнением (3.6). До глубины 15 – 17 м можно рекомендовать, наряду с уравнением (3.6), использовать для прогноза границы зоны влияния строительства тоннелей уравнение (3.7).

При решении вопросов подработки особо важных объектов (здания в исторической части г. Улан-Батор) рекомендуется для прогноза положения

границы мульды сдвижения используются уравнение (3.7), поскольку граница мульды сдвижения будет определена с большей линейной погрешностью (см. Δl_2 или Δl_{02}), чем в случае использования уравнения (3.6), то есть граница мульды будет определена с запасом.

Полученные аналитические выражения для определения граничных углов (3.6) и (3.7) позволяют учитывать физико-механические свойства литологии слоев, залегающих над строящимся тоннелем, при установлении границы мульды сдвижения. Используя генеральный набор граничных углов, определяемых по формулам (3.6) или (3.7), устанавливается зона влияния отдельно для каждого типа пород, начиная с самого нижнего, в котором пройдены тоннели. При этом зона влияния сдвижения нижележащего слоя породы является продолжением зоны влияния вышележащего слоя (Рисунок 3.3). Таким образом, зона влияния сдвижений на поверхности от проходки тоннелей получается как результат сложения зон влияния в отдельных слоях, залегающих над тоннелями [68, 72, 73, 74].

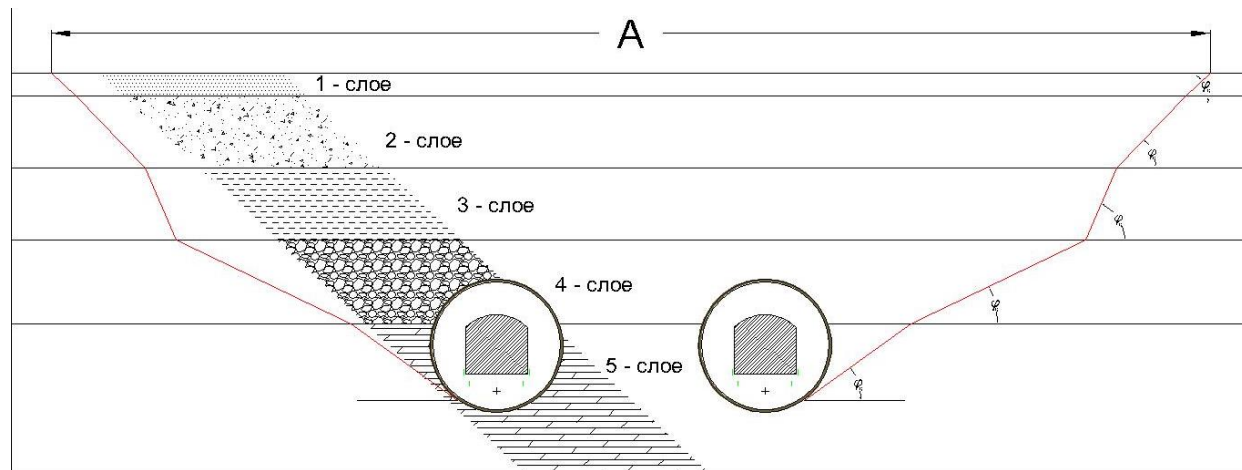


Рисунок 3.3 – Зона влияния от подземных сооружений на вертикальном разрезе: A – ширина зоны влияния сдвижения от подземных сооружений; φ_0 – граничные углы для каждого слоя, определяемые по формулам (3.6) или (3.7).

Такой подход позволяет устанавливать границы мульды сдвижения с большой долей достоверности, поскольку учитываются различия физико-механических свойств отдельных слоев пород, залегающих над строящимся тоннелем.

3.3 Разработка инженерного метода расчета ожидаемых сдвижений и деформаций от строительства тоннелей

Методики изучения процесса сдвижения в толще горных пород включают в себя несколько способов: лабораторные исследования и теоретические исследования. Среди тех, чьи труды посвящены изучению геомеханических процессов, происходящих в массиве горных пород, и их влияние на земную поверхность при горных работах, следует назвать труды С.Г.Авершина, А.Г.Акимова, М.А. Иофиса, Д.А. Казаковского, Г. Кратча, С.П. Колбенкова, М.Г.Мустафина, В.Н.Гусева и др. Вопросы сдвижения пород при подземном строительстве в городских условиях рассмотрены в работах Ю.А. Лиманова, В.Ф.Подакова, С.Н.Сильвестрова, М.В.Долгих, В.П.Хуцкого, Д.В.Панфилова, R. Maig и др. Работы В.Ф.Подакова, С.Н.Сильвестрова, Е.М.Волохова связаны с оценкой сдвижений при тоннельном строительстве в городских условиях.

Аналитико-эмпирические методы расчета, специально ориентированные на тоннели и метростроение, опираются на точные аналитические решения механики сплошных сред, с помощью которых определяются основные параметры мульд сдвижений, а также метод типовых кривых. В этом направлении, внесли большой вклад научные труды ученых, Ю.А.Лиманова, В.Ф.Подакова, В.П.Хуцкого, Е.А. Демешко, В.А. Ходоша и других. По результатам исследований для условий Санкт-Петербурга было создано «Пособие по проектированию мероприятий для защиты эксплуатируемых зданий и сооружений от влияния горнопроходческих работ при строительстве метрополитена» [46]. В пособии рекомендуется рассчитывать максимально ожидаемые оседания земной поверхности над осью перегонных тоннелей в кембрийских глинах по методике проф. Лиманова Ю.А. [46]:

$$\eta_0 = \frac{U_{0i} \cdot \sqrt{h_0^2 - r_0^2} \cdot \pi}{L} \quad (3.10)$$

где U_{0i} – максимальное оседание на уровне контакта кембрийских глин с четвертичными отложениями, м;

h_0 – глубина заложения центра тоннеля в толщине кембрийских глин, м;

r_0 – радиус тоннеля, м;

L – полумульда оседания земной поверхности, м.

Длина полумульды сдвижения (L) в главном сечении, перпендикулярно оси тоннеля:

$$L = 2\sqrt{h_0^2 - r_0^2} + h_1 \operatorname{ctg}\Theta, \quad (3.11)$$

где h_1 – мощность четвертичных отложений, залегающих над осью тоннеля, м;

Θ - угол сдвижения в четвертичных отложениях.

Расчет распределения оседаний (η), наклона (i) и кривизны (K) в главных сечениях мульды сдвижений производится методом типовых кривых по формулам:

$$\eta(x) = \eta_0 \cdot S(z) \quad (3.12)$$

$$i = \frac{\eta_0}{L} S'(z) \quad (3.13)$$

$$K = \frac{\eta_0}{L^2} S''(z) \quad (3.14)$$

где $S(z)$, $S'(z)$ и $S''(z)$ – функции, характеризующие соответственно распределение оседаний, наклонов и кривизны в мульде сдвижения (таблица 3.5).

Таблица 3.5 – Типовые функции распределения оседаний, наклонов и кривизны в мульде сдвижения

$z=x/L$	$S(z)$	$S'(z)$	$S''(z)$
0	1,000	0	-2,3
0,1	0,923	-1,16	-5,9
0,2	0,768	-1,56	-2,3
0,3	0,610	-1,62	0,2
0,4	0,452	-1,53	1,8
0,5	0,312	-1,27	2,6
0,6	0,198	-1,00	2,7
0,7	0,111	-0,74	2,7
0,8	0,051	-0,46	2,6
0,9	0,018	-0,21	2,0
1,0	0	0	0

Стоит отметить, что данная методика была разработана для условий строительства перегонных тоннелей традиционными методами в кембрийских глинах (рисунок 3.4) г. Санкт-Петербурга.

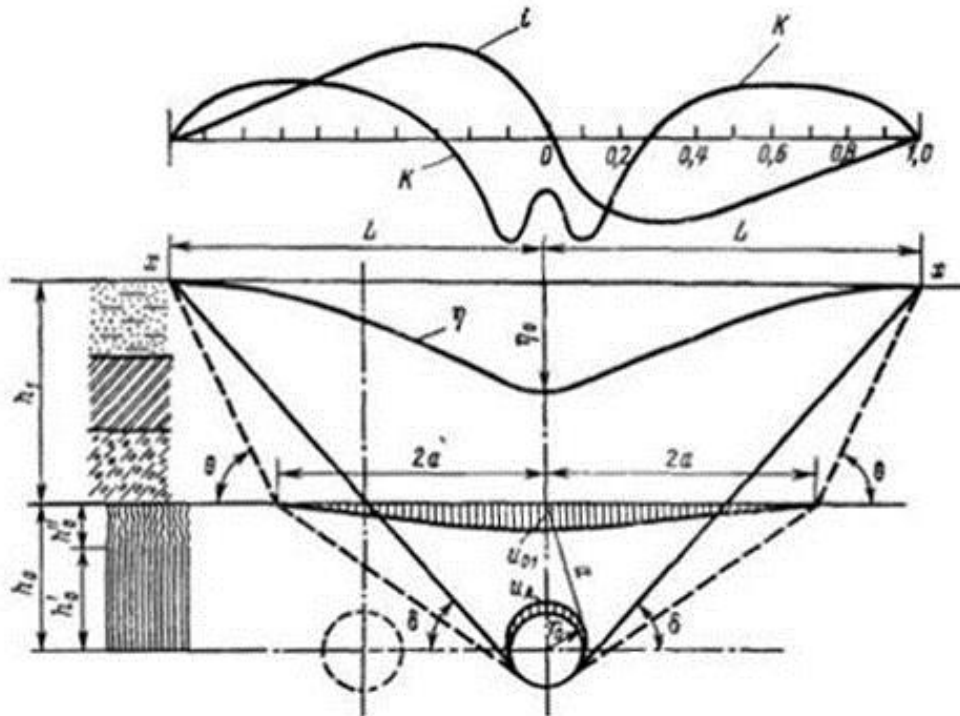


Рисунок 3.4 – Схема для расчета оседаний и деформаций в мульде сдвижений на земной поверхности

Для оценки полных составляющих сдвижений породного массива в зоне, непосредственно прилегающей к контуру выработки, в них можно выделить пять групп составляющих по стадиям влияния проходки [39]:

- сдвигения в зоне перед забоем выработки (u_1);
- сдвигения в зоне воздействия ротора на горные породы (u_2);
- сдвигения, проявляющиеся в зоне оболочки ТПМК (u_3);
- сдвигения в зоне нагнетания раствора в заобделочное пространство (u_4);
- сдвигения в зоне закрепленной выработки и при деформации крепи (u_5).

Суммарные сдвигения по контуру выработки, на момент окончания деформационных процессов, можно записать как [39]:

$$u = u_1 + u_2 + u_3 + u_4 + u_5$$

При проходке тоннеля ТПМК пустое пространство за обделкой заполняется нагнетанием после установки сбора железобетоном и одновременно идет процесс

сдвижений массива породы. В этом случае максимальное оседание шельги тоннеля имеет следующий вид:

$$U_0 = D_{\text{бур}} - D_{\text{н.об}} - \Delta D \cdot K_{\text{наг}}$$

где $D_{\text{бур}}$ – диаметр бурения, $D_{\text{по}}$ – диаметр головной секции щита, ΔD – зазор между обделкой и массивом горных пород ($D_{\text{бур}} - D_{\text{н.об}}$), $K_{\text{наг}}$ – процент нагнетания цементного раствора за обделкой 70-90%.

Следует отметить, что при использовании проходческого щита (ЕРВ ТВМ) стандартное значение суммарных сдвижений по контуру выработки колеблется между 0,3-0,6% от диаметра тоннеля, а максимальное значение сдвижений достигает 1,0% от диаметра. Максимальное значение получается, когда операционные параметры проходческого щита отрегулированы неверно или при появлении неожиданной ситуации, когда значение сцепления грунта в природном напряженно-деформированном состоянии мало и т.п. В Италии проводили эксперименты, на основе которых установили стандартные значения для мониторинга, дизайна экскавации и рекомендовали использовать среднее значение суммарных сдвижений по контуру $u=0,5\%$ [89]. При использовании результата экспериментов максимальное оседание шельги тоннеля выражается следующим видом:

$$U_0 = u \cdot D$$

где D – диаметр тоннеля.

Используя выведенные формулировки максимального оседания шельги тоннеля, максимальные ожидаемые оседания земной поверхности над осью тоннелей η_0 в четвертичных отложениях выражаются [71]:

$$\eta_0 = \frac{U_0 \cdot r_0 \cdot \pi}{L}, \quad (3.15)$$

Длину полумульды сдвижения (L) в главном сечении при проходке одного тоннеля в массиве, сложенном из одного типа пород, можно определить по следующему выражению:

$$L = 2r_0 + h_1 \tan(90 - \varphi_0) \quad (3.16)$$

где φ_0 – граничный угол, определяемый по формулам (3.6) или (3.7); h_1 – мощность отложений, сложенных из одного типа пород.

При сочетании различных слоев в толще над тоннелем длина полумульды сдвига в главном сечении определяется из следующего выражения:

$$L = 2r_0 + m_1 \tan(90 - \varphi_{01}) + m_2 \tan(90 - \varphi_{02}) + \dots + m_n \tan(90 - \varphi_{0n})$$

или

$$L = 2r_0 + \sum_{i=1}^n m_i \cdot \operatorname{tg}(90 - \varphi_{0i}) \quad (3.17)$$

где m_1, m_2, \dots, m_n – мощности слоев, залегающих над тоннелем; $\varphi_{01}, \varphi_{02}, \dots, \varphi_{0n}$ – граничные углы каждого слоя, залегающего над тоннелем (определяются по формулам (3.6) или (3.7)).

Из анализа формулы (3.17) следует, что на размер мульды сдвига помимо физико-механических свойств слоев, слагающих толщу над тоннелем, существенное влияние оказывают величины мощности этих слоев.

В качестве основы инженерного метода прогноза сдвижений и деформаций был взят метод типовых кривых. Одним из основных исходных параметров этого метода является длина полумульды L , которая определяется для рассматриваемых условий как функция физико-механических свойств слоев пород и их распределения по мощности над тоннелем (см. формулу (3.16) и (3.17)) [68, 72, 73, 74]. Другим основным исходным параметром метода является максимальное оседание η_0 , которое предложено определять по формуле проф. Лиманова Ю.А., преобразованной с учетом специфики рассматриваемых условий. Также, к основным исходным параметрам относятся типовые кривые распределения сдвижений и деформаций. В силу идентичности процессов сдвига приняты типовые кривые, используемые для прогноза сдвижений и деформаций при строительстве Санкт-Петербургского метро.

3.4 Определение формы и размеров мульды сдвижения при проходке тоннелей через контакт между различными литологическими разностями пород

Численное моделирование геомеханических процессов сдвижения горных пород по данным инженерно-геологических изысканий дает возможность определения граничных углов с помощью программного обеспечения.

По данным разведочного бурения геологическое строение толщи, в которой проектируется проходка линий метрополитена в г. Улан-Батор, представлена коренными породами и четвертичными рыхлыми отложениями. Залегание этих пород слоистое, внутри некоторых слоев четвертичных отложений одной литологической разности встречаются с включениями четвертичных отложений другой литологической разности, отличающейся по физико-механическим свойствам. Вдоль проектируемой трассы тоннеля встречается несколько таких линзообразных пород. При проходке тоннелей происходит пересечение этих линзообразных включений забоем тоннеля. Причем пересекаемый тоннелем контакт между породами линз и слоя может иметь различный угол наклона по отношению к плоскости забоя тоннеля (рисунок 3.5).

С целью определения угловых параметров процесса сдвижения было проведено моделирование геомеханических процессов проходки тоннелей на контакте различных литологических разностей пород осадочных (четвертичных) отложений, а также на контакте четвертичных отложений и коренных пород. Моделирование выполнено по методу конечных элементов в специализированной трехмерной компьютерной программе Plaxis 3D [68, 69, 71, 72, 73, 74].

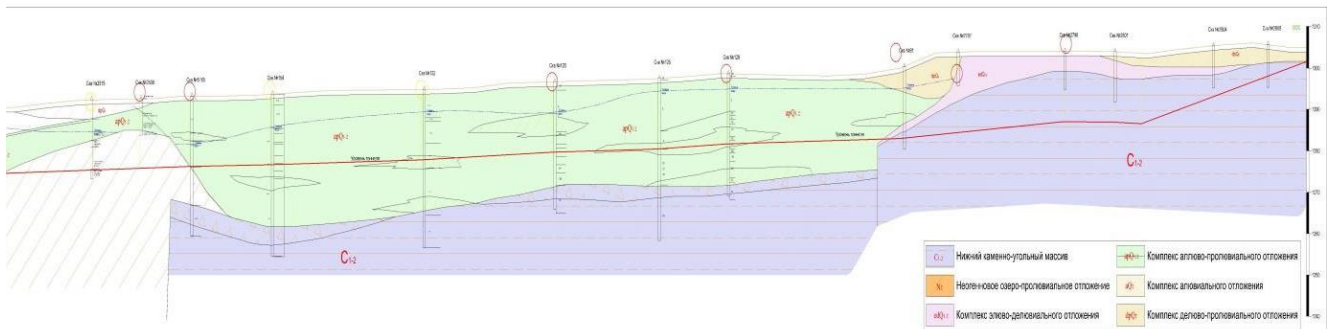


Рисунок 3.5 – Геологическое строение одного из участков подземной части, на

котором тоннель проходит в четвертичных отложениях ($арQ_{1-2}$) и в коренных породах (C_{1-2})

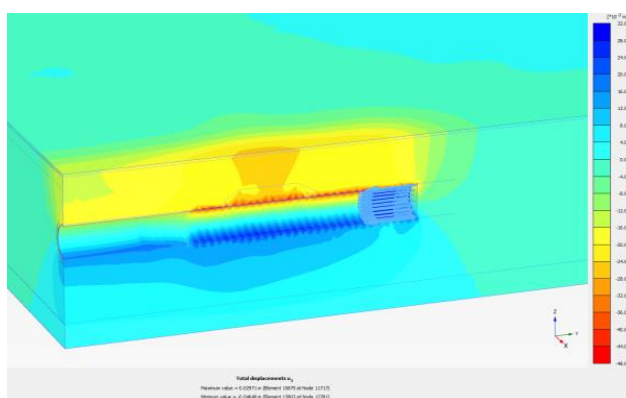
Исследования влияния проходки тоннеля через контакт четвертичных отложений и коренных пород, четвертичных отложений с одними физико-механическими свойствами и четвертичных отложений с другими физико-механическими свойствами были проведены по 35 геомеханическим моделям.

В результате было выявлено изменение формы мульды сдвижения земной поверхности, которое проявлялось через увеличение длины полумульды и расширение зоны влияния на земной поверхности в районе контакта в пределах от вхождения тоннеля в зону подработки контакта до выхода из неё.

Изучение этого процесса на геомеханических моделях показало, что размер мульды зависит от следующих факторов: степени различия физико-механических свойств пород в приконтактной зоне, глубины проходки тоннеля, размера выработки (тоннеля), угла падения контакта горных пород, размера зоны вскрытия тоннелем поверхности контакта.

Когда тоннель проходит через контакт горных пород с примерно одинаковыми физико-механическими свойствами, то форма и размер мульды сдвижения формируются как в однородных породах (рисунок 3.6, таблица 3.6).

а.



б.

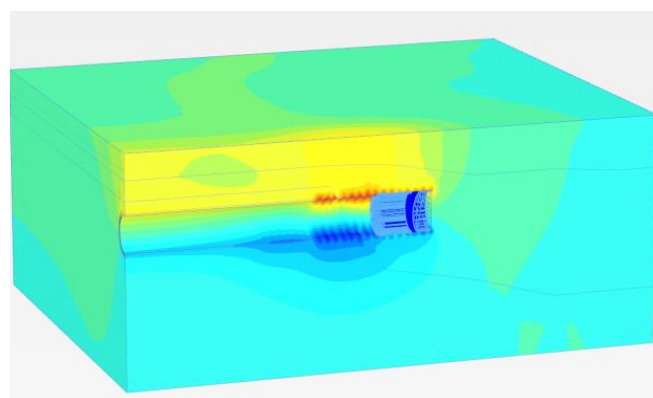


Рисунок 3.6 – Модели проходки тоннеля через контакт горных пород с примерно одинаковыми физико-механическими свойствами

Таблица 3.6 – Увеличение размера полумульды на поверхности, %

Поперечные сечения	Длина полумульды	Различие, м	Различие, %
Местонахождение ротора щита до подхода к контакту	21.4	0.0	0.0%
Местонахождение ротора щита в моменте вхождения в контакт	21.7	0.3	1.2%
Местонахождение ротора щита в моменте выхода из контакта	21.7	0.3	1.2%

При проходке тоннелей на контакте горных пород, существенно отличающихся по физико-механическим свойствам, форма мульды сдвижения заметно изменяется через увеличение длины полумульды вдоль контакта горных пород. Как только ротор щита пересек контакт, длина полумульды увеличилась, когда щит прошел контакт, то наблюдается уменьшение ее длины. И чем больше разность между модулями деформаций пород в приконтактной зоне, тем больше увеличение размера мульды в районе контакта при его проходке тоннелем (рисунок 3.7).

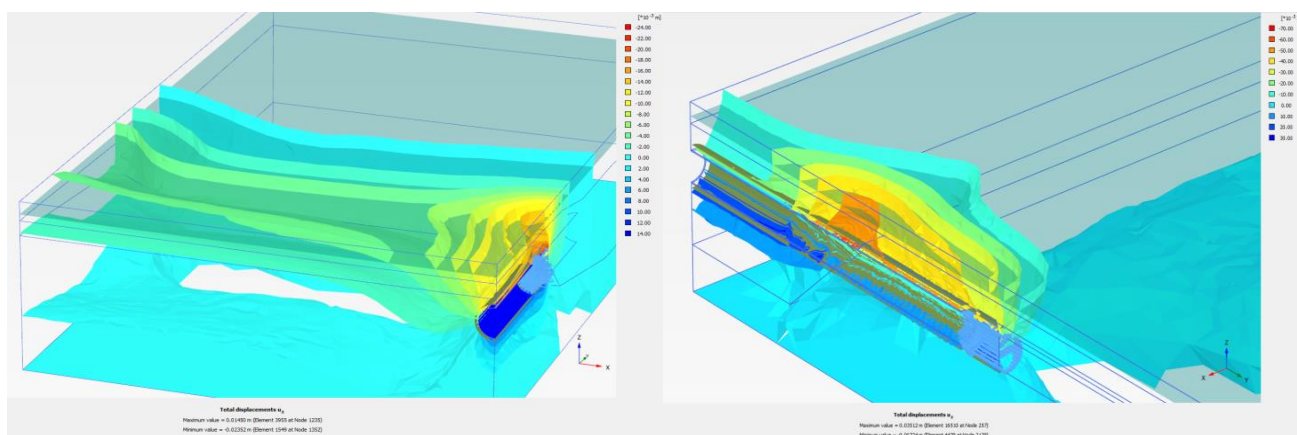


Рисунок 3.7 – Формы мульды сдвижений и деформаций горных пород при проходке тоннеля через контакт четвертичных и коренных пород

На рисунке 3.8 показана ширина зоны влияния контакта (**B**), формирующаяся вкrest его простиранья, длина полумульды первого типа пород (**L₁**), расположенных с одной стороны контакта, длина полумульды второго типа пород (**L₂**), расположенных с другой стороны контакта, средняя длина полумульды $L_{cp}=(L_1+L_2)/2$ и приращение средней длины полумульды (ΔL).

Ширина зоны вскрытия тоннелем поверхности контакта (**D**) и простираание контакта (**M**) также показаны на рисунке 3.8.

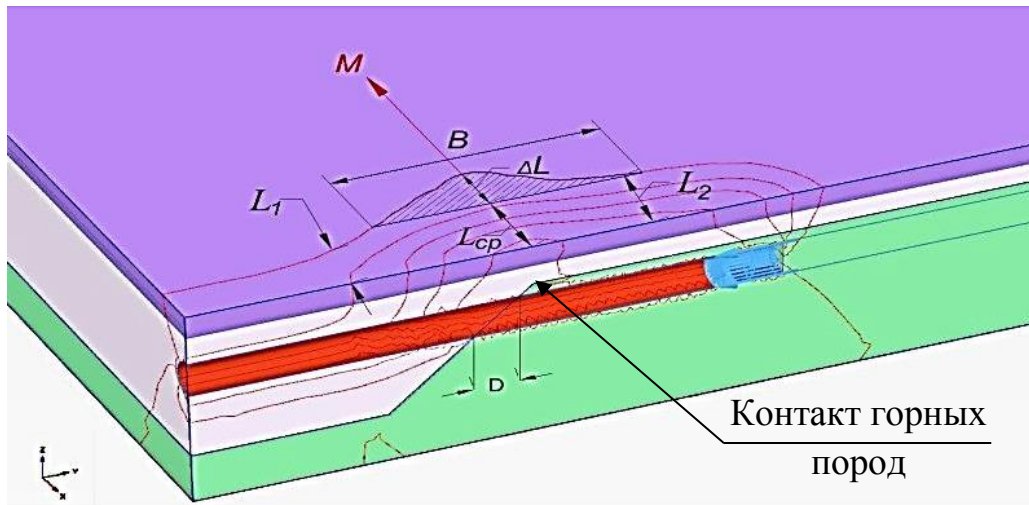


Рисунок 3.8 – Расширение зоны влияния при проходке тоннеля через контакт на модели

На основе данных численного моделирования (таблица 3.7), был сделан анализ на предмет выявления факторов, от которых зависит ширина зоны влияния контакта **B**. Выделено влияние двух факторов: физико-механических свойств пород и ширины зоны вскрытия тоннелем поверхности контакта. Кроме этого было рассмотрено влияние на величину приращения средней длины полумульды ΔL физико-механических свойств пород. Ранее, при анализе степени участия различных показателей физико-механических свойств пород в процессах сдвижения и формирования мульды сдвижения было установлено, что наибольшее влияние оказывает модуль деформаций **E** (см. раздел 3.2). Поэтому этот деформационный показатель был включен в корреляционный анализ в качестве фактора, отражающего влияние физико-механических свойств пород на длину полумульды.

Таблица 3.7 – Полученные по моделям параметры проходки тоннеля через

контакт

Номерация моделирования	Ширина зоны вскрытия тоннелем поверхности контакта - D , м	Ширина зоны влияния вкрест простирания контакта горных пород, - B , м	Приращения длины зоны влияния вдоль простирания контакта, ΔL , м	Средняя длина зоны влияния, L_{ср} , м	Модуль деформаций первого типа горных пород - E₁ , МПа	Модуль деформаций второго типа горных пород - E₂ , МПа	Различие модуля деформации - ΔE , МПа
Модель -33	6.9	22.9	5.4	16.6	10	10	0
Модель -34	6.9	10.4	4.1	17.3	40	10	30
Модель -35	6.9	0.0	2.4	14.3	70	70	0
Модель -36	9.4	41.8	4.3	13.3	10	10	0
Модель -37	9.4	15.7	3.2	15.0	30	30	0
Модель -38	9.4	8.3	2.5	16.7	40	40	0
Модель -39	9.4	8.7	2.9	16.2	50	50	0
Модель -40	9.4	9.1	2.9	15.4	60	60	0
Модель -41	9.4	0.0	3.1	14.6	70	70	0
Модель -42	9.4	6.2	1.0	18.2	10	70	60
Модель -43	9.4	10.3	2.0	17.1	30	70	40
Модель -44	9.4	15.9	4.2	14.7	70	30	40
Модель -45	6.5	19.3	2.4	14.4	40	40	0
Модель -47	6.5	4.2	1.8	12.8	70	70	0
Модель -48	6.5	42.5	2.0	16.0	10	10	0
Модель -49	6.5	2.4	2.8	15.1	10	70	60
Модель -50	6.5	23.7	3.0	12.7	70	10	60

В результате проведенного регрессионного анализа были получены зависимости ширины зоны влияния вкрест простирания контакта **B** и приращения средней длины полумульды по простиранию контакта ΔL от модуля деформаций **E**, средней длины полумульды **L_{ср}** и ширины зоны вскрытия тоннелем поверхности контакта **D**. Аналитическое выражение этих зависимостей имеет следующий вид:

$$B=34.75-0.146 \cdot E_1-0.355 \cdot E_2-0.062 \cdot \Delta E+0.184 \cdot D \quad (3.18)$$

$$\Delta L=3.871+0.003 \cdot L_{ср}+0.005 \cdot E_1-0.027 \cdot E_2 \quad (3.19)$$

где **E₁** – модуль деформаций горных пород первого типа, расположенных на одной стороне контакта; **E₂** – модуль деформаций горных пород второго типа, расположенных на другой стороне контакта; ΔE – различие между модулями деформаций горных пород, расположенных по разные стороны относительно плоскости контакта, ($\Delta E=| E_1- E_2 |$); **D** - ширины зоны вскрытия тоннелем поверхности контакта.

Если в пределах забоя тоннеля попадают несколько типов пород, то модуль деформаций:

$$E_{1,2}=(E_{01}+E_{02}+\dots+E_{0n})/n \quad (3.20)$$

где $E_{01}, E_{02}, \dots, E_{0n}$ – модули деформаций пород, попадающих в пределы забоя тоннеля.

Исходя из вышеизложенного, можно сделать вывод о том, что в условиях проходки тоннеля через контакт горных пород, размер мульды увеличивается в зависимости от ширины вскрытия тоннелем поверхности контакта, также от величины модуля деформаций горных пород и степени его различия в приконтактной зоне. То есть, главными причинами расширения зоны влияния наблюдаемого эффекта являются степень неоднородности физико-механических свойств пород при переходе через поверхность контакта и ширина его вскрытия.

Выводы по третьей главе

Выявлены физико-механические показатели пород наиболее влияющие на развитие мульды сдвижения на основе корреляционного и двухфакторного анализов.

По результатам численного моделирования установлена функциональная связь граничных углов от физико-механических свойств горных пород, используя которую определяют размеры зоны влияния сдвижений на поверхности от проходки тоннелей как результат сложения зон влияния в отдельных слоях, залегающих над тоннелем.

Установлена зависимость размеров зоны расширения мульды сдвижения от степени неоднородности физико-механических свойств пород, разделенных контактом, и ширины зоны вскрытия контактной поверхности забоем тоннеля.

Разработан инженерный метод расчета ожидаемых сдвижений и деформаций горных пород от строительства тоннелей для рассматриваемых горно-геологических условий, основанный на результатах проведенных исследований.

ГЛАВА 4 МАРКШЕЙДЕРСКИЕ НАБЛЮДЕНИЯ ЗА ДЕФОРМАЦИЯМИ НА ПЛОЩАДКАХ СТРОИТЕЛЬСТВА МЕТРО В Г. УЛАН-БАТОР И ГЕОМЕХАНИЧЕСКИЙ МОНИТОРИНГ НА СТАДИИ ЭКСПЛУАТАЦИИ

4.1 Защита зданий и сооружений от влияния проходки тоннеля

Несмотря на то, что строительство тоннеля метро с использованием тоннелепроходческого механизированного комплекса с грунтовым пригрузом забоя является безусловной технологией, на земной поверхности возникают сдвигения и деформации в пределах образующейся мульды сдвигения. При моделировании проходки тоннелей таким механизированным комплексом с учетом геологических данных скважин, мульда сдвигения характеризуется относительно небольшими размерами в главных сечениях, значения оседаний поверхности достигают 40 – 50 миллиметров. Неравномерность оседаний в условиях небольшой площади их распространения определяет большие величины деформаций на земной поверхности. Как известно, воздействие деформаций является более опасным для зданий и сооружений на поверхности, чем воздействие равномерно распределенных оседаний [47].

В качестве основного документа, регламентирующим вопросы оценки вредного влияния горных работ при проходке тоннелей на здания и сооружения рекомендуется взять «Правила охраны сооружений и природных объектов от вредного влияния подземных горных разработок на угольных месторождениях» [47]. В данном документе описаны виды сдвижений и деформаций, возникающих при подработке земной поверхности, и приведены значения различных показателей деформаций, допустимых для зданий и сооружений при их подработке.

В качестве нормативных документов, регламентирующих строительство зданий и подземных сооружений открытым способом, для оценки влияния деформаций массива на здания и сооружения в основном применяется СП 22.13330.2011 [41], в Санкт-Петербурге – ТСН 50-302-2004 [49].

Согласно [47], условия безопасного строительства тоннелей метро в зонах

влияния на здания и сооружения и выбор мер их охраны определяются на основании расчетных деформаций Δl земной поверхности и их сравнения с допустимыми $\Delta l_{д}$ и предельными деформациями $\Delta l_{п}$.

Допустимыми деформациями земной поверхности считаются деформации, которые могут вызвать такие повреждения в сооружениях, при которых для дальнейшей их эксплуатации по прямому назначению достаточно проведения текущих ремонтных и наладочных работ.

Предельными деформациями земной поверхности считаются такие, превышение которых вызывает аварийное состояние сооружений с угрозой опасности для жизни людей.

Расчетный показатель деформаций для гражданских зданий Δl определяется по формуле:

$$\Delta l = l \cdot \sqrt{m_{\varepsilon}^2 \cdot \varepsilon_1^2 + m_k^2 \cdot \frac{H^2}{R_1^2}}, \quad (4.1)$$

где l – длина здания; m_{ε} и m_k – коэффициенты условий работы при учете воздействия на здание или сооружение относительных горизонтальных деформаций ε и кривизны K ; H – высота здания; ε_1 , R_1 – соответственно расчетные величины горизонтальной деформации (безразм.) и радиуса кривизны, м.

Входящие в формулу (4.1) расчетные величины горизонтальной деформации ε_1 и радиуса кривизны R_1 , который связан с кривизной K_1 зависимостью $K_1=1/R_1$, определяются либо по разработанному инженерному способу расчета сдвижений и деформаций (см. разд. 3.3), либо из моделирования геомеханических процессов поведения грунтов при проходке (см. разд. 2.5, 2.6).

Допустимые и предельные показатели деформаций земной поверхности для гражданских зданий определяются по формулам:

$$[\Delta l_{д}] = [\Delta l_{д}]_{н} n_1 n_2 n_3 n_4 n_5 \quad (4.2)$$

$$[\Delta l_{п}] = [\Delta l_{п}]_{н} n_1 n_2 n_3 n_4 n_5 \quad (4.3)$$

где $[\Delta l_{д}]_{н}$ и $[\Delta l_{п}]_{н}$ – нормативные допустимый и предельный показатели

деформаций, определяются по таблице 4.1 в зависимости от назначения гражданских зданий и их этажности; n_1 – коэффициент, зависящий от грунтовых условий; n_2 – коэффициент, учитывающий материал и толщину наружных стен зданий; n_3 – коэффициент, учитывающий износ наружных стен зданий; n_4 – коэффициент, учитывающий наличие "жестких" перекрытий; n_5 – коэффициент, учитывающий форму здания в плане [47].

Таблица 4.1 - Нормативные допустимый и предельный показатели деформаций $[\Delta l_D]_н$ и $[\Delta l_{II}]_н$ для гражданских зданий

Разряд	Объекты	Этажность	Допустимые $[\Delta l_D]_н$, мм	Предельные $[\Delta l_{II}]_н$, мм
1	Общественные здания особой значимости, монументальные здания с большими залами, пролетами более 18 м	1-3	70	140
		4-5	100	140
2	Детские дошкольные учреждения, поликлиники, школы, роддома, больницы, театры, дворцы культуры	1-3	80	160
		4-5	120	160
3	Жилые здания, гостиницы	1-3	100	160
		4-5	130	160
4	Учреждения общественного обслуживания, вспомогательные здания	1-3	110	160
		4-5	160	160

При этажности подрабатываемых зданий более 4 – 5 (см. табл. 4.1) нормативный допустимый ($[\Delta l_D]_н$) и предельный ($[\Delta l_{II}]_н$) показатели рекомендуется принимать по таблице 4.1 как для этажности 4 – 5.

Следует отметить что, небольшая изменчивость величины оседания фундамента может оказать вредное влияние в виде больших трещин во всех конструкциях многоэтажных зданий. Поэтому, при строительстве метро в городе Улан-Батор следует проводить мониторинговые наблюдения за деформациями надземных зданий и сооружений, попадающих в мульду сдвижения строительства тоннелей и находящихся вблизи ее границ.

При моделировании проходки тоннелей параллельных линий метро длина полумульды составила 27м - 31м. В связи с отсутствием натуральных данных наблюдения за сдвигами и деформациями массива горных пород и земной поверхности, на результатах моделирования не проведена калибровка.

Также, результаты моделирования показали, что при пересечении тоннелями метро неоднородных слоистых пород образуется эффект расширения зоны влияния от проходки тоннеля. Проходка через неоднородные слои повторяется несколько раз вдоль трасс линий метро. Поэтому на некоторых участках линий метро будет наблюдаться этот эффект расширения зоны влияния и на эти участки следует обратить особое внимание на всех стадиях строительства метро и его эксплуатации.

4.2 Комплексная наблюдательная станция для мониторинговых наблюдений за сдвижением горных пород при строительстве тоннелей

Была создана инструкция по наблюдениям за сдвижением горных пород и земной поверхности при подземной разработке рудных месторождений на основе научных трудов ученых М.А. Кузнецова, Е.И. Кузнецовой, С.Н. Зеленцова, Г.И. Лукина, В.А. Внукова, Г.Ш. Сакаева, В.М. Тяпина (ВНИМИ), Н.Е. Яковлева (ВНИИГорцветмет).

Базовым нормативным документом, регламентирующим вопросы и порядок согласования и утверждения мер охраны зданий, сооружений и природных объектов от вредного влияния горных работ, а также порядок ведения горных работ в опасных зонах, является «Инструкция по наблюдениям за сдвижением земной поверхности и расположенными на ней объектами при строительстве в Москве подземных сооружений», которая введена в действие 17.09.97 г [24].

При возведении подземного сооружения следует осуществлять комплексную систему мониторинга самого подземного сооружения, прилегающего к нему массива грунта, а также окружающих его объектов как на стадии возведения подземного сооружения, так и в период его эксплуатации [23, 24, 36, 44, 51].

По функциональному назначению мониторинг состоит из нескольких систем:

- наблюдения за надземными сооружениями вокруг проектируемого

комплекса,

- наблюдения за деформациями конструкций проектируемого сооружения,
- наблюдения за состоянием окружающего массива грунта за пределами ограждающих конструкций подземного сооружения,
- наблюдения за существующими подземными сооружениями, в частности тоннелями метрополитена,
- геофизические наблюдения,
- стационарные режимные наблюдения за гидрогеологической средой на территории, прилегающей к строительному объекту.

При строительстве линии метро и его эксплуатации, мониторинговая система должна устанавливаться с самого начала строительства и подземных работ. Очевидно, что не все системы мониторинга будут установлены изначально. В первую очередь следует установить системы инструментальных наблюдений за деформациями метрополитена и надземных сооружений, попавших в зону влияния от проходки тоннеля.

Для наблюдений за деформациями земной поверхности и объектов, попадающих в зону влияния от строительства тоннелей метро следует запроектировать наблюдательные станции, состоящие из системы реперов, закладываемых вдоль оси проходки тоннелей в главном сечении прогнозируемой мульды сдвижений и вкрест оси проходки тоннеля.

Длины профильных линий определяются графически с использованием угловых или линейных параметров процесса сдвижения. Рабочая часть профильной линии устанавливается при открытом способе строительства подземного сооружения равной размеру приоткосной зоны, а при подземном способе строительства - пересечением земной поверхности линиями, проведенными от нижней границы проектируемого сооружения под граничными углами. Длина профильных линий вкрест оси проходки линий тоннелей должна определяться на основе проведенных результатов исследований по определению параметров зоны влияния сдвижений от проходки тоннелей. Согласно проведенным исследованиям, размер зоны влияния вкрест оси проходки тоннелей

составляет 55 – 61 м (см. рисунок 2.8). Отсюда можно сделать вывод, что длина профильных линий вкрест оси проходки тоннелей должна составлять 140 м, включая опорные реперы. При пересечении тоннелями неоднородных пород длину профильных линий вкрест оси проходки тоннелей следует принять 200 м с учетом расширения зоны влияния от проходки тоннеля через такие участки. А длина профильных линий по простиранию должна соответствовать расстоянию между подземными станциями метро.

Нивелирование ведут в прямом и обратном направлениях. Расхождение в суммах превышений между прямым и обратным ходами (в мм) не должно превышать:

$$\Delta h = \pm 15\sqrt{L} \quad (4.4)$$

где L – длина хода в одном направлении, км.

Профильная линия самого тоннеля состоит из систем реперов, закладываемых внутри тоннеля. На основе этих реперов проводится деформационный контроль тоннеля через нивелирование.



Рисунок 4.1 – Заложённая профильная линия в одном из тоннелей метро г. Санкт-Петербург

Система наблюдения за конструкциями подземных сооружений состоит из

подсистемы маркшейдерского контроля (измерения осадок ограждающих конструкций и колонн подземного сооружения, горизонтальных перемещений ограждающих конструкций подземного сооружения на разных уровнях по высоте и сближений ограждающих конструкций подземного сооружения).

Для реализации маркшейдерского контроля устанавливают деформационные марки в комплексе с роботизированными тахеометрами в подземных сооружениях (в частности в тоннелях) для повышения точности и достоверности информации о деформациях конструкций этих сооружений (рисунок 4.2). Установка такой системы предлагается осуществить на участках, на которых присутствуют вход и выход тоннелей метро в приконтактных зонах неоднородных пород. Кроме того, там, где тоннели имеют выход на дневную поверхность их конструкция будет подвергаться сезонным температурным колебаниям при переходе с зимы на весну. То есть, конструкция тоннелей будет подвергаться воздействию минусовых температур зимой, а весной обратно входить в нормальное состояние. Поэтому эти участки будут подвержены деформациям и здесь необходима установка системы наблюдений за деформациями.

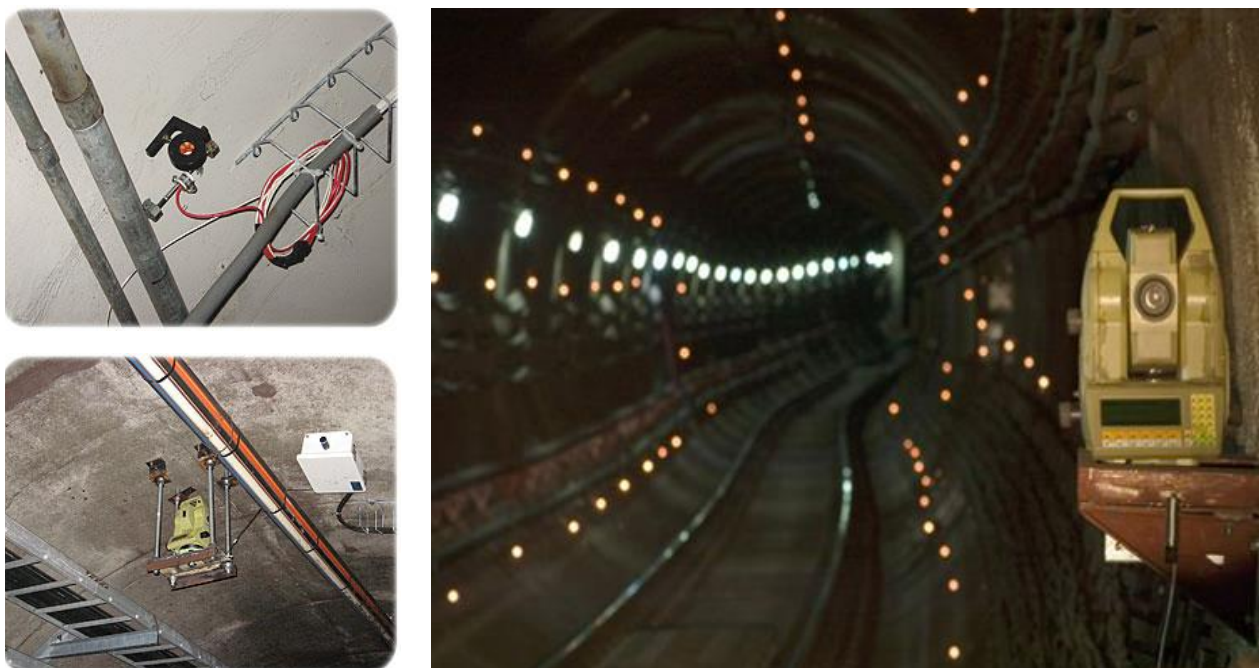


Рисунок 4.2 – Установка деформационных марок в комплексе с роботизированным тахеометром в тоннеле

Наблюдения за зданиями, сооружениями, коммуникациями и другими объектами, попадающими в зону влияния подземного сооружения, должны проводиться по программе, отвечающей требованиям, приведенным в ГОСТ 24846-81 «Грунты. Методы измерения деформаций основания зданий и сооружений» [75].

Инструментальные наблюдения за деформациями изучаемых объектов проводят с целью установления количественных показателей развития деформаций отдельных участков района с течением времени в зависимости от геологических условий и развития горных работ.

4.3 Перспективы автоматизированных систем мониторинга

Современные технологии позволяют создать автоматизированную систему мониторинга, которая будет наблюдать практически за всеми этапами: от процессов сбора данных до математической обработки. Маркшейдерско-геодезические инструменты, так называемые АвтоМатизированные Тахеометрические Станции (АМТС), датчики различных систем мониторинга, стали собирать данные без человеческого воздействия, переводить из аналитических в дигиталистические, отправлять данные на основной сервер мониторинга и учитывать информацию в программном обеспечении. Все это благодаря развитию современных технологий таких, как интернет-сервер, компьютерные и информационные технологии, технология беспроводной передачи цифровых данных, специализированное программное обеспечение и др.

АвтоМатизированные Тахеометрические Станции (АМТС) представляют собой, усовершенствованные системы оптического мониторинга, построенные на основе высокоточных роботизированных тахеометров. Системы обеспечивают автоматизированный мониторинг деформаций земной поверхности, зданий, конструкций тоннелей, объектов, сформированных в результате проведения экскавационных работ. Система АМТС включает в себя контроллеры для обеспечения непрерывной автоматической работы, беспроводной связи для

передачи данных, автоматизированной обработки наименьших квадратов для повышения точности и репортажей на веб-основе, которая обеспечивает сигнал тревоги, графики и интеграцию с данными стандартных геотехнических измерительных приборов.

К средствам и датчикам различного назначения для разных систем мониторинга (рисунок 4.3) относятся такие устройства, как скважинный экстензометр для наблюдения за смещением горных пород вокруг тоннеля, гидравлический датчик нагрузки для измерения давления горных пород на обделку тоннеля, струнный тензометрический датчик для измерения механических напряжений в бетоне, электрический пьезометр для контроля давления поровой воды, магнитный экстензометр для наблюдения за осадкой почвы над тоннелем, акселерограф больших смещений, для наблюдения за вибрациями при выполнении проходческих работ и т.д.

На сегодняшний день все они могут производить мониторинговые измерения без участия человека. Также производители развивают систему, которая обеспечит уменьшение погрешности в измерениях, вносимых человеком.

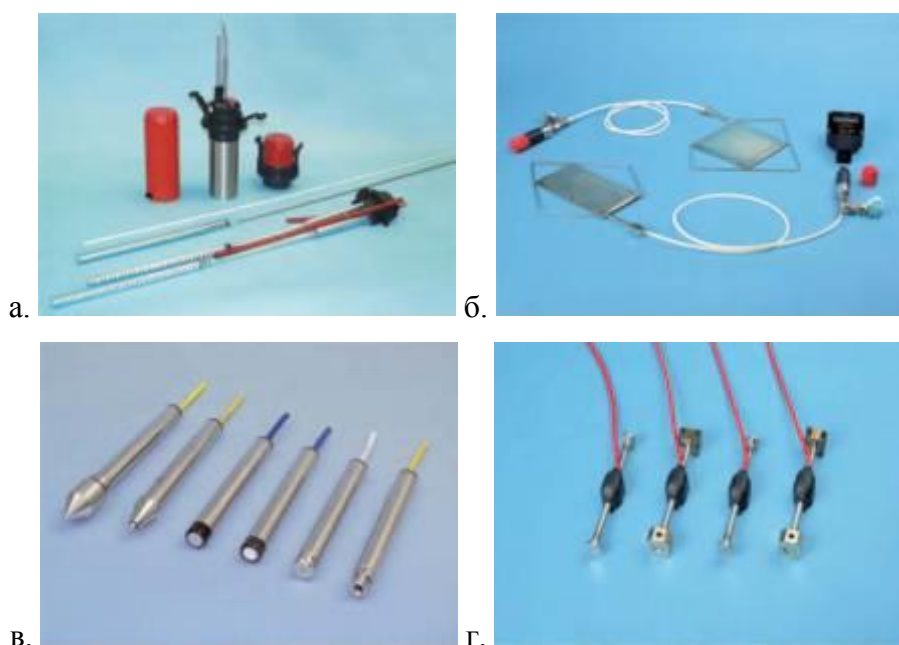


Рисунок 4.3 – Датчики систем мониторинга. а – скважинные экстензометры, б – датчики напряжений в бетоне, в – электрические пьезометры, г – струнные тензометрические датчики

По измеряемой величине датчики делятся на разные типы: датчики деформации (тензометры), датчики перемещения, датчики силы, приборы для измерения угла отклонения (наклонометры, скважинные инклинометры и электронные отвесы), датчики ускорения и вибрации (акселерометры), датчики порового и гидростатического давления (пьезометры), приборы для измерения осадки (экстензометры и гидроуровни), метеорологические датчики (температура, влажность, осадки, скорость и направление ветра и т.д.).

Одним из ключевых компонентов систем мониторинга является лучшее программное обеспечение, которое включает в себя всю базу данных проекта и позволяет провести дальнейшую обработку данных. Практически каждый производитель предлагает свои системы для мониторинга. Такие системы, как Leica GeoMoS, Geo automated monitoring platform, Canary system представляют собой веб-интерфейс для просмотра данных, интернет-сервер для системы мониторинга туннеля в режиме реального времени. Такие системы позволяют просматривать базу данных в веб-браузере или через созданную частную сеть в Интернете. Они представляют собой организованные слои и интерфейсы, включая местонахождения приборов, показания наблюдений и тревоги, загруженные изображения, документы и быстрый доступ к связанным с ними выходам. Они также включают в себя формы ввода данных, которые позволяют просматривать, вводить и изменять данные, хранящиеся в базе данных. Доступны дополнительные инструменты пространственного анализа, такие как 3D-векторы, контуры и тепловые карты. Также поддерживается большинство источников ГИС, таких как слои сервера карт ArcGIS, многие другие векторы и форматы с географическими привязками.

Чтобы обеспечить безопасность пассажиров и объектов метро, следует установить разные системы наблюдения (реально-временное видео наблюдение, инструментальные наблюдения и т.д.) к моменту эксплуатации и объединить их с одной базой данных. Для этого нужно построить целую систему мониторинга и с ее помощью наблюдать за нормальным состоянием всех элементов метрополитена на стадии строительства линий метро и его эксплуатации.

Выводы по четвертой главе

Стоит отметить, что любые горно-промышленные предприятия, строительство подземных сооружений и метро невозможно провести без маркшейдер-геологического контроля на всех стадиях проекта и строительства. При строительстве метро в городе Улан-Батор, следует установить комплексную мониторинговую систему, которая обеспечит наблюдение за безопасностью пассажиров, нормальным состоянием объектов метрополитена и движением составов. Для этого необходима закладка наблюдательных станций, установка датчиков различного назначения, автоматизированные измерительные системы и все это соединить в единую базу данных.

Изложены стандартные и нормативные документы, регламентирующие правила обследования и мониторинга технического состояния зданий, методы измерения деформаций оснований зданий и сооружений, рекомендации по проведению мониторинга.

Одним из основных средств наблюдений за деформациями является наблюдательная станция. На основании прогноза сдвижений и деформаций земной поверхности при строительстве тоннелей метро г. Улан-Батор можно устанавливать параметры и местоположение профильных линий.

Достигнутый высокий уровень развития современных высокоточных измерительных систем и приборов позволяет повысить достоверность информации о деформационных процессах, с любой степенью дискретности производить мониторинг этих процессов, автоматизировать процесс сбора такой информации.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Диссертация является законченной научно-квалификационной работой, в которой содержится решение актуальной задачи по разработке методики прогноза сдвижений и деформаций в зоне влияния строительства транспортных тоннелей метро в горно-геологических условиях г. Улан-Батор.

Основные научные и практические результаты работы заключаются в следующем:

1. Выявлены физико-механические показатели пород, наиболее влияющие на развитие мульды сдвижения на основе корреляционного и двухфакторного анализов.

2. По результатам численного моделирования установлена функциональная связь граничных углов с физико-механическими свойствами горных пород, используя которую определяют размеры зоны влияния сдвижений на поверхности от проходки тоннелей как результат сложения зон влияния в отдельных слоях, залегающих над тоннелем.

3. Установлена зависимость размеров зоны расширения мульды сдвижения от степени неоднородности физико-механических свойств пород, разделенных контактом, и шириной зоны вскрытия его поверхности проходкой тоннеля.

4. Разработан инженерный метод расчета ожидаемых сдвижений и деформаций горных пород от строительства тоннелей для рассматриваемых горно-геологических условий, основанный на результатах проведенных исследований.

5. Предложены рекомендации по организации мониторинговых систем наблюдений за деформациями массива горных пород и земной поверхности для определения условий безопасного строительства подземных сооружений метро и контроля безопасной эксплуатации зданий и сооружений при их подработке вследствие строительства тоннелей метро.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Абуханов, А.З. Механик грунтов. Учебное пособие / А.З. Абуханов. – Ростов н/Д: Феникс. – 2006. –352 с.
2. Авершин, С.Г. Горные работы под сооружениями и водоемами / С.Г. Авершин. –М. – 1954. –324 с.
3. Авершин, С.Г. Сдвигение горных пород при подземных разработках [Текст] / С.Г. Авершин. – М.: Углетехиздат. – 1947. – 245 с.
4. Акимов, А.Г. Геомеханические аспекты сдвижения горных пород при подземной разработке угольных и рудных месторождений. / А.Г. Акимов, В.В. Громов, Е.В. Бошнятов, С.Н. Зеленцов, Е.И. Кузнецова, В.М. Тяпин, Ю.Б. Файнштейн // Минэнерго РФ. РАН. ФГУП Гос. НИИ горн. геомех. и маркшейд. дела – МНЦ ВНИМИ. – СПб. – 2003. –166 с.
5. Акимов, А.Г. Современные методы расчета сдвижений и деформаций земной поверхности и способы охраны зданий и сооружений [Текст] / А.Г. Акимов, М.В. Коротков. – Л.: ВНИМИ. – 1970. – №76. – С. 296-307.
6. Булычев, Н.С. Механика подземных сооружений в примерах и задачах: Учебное пособие для вузов. – М.: Недра. – 1989. –270 с.
7. Власов, С.Н. Строительство метрополитенов. Учебник / С.Н. Власов, В.В. Торгалов, Б.Н. Виноградов. – М. – 1987. –254 с.
8. 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. – 2003. –361 с.
9. Волохов, Е.М. Методы моделирования проходки тоннелей на основе метода конечных элементов при оценке сдвижений и деформаций земной поверхности над тоннелями [Текст] / Е.М. Волохов, Д.А. Потемкин // Записки Горного института. – 2011. – т. 190. –С. 284–288.
10. Выяснение главного плана развития города Улан-Батор до 2020 года. Том 3. –Улан-Батор. – 2013. –163 с.
11. Гальперин, А.М. Геомеханика открытых горных работ: Учебник. –М. – 2003. –473 с.

12. Горбунов-Посадов, М.И. Основания, фундаменты и подземные сооружения / М.И. Горбунов-Посадов, В.А. Ильичев, В.И. Крутов и др. – М.: Стройиздат. – 1985. –480 с.
13. Гусев, В.Н. Сдвигение и деформации горных пород / В.Н. Гусев, Е.М. Волохов. – СПб. – 2003. –83 с.
14. Гусев, В.Н. Математическая обработка маркшейдерской информации статическими методами / В.Н. Гусев, А.Н. Шеремет. – СПб. – 2010. –98 с.
15. Дашко, Р.Э. Механика горных пород. –М. Недра. – 1987. –264 с.
16. Дашко, Р.Э. Геотехника и подземная микробиота [Текст] / Р.Э Дашко, Д.Ю. Власов, А.В. Шидловская. – СПб.: Институт "ПИ Геореконструкция". – 2014. – 279 с.
17. Дашко, Р.Э. Инженерно-геологический анализ и оценка водонасыщенных глинистых пород как основания сооружения [Текст]. – СПб.:Институт "Геореконструкция". – 2015. – 382 с.
18. Дашко, Р.Э. Механика грунтов в инженерно-геологической практике [Текст] : Учеб.для вузов / Р.Э. Дашко, А.А. Каган. – М.: Недра. – 1977. – 237 с.
19. Долгих, М.В. Развитие деформаций обделки станции "Адмиралтейская" и земной поверхности над ней [Текст] / М.В. Долгих // Сб.науч.тр. Маркшейдерское дело и геодезия – СПб. – 1997.
20. Журавков, М.А. Математическое моделирование деформационных процессов в твердых деформируемых средах [Текст]: курс лекций / М.А. Журавков. – Мн.: БГУ. – 2002. – 456 с.
21. Зенкевич, О. Метод конечных элементов в технике. – М.: Мир. – 1975. – 543 с.
22. Иванов, Ю.С. Практика использования технологий лазерного сканирования в наблюдениях за деформациями бортов карьеров [Статья] / Ю.С. Иванов, П.В. Кольцов. // Маркшейдерия и недропользование. –Москва. – 2015. С. 45 – 47.
23. Инструкция по геодезическим и маркшейдерским работам при строительстве транспортных тоннелей [Текст]: ВСН 160–69 :введ. 01.04.70. – Минтрансстрой. – М. – 1970. – 60 с.

24. Инструкция по наблюдениям за сдвигами земной поверхности и расположенными на ней объектами при строительстве в Москве подземных сооружений [Сборник документов]: РД 07–166–97: утв. постановлением Госгортехнадзора России от 17.09.97 № 29 : ввод. в действие 17.09.97. – М. – 2010. – 80 с.

25. Иофис, М.А. Оценка, прогноз и контроль состояния грунтового массива при строительстве тоннелей [Текст] / М.А. Иофис, П.А. Егоров // Труды Международной научно–практической конференции «Тоннельное строительство России и стран СНГ в начале века: Опыт и перспективы».– М. – 2002. – С. 499–502.

26. Иофис, М.А. Инженерная геомеханика при подземных разработках // М.А. Иофис, А.И. Шмелев. – М. – 1985. –248 с.

27. Исследования и анализы сегодняшней ситуации города Улан-Батор. Том 1. –Улан-Батор. – 2013. –187 с.

28. Киреева, В.И. Оценка сдвижений и деформаций горных пород при сооружении перегонных тоннелей большого диаметра тоннелепроходческими механизированными комплексами в сложных горно-геологических условиях. Дисс. На соискан. уч. степени к.т.н. – СПб. – 2016. –198 с.

29. Колмогоров, С.Г. Механика грунтов. Учебное пособие / С.Г. Колмогоров, С. С. Колмогорова, П.Л. Клемяционок. – СПб. – 2011. –49 с.

30. Кратч, Г. Сдвигание горных пород и защита подрабатываемых сооружений. – М. – 1978. –494 с.

31. Кузнецов, Г.Н. Методы и средства решения задач горной геомеханики [Текст] / Г.Н. Кузнецов, К.А. Ардашев, Н.А. Филатов [и др.] – М.:Недра. –1987. – 248 с.

32. Куприенко, Н.В. Статистика. Методы анализа распределений. Выборочное наблюдение. 3-е изд. : учеб. пособие. / Н.В. Куприенко, О.А. Пономарева, Д.В. Тихонов. – СПб.: Изд-во Политехн. ун-та. – 2009. –138 с.

33. Куприенко, Н.В. Статистические методы изучения связей. Корреляционно-регрессионный анализ: учеб. пособие / Н.В. Куприенко, О.А. Пономарева, Д.В. Тихонов. – СПб.: Изд-во Политехн. ун-та. – 2009. – 116 с.

34. Лиманов, Ю.А. Осадки земной поверхности при сооружении тоннелей в кембрийских глинах [Текст] / Ю. А. Лиманов. – Л.: Изд. ЛИИЖТа. – 1957. – 233 с

35. Мазеин, С.В. Влияние текущих параметров щитовой проходки на осадку поверхности [Статья] / С.В. Мазеин, А.М. Павленко // Горный информационно-аналитический бюллетень. – Москва. – 2007. – С. 133-138.

36. Мазеин, С.В. Комплексный маркшейдерско-геофизический мониторинг для геомеханического обеспечения щитовой проходки при освоении подземного пространства мегаполисов [Текст] / С.В. Мазеин : автореф. дисс. ... д-ра. техн. наук. – Москва. – 2013.

37. Муллер, Р.А. Влияние горных выработок на деформацию земной поверхности. – М. – 1958. – 75 с.

38. Нгуен Суан Бак. Прогноз сдвижений и деформаций массива горных пород и земной поверхности при строительстве тоннелей в городе Хошимин. Дисс. На соискан. уч. степени к.т.н. – СПб. – 2012. – 120 с.

39. Новоженин, С. Ю. Прогноз сдвижений и деформаций горных пород при сооружении эскалаторных тоннелей метрополитена тоннелепроходческими механизированными комплексами. Дисс. На соискан. уч. степени к.т.н. – СПб. – 2014. – 147 с.

40. Описания инженерно-геологической карты территории города Улан-Батор 1:10000 масштабы. Том 1, Том 2 – Том 10. – Улан-Батор.: ПНИИС. – 1986. – 2000 с.

41. Основания зданий и сооружений [Текст]: СП 22.13330.2011: введ. 20.05.2011. – М. – 2011. – 161 с.

42. Отчет инженерно-геологической изыскании в территории города Улан-Батор. – Улан-Батор. – 1986. – 141 с.

43. Отчет проектирования метрополитена в городе Улан-Батор. – Улан-Батор. – 2013. – 309 с.

44. Охрана недр и геолого-маркшейдерский контроль / Инструкция по наблюдениям за сдвигами земной поверхности и расположенными на ней объектами при строительстве в Москве подземных сооружений [Текст]: РД 07-166-97: утв. постановлением Госгортехнадзора России от 17.09.97 № 29. – Москва. – 2002. – 39 с.

45. Панферов, А.И. Применение Mathcad в инженерных расчетах.: Учебное пособие / А.И. Панферов, А.В. Лопарев, В.К. Пономаров. – СПб. – 2004. – 88 с.

46. Подаков, В.Ф. Пособие по проектированию мероприятий для защиты эксплуатируемых зданий и сооружений от влияния горнопроходческих работ при строительстве метрополитена / В.Ф. Подаков, Ю.Ф. Соловьев, В.М. Капустин, Р.А. Муллер, Е.А. Овсянко, С.Е. Шагалов. – Л. – 1973. – 72 с.

47. Правила охраны сооружений и природных объектов от вредного влияния подземных горных разработок на угольных месторождениях. – СПб: ВНИМИ. – 1998. – 291 с.

48. Приложение проектирования метрополитена в городе Улан-Батор. – Улан-Батор. – 2013. – 26 с.

49. Проектирование фундаментов зданий и сооружений в Санкт-Петербурге [Текст]: ТСН 50–302–2004 : введ. 05.08.04. – СПб. – 2004. – 66 с.

50. Протосеня, А.Г. Механика подземных сооружений. Пространственные модели и мониторинг [Текст] / А.Г. Протосеня [и др.]. – СПб: СПГГУ–МАНЭБ. – 2011. – 355 с.

51. Рекомендации по проведению геотехнического мониторинга строящихся и эксплуатируемых автодорожных тоннелей [Текст] / РОСАВТОДОР. – М. – 2015. – 82 с.

52. Речицкий, В.В. Прогнозирование деформаций дневной поверхности при проходке туннелей [Текст] / В.В. Речицкий: автореф. дисс. ... канд. техн. наук. – Москва. – 2005. – 156 с.

53. Сводный отчет. Том 4. – Улан-Батор. – 2013. – 163 с.

54. Соколов, М.Ю. Механизация тоннелепроходческих работ. Часть I. Проходческие щиты [Текст]: учеб. пособие / М.Ю. Соколов и др / СПб.: ПГУПС МПС России. – 2005. – 44 с.
55. Соколов, М.Ю. Механизация тоннелепроходческих работ. Часть I.: Проходческие щиты / М.Ю. Соколов, А.Н. Коньков, Я.В. Мельник, А.Б. Голубых. – СПб.: Петербургский гос. ун-т путей сообщения. – 2005. – 44 с.
56. Строкова, Л.А. Применение метода конечных элементов в механике грунтов: Учебное пособие. – Томск. –2010. – 143 с.
57. Тенденция развития города Улан-Батор до 2030 года. Том 2. – Улан-Батор. – 2013. – 188 с.
58. Трофимова, В.Т. Грунтоведение / В.Т. Трофимова, В.А. Королев, Е.А. Вознесенский, Г.А. Голодковская, Ю.К. Васильчук, Р.С. Зиангиров. – М.: Наука. – 2005. – 1024 с.
59. Туринцев, Ю.И. Горная геомеханика [Текст]. В 2ч. Ч. 2. Горное давление при подземной разработке месторождений: Учебное пособие./ Ю.И. Туринцев, В.Н. Яковлев – Екатеринбург: Изд-во Уральской государственной горной академии. – 2001. – 192 с.
60. Турчанинов, И.А. Основы механики горных пород [Текст] / И.А. Турчанинов, М.А. Иофис, Э.В. Каспарьян. – Л.:Недра. – 1989. – 488 с.
61. Ушаков, И.Н. Маркшейдерское дело: Учеб. для вузов. Часть II. –М. – 1989. – 437 с.
62. Фадеев, А.Б. Метод конечных элементов в геомеханике. – М.: Недра. – 1987. – 221 с.
63. Фролов, Ю.С. Проектирование станций метрополитена. Учебное пособие. – СПб.: ПГУПС. – 2011. – 59 с.
64. Фролов Ю.С., Голицынский Д.М., Ледяев А.П. Метрополитены. Учебник для вузов. –М.: Желдориздат, 2001, –528с.
65. Храпов, В.Г. Тоннели и метрополитены [Текст]: Учеб. для вузов / ред. В. Г. Храпов. – М.: Транспорт. – 1989. – 383 с.

66. Хуцкий, В.П. Методика прогноза оседаний и деформаций земной поверхности при сооружении тоннелей метрополитена [Текст] / Сб. науч. тр. ОАО "ВНИИ Галургии" : т.1. – СПб. – 2001. – С. 65–79.

67. Хуцкий, В.П. Сдвигение земной поверхности при строительстве пересадочных узлов метрополитена в условиях Санкт–Петербурга [Текст] / В.П. Хуцкий. : автореф. дисс. ... канд. техн. наук. – СПб. – 2003.

68. Энхтур, Л. Forecasting of position of borders of a zone of influence of construction of tunnels in the conditions of urban development / В.Н. Гусев, Л. Энхтур // 10th International Conference “Science and Technology”. – Лондон. –2018. – С. 21-29.

69. Энхтур, Л. Исследование вредного влияния на земной поверхности от подземных сооружений при строительстве линий метро г. Улан-Батор [Текст] / Л. Энхтур, В.Н. Гусев, Г. Уранбайгаль // Сборник научно- исследовательских работ сотрудников Монгольского Государственного Университета Науки и Технологии. – Улан-Батор.: ШУТИС, – 2017. – №8. – С. 193-196.

70. Энхтур, Л. История развития горного дела в Монголии и сегодняшний уровень горных предприятий [Текст] / Л. Энхтур // Горный информационно-аналитический бюллетень. – Москва. – 2017. – №1. – С. 419-423.

71. Энхтур, Л. Моделирование сдвижений и деформаций земной поверхности и горных пород при строительстве метро [Текст] / Л. Энхтур // IX международная молодежная научно-практическая конференция. – Новосибирск. – 2016. – С. 123-127.

72. Энхтур, Л. Определение граничных углов четвертичного отложения на основе физико-механических свойств горных пород [Текст] / Л. Энхтур // Горный информационно-аналитический бюллетень. – Москва. – 2017. – №4. – С. 337-344.

73. Энхтур, Л. Прогноза зоны влияния от проходки тоннеля, существующих наклонных контактов горных пород [Текст] / В.Н. Гусев, Л. Энхтур // Естественные и технические науки. – Москва. – 2018. – №5 (119). – С. 90-94.

74. Энхтур, Л. Прогнозирование положения границ зоны влияния строительства тоннелей в условиях городской застройки [Текст] / В.Н. Гусев, Л. Энхтур // Маркшейдерский вестник. – Москва. – 2017. – №4 – С. 58-63.

75. ГОСТ 24846–81 Грунты. Методы измерения деформаций оснований зданий и сооружений [Текст] : введ. 01.01.82. – М.: Изд–во стандартов, – 1986. – 26 с.

76. ГОСТ 12248–2010 Грунты. Методы лабораторного определения характеристик прочности и деформируемости [Текст] : введ. 1.01.2012. – М.: Стандартиформ, – 2012. – 96 с.

77. ГОСТ 20276–2012 Грунты. Методы полевого определения характеристик прочности и деформируемости [Текст] : введ. 01.07.2013. – М.: Стандартиформ, – 2013. – 50 с.

78. ГОСТ 20522–2012 Грунты. Методы статистической обработки результатов испытаний [Текст] : введ. 01.07.2013 – М.: Стандартиформ, – 2013. – 16 с.

79. ГОСТ 5180–84 Грунты. Методы лабораторного определения физических характеристик [Текст] : введ. 01.07.85 – М.: Изд–во стандартов, – 1985.– 19 с.

80. Andre van As. Conceptual assessment of seismic sensor configurations at Oyu Tolgoi [Report of Golder Associates Limited]. –Brisbane, Australia, – 2010. – 74 с.

81. Brady, B.H.G. Rock mechanics for underground mining, Third edition / B.H.G. Brady, E.T. Brown. – London. Kluwer academic publishers, – 2004. – 645 с.

82. C. Venkatramaiah. Geotechnical Engineering. – New Delhi, India. – 2006. – 947 с.

83. Gatti, M.C. Ground loss control in EPB TBM tunnel excavation [Статья]. / M.C. Gatti, G. Cassani // World tunnel congress, Underground space, the 4th dimension of metropolises, – Prague. – 2007. – С. 1141–1146.

84. Geotechnical Aspects of Tunnelling for Infrastructure Development.: Proceedings of the 32nd Annual Seminar Geotechnical Division, The Hong Kong Institution of Engineers. –Hong Kong. – 2012. – 347 с.

85. Huang, H.W. Geotechnical aspects of underground construction in soft ground / H.W. Huang, G.B. Liu. – Shanghai: CRC Press, – 2008. – 888 с.

86. Hudson, J.A. Engineering rock mechanic / J.A. Hudson, J.P. Harrison // Part 2: Illustrative worked examples. – London, UK. – 2000. – 506 с.
87. Hudson, J.A. Engineering rock mechanics / J.A. Hudson, J.P. Harrison // Part 1: An Introduction to the principles. – London, UK. – 1997. – 444 с.
88. Luis A. Prieto-Porter. Soil / Rock mechanics and foundations engineering. – Miami, Florida. – 2009. – 392 с.
89. Maidl, B. Mechanised Shield Tunnelling, 2nd Edition / B. Maidl, M. Herrenknecht, U. Maidl, G. Wehrmeyer. – Berlin: Ernst & Sohn, – 2011, – 490 с.
90. Plaxis версия 8. Справочное руководство [Текст]. – М.: Мир. – 182 с.
91. Whitlow, R. Basic soil mechanics, Third edition. Longman Group Limited, – London. – 1995. – 577 с.