

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

На правах рукописи

ДО НГОК ТХАЙ



**ПРОГНОЗ ГЕОМЕХАНИЧЕСКИХ ПРОЦЕССОВ ПРИ СТРОИТЕЛЬСТВЕ
ПЕРЕГОННЫХ ТОННЕЛЕЙ МЕТРОПОЛИТЕНА ХАНОЯ
ПРОХОДЧЕСКИМИ КОМПЛЕКСАМИ С ПРИГРУЗОМ ЗАБОЯ**

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

ДИССЕРТАЦИЯ

на соискание учёной степени
кандидата технических наук

Научный руководитель
Протосеня Анатолий Григорьевич
доктор технических наук,
профессор

Санкт-Петербург – 2018

ОГЛАВЛЕНИЕ

Введение	4
ГЛАВА 1 СОСТОЯНИЕ ВОПРОСА И ЗАДАЧИ ИССЛЕДОВАНИЯ.....	9
1.1 Инженерно-геологические и гидрогеологические особенности подземного пространства г. Ханоя	9
1.1.1 Инженерно-геологических и гидрогеологических условий	10
1.1.2 Схема планируемых городских линий метрополитена в г.Ханое.....	11
1.2 Технология проходки тоннелей механизированным комплексом с пригрузом забоя	14
1.3 Инженерная методика расчета давления пригруза забоя	20
1.4 Нагнетание тампонажного раствора в заобделочное пространство	27
1.5 Методы определения оседаний земной поверхности	30
1.6 Метод расчета нагрузок на обделку перегонных тоннелей метрополитенов	39
1.7 Метод определения напряженного состояния массива при строительстве перегонных тоннелей	43
1.8 Выводы по главе 1	45
ГЛАВА 2 ПРОГНОЗИРОВАНИЕ ГЕОМЕХАНИЧЕСКИХ ПРОЦЕССОВ ПРИ СТРОИТЕЛЬСТВЕ ПЕРЕГОННЫХ ТОННЕЛЕЙ.....	46
2.1 Анализ методов оценки устойчивости обнажений в забое тоннеля.....	46
2.2 Метод исследований	50
2.3 Постановка задачи для моделирования	56
2.4 Напряженно-деформированное состояние грунтового массива вокруг перегонного тоннеля	57
2.5 Смещения грунтового массива в поперечном сечении перегонном тоннеле	60
2.6 Выводы по главе 2	61
ГЛАВА 3 ПРОГНОЗИРОВАНИЕ ВЕРТИКАЛЬНОГО ПЕРЕМЕЩЕНИЯ ЗЕМНОЙ ПОВЕРХНОСТИ ПРИ СООРУЖЕНИИ ПЕРЕГОННЫХ ТОННЕЛЕЙ.....	63
3.1 Общие подходы	63

3.2 Прогноз величины компенсационного давления на забой при сооружении перегонных тоннелей с применением ТПМК	64
3.3 Определение вертикального перемещения поверхности земли при сооружении двух взаимовлияющих тоннелей метрополитена с помощью ТПМК	68
3.4 Выводы по главе 3	75
ГЛАВА 4 НАПРАВЛЕНИЯ ПРАКТИЧЕСКОГО ИСПОЛЬЗОВАНИЯ РЕЗУЛЬТАТОВ ИССЛЕДОВАНИЙ	76
4.1 Оценка результатов расчета вертикального перемещения поверхности Земли по трассе перегонного тоннеля от ст. «Кат Линь» до ст. «Ван Мьеу» Ханойского метрополитена	76
4.2 Метод расчета нагрузок на обделку тоннеля метрополитена	82
4.3 Методика расчета напряженно-деформированного состояния обделки	84
4.4 Оценка средней нагрузки на обделку тоннеля от сейсмического воздействия землетрясений и толщины обделки	89
4.5 Выводы по главе 4	91
ЗАКЛЮЧЕНИЕ	93
Список литературы	95

Введение

Актуальность темы исследования

В городе Ханое планируется строительство метрополитена мелкого заложения, перегонные тоннели которого в условиях городской застройки могут приводить к недопустимым вертикальным перемещениям поверхности земли. Для сохранения земной поверхности при сооружении метрополитена могут быть использованы специализированные тоннелепроходческие механизированные комплексы (ТПМК) с компенсационным давлением на забой, что позволяет значительно снизить вертикального перемещения поверхности земли.

Значительный вклад в исследование геомеханических процессов и разрушения грунтового массива вокруг подземных сооружений внесли: Булычев Н.С., Безродный К.П., Картозия Б.А., Огородников Ю.Н., Руппенейт К.В., Тимофеев О.В., Трушко В.Л., Фотиева Н.Н., Во Чонг Хунг, Нгуен Куанг Фич, Нгьем Хыу Хань и др.

Изучением перемещений грунтов массив при сооружении ТПМК с компенсационным давлением на забой занимались отечественные и зарубежные ученые Протосеня А.Г., Карасёв М.А., Беляков Н.А., Лебедев М.О., Супрун И.К., Кашко А.А., Peck R.B, Attewell P.B, Mair R.J, Broere W., Langmaak L., и др.

Вместе с тем, применительно к инженерно-геологическим условиям подземного пространства г. Ханоя процессы деформирования и вертикального перемещения поверхности земли при сооружении перегонных тоннелей метрополитена ещё не изучены. Поэтому тема диссертационной работы актуальна.

Цель диссертационной работы. Обеспечение минимального вертикального перемещения поверхности земли и сохранения зданий по трассе при сооружении перегонных тоннелей метрополитена в сложных инженерно-геологических и градостроительных условиях.

Идея работы. Определение необходимой величины компенсационного давления на забой специализированных ТПМК и заполнение заобделочного пространства тампонажным раствором позволяют минимизировать вертикальные

и горизонтальные перемещения поверхности земли и обеспечивать долговременную устойчивость подземных конструкции перегонных тоннелей метрополитена.

Основные задачи исследования:

- анализ горно-геологических условий района при сооружении перегонных тоннелей метрополитена г. Ханоя проходческими комплексами с компенсационным давлением на забой;
- методика оценки компенсационного давления на забой при сооружении перегонных тоннелей специализированными тоннелепроходческими механизированными комплексами;
- разработка геомеханической модели прогноза вертикального и горизонтального перемещения поверхности земли при сооружении ТПМК с компенсационным давлением на забой;
- разработан метод расчета напряженного состояния обделки перегонных тоннелей с учетом их контактного взаимодействия с грунтовым массивом.

Методология и методы исследования:

- оценка инженерно-геологических и гидрогеологических условий подземного пространства г.Ханоя;
- анализ и обобщение методов определения вертикальных перемещений земной поверхности с помощью численных методов;
- использование МКЭ для прогноза напряжений и перемещений грунтового массива в плоской и пространственной постановках;
- анализ результатов расчета и прогноз напряжений в конструкциях обделки и вертикального перемещения поверхности земли.

Научная новизна работы:

Закономерности вертикальных перемещений поверхности земли при сооружении двух параллельных взаимовлияющих перегонных тоннелей с использованием ТПМК;

Закономерности изменения напряжений в обделке при сооружении двух взаимовлияющих перегонных тоннелей метрополитена с компенсационным давлением на забой.

Основные защищаемые положения:

- величина компенсационного давления на забой при строительстве двух перегонных тоннелей метрополитена ТПМК определяется на основе решения пространственной упруго-пластической задачи взаимодействия системы «обделка – комплекс с компенсационным давлением – грунтовый массив», проведением многовариантных численных экспериментов и выбором минимальных смещений лба забоя тоннеля;

- для оценки вертикальных перемещений поверхности земли при сооружении двух перегонных тоннелей метрополитена ТПМК разработан метод расчета, учитывающий взаимное влияние тоннелей, величину компенсационного давления на забой, прочностные и деформационные свойства грунтового массива;

- при сооружении двух перегонных тоннелей метрополитена изменяется напряженный грунтовый массив, в целике между выработками возникает дополнительная концентрация вертикальных напряжений, происходит перераспределение нагрузки на обделку, проходка второго тоннеля приводит к увеличению максимальных вертикальных перемещений поверхности земли от 1,6 до 1,7 раз.

Теоретическая и практическая значимость работы.

Разработан метод расчета компенсационного давления на забой при сооружении тоннелей метрополитена ТПМК г. Ханоя.

Разработан метод прогноза вертикальных перемещений поверхности земли при сооружении двух взаимовлияющих перегонных тоннелей ТПМК в сложных инженерно-геологических условиях.

Разработан метод расчета напряжений в обделках двух тоннелей с учетом их контактного взаимодействия с грунтовым массивом.

Достоверность и обоснованность научных положений, выводов и рекомендаций: Подтверждается использованием МКЭ в программном комплексе Simulia Abaqus; согласованностью результатов расчета с данными натурных наблюдений.

Апробация работы. Результаты работы апробированны на конференциях: Международная научно-практическая конференция «Современные технологии строительства подземных сооружений и горных предприятий», Ханойский Горно-геологический университет, г.Ханой, Вьетнам, июль 2016 г.; Международная научно-практическая конференция «Горное дело и строительство тоннелей», Ханойский Горно-геологический университет, г.Ханой, Вьетнам, октябрь 2017 г.; Международная научно-практическая конференция «Современные проблемы геомеханики при освоении месторождений полезных ископаемых и подземного пространства мегаполисов», Санкт-Петербург, Горный университет, ноябрь 2017г.

Публикации. По теме диссертации издано 6 работ: 3 – в изданиях, рекомендованных ВАК Минобрнауки России, 3 - в научных изданиях докладов на конференциях.

Личный вклад автора заключается. В постановке задач исследований, в анализе методов расчета нагрузок на обделку перегонных тоннелей метрополитена; в разработке конечно–элементных моделей; в проведении численных экспериментов и анализе полученных результатов; в разработке методики расчета давления на забой перегонного тоннеля; в разработке метода расчета вертикального перемещения поверхности земли при сооружении двух перегонных тоннелей; в разработке методики расчета напряженно-деформированного состояния обделок перегонных тоннелей метрополитена.

Объем и структура диссертации. Диссертационная работа изложена на (108) страницах машинописного текста, содержит 4 главы, введение и заключение, список использованной литературы из (120) наименований, (66) рисунков и (7) таблиц.

ОСНОВНОЕ СОДЕРЖАНИЕ РАБОТЫ

Во введении представлена общая характеристика работы, обусловлена её актуальность, сформулированы цель, идея, задачи, научная новизна, защищаемые положения, практическая значимость проводимого исследования и личный вклад автора.

В главе 1 диссертационной работы приведены инженерно-геологические особенности грунтового массива вдоль трасс перегонных тоннелей метрополитена линии №3 г. Ханоя. Выполнен анализ методов расчета методика расчета компенсационного давления на забой, вертикального перемещения поверхности земли и напряженно-деформированного состояния массива при строительстве тоннелей метрополитена. Сформулированы цели и задачи исследований.

В главе 2 разработаны методы прогноза вертикального перемещения грунтового массива и напряжений в обделке перегонных тоннелей при сооружении ТПМК с компенсационным давлением на забой. Выполнен прогноз вертикального перемещения поверхности земли при сооружении двух перегонных тоннелей проходческими комплексами.

В главе 3 разработана пространственная модель прогноза величины компенсационного давления на забой при сооружении тоннелей метрополитена ТПМК и прогноза вертикального перемещения поверхности земли при сооружении двух тоннелей метрополитена ТПМК.

В главе 4 Выполнен анализ результатов расчета вертикального перемещения поверхности земли в зависимости от компенсационного давления на забой при различных прочностных и деформационных свойств грунтового массива; приведена постановка задачи взаимодействия системы «обделка – массив». Представлены результаты моделирования напряжений в обделке.

ГЛАВА 1 СОСТОЯНИЕ ВОПРОСА И ЗАДАЧИ ИССЛЕДОВАНИЯ

1.1 Инженерно-геологические и гидрогеологические особенности подземного пространства г. Ханоя

В городе Ханое планируется строительство тоннелей метрополитена мелкого заложения, перегонные тоннели которого в условиях городской застройки могут приводить к недопустимым смещениям поверхности земли. Для снижения вертикального перемещения поверхности земли при сооружении тоннелей метрополитена могут быть использованы специализированные тоннелепроходческие механизированные комплексы (ТПМК) с компенсационным давлением на забой, что позволяет значительно снизить вертикального перемещения поверхности земли.

Ханой – столица Вьетнама, главный город вьетнамского государства, политический и административный центр страны. Ханой находится в центре дельты Красной реки, в центре равнины Бакбо – палеогеново-неогеновой депрессии, расположенной на севере Вьетнама, (рисунок 1.1).

Географические координаты Ханойской области:

С $20^{\circ}53'20''$ на $21^{\circ}23'20''$ северной широты;

С $105^{\circ}44'40''$ на $106^{\circ}02'30''$ восточной долготы.

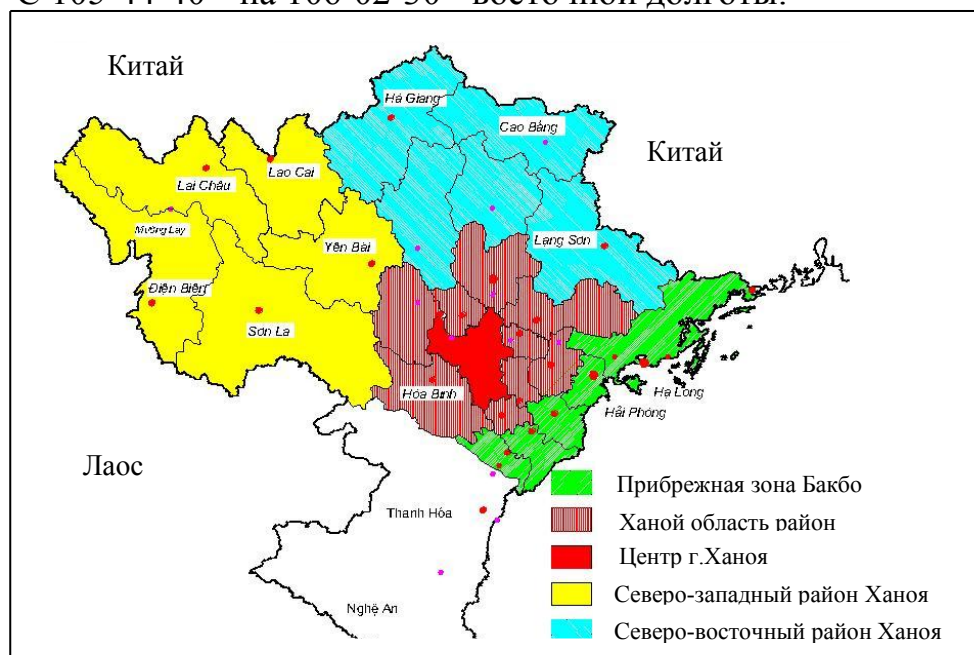
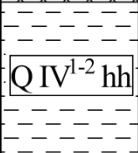
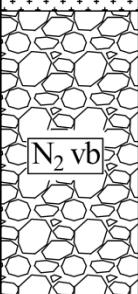


Рисунок. 1.1 – Географическая карта Ханойской области

1.1.1 Инженерно-геологических и гидрогеологических условий

Различают три типа природного рельефа земной поверхности на территории Ханойской области: холмистый и низкогорный, равнинно-холмистый и равнинный (аллювиальная равнина) [10, 11, 13, 37, 38].

Таблица 1.1 – Схематический инженерно-геологический разрез города Ханоя

Общая стратиграфическая шкала		Мощность (м)	Свита/возраст	Разрез	Состав пород	
Кайнозойская эра	Четвертичная система	верхний Голоцен (Q IV ³)	0 - 40	Тхайбинь (tb)	 Q IV ³ tb	Суглинки, глины и супеси
		средний нижний Голоцен (Q IV ¹⁻²)	5 - 25	Хайхынг (hh)	 Q IV ¹⁻² hh	Глины и суглинки и песками
		верхний Плейстоцен (aQ III ²)	8 - 60	Виньфук (vp)	 aQ III ² vp	Суглинки, глины и супеси с песками
		средний нижний Плейстоцен (aQ II-III ¹)	3 - 35	Ханой (hn)	 aQ II-III ¹ hn	Песок и супесь
		нижний Плейстоцен (aQ I)	3 - 25	Лэчи (lc)	 aQ I lc	Мелкозернистый песок и илистый песок
	Третичная система	Плиоцен-Миоцен (N)	-	Виньбао (vb)	 N ₂ vb	Гравийно-галечные

Холмистый и низкогорный рельеф характерен для северной части территории г.Ханоя (в районе Шокшон – Soc Son). Его площадь составляет 104 км². Рельеф местности изрезан долинами, абсолютные отметки поверхности варьируются от 270 до 374 м над уровнем моря. Наиболее высокая горная вершина – Анлом (462 м). Значения углов природных склонов в районе

низкогорного и холмистого рельефа изменяется от 10° до 30° в зависимости от типа пород.

В пределах территории Ханойской области коренные породы, занимающие около 1000 кв. км. ее площади, выходят на поверхность в северной части Ханоя. На остальной площади Ханойской области, в том числе Ханоя, распространены четвертичные отложения различного возраста.

Четвертичные образования в пределах рассматриваемой территории относятся к свитам Лэчи (aQIIc), Ханой (a,QII-III¹hn), Виньфук (aQIII²vp_{1,2,3}), Хайхынг (QIV¹⁻²hh_{1,2,3}) и Тхайбинь (QIV³tb_{1,2}). Общая мощность этих отложений на территории города может достигать 120 м, и до 213 м на территории Северной равнины Вьетнама [10, 11, 13, 37, 38]. Схематический инженерно-геологический разрез города Ханоя в таблице 1.1.

1.1.2 Схема планируемых городских линий метрополитена в г.Ханое

В г. Ханое будут построены и наземные и подземные линии метрополитенов. Предполагается запроектировать и построить 240 км наземных линий и 60 км подземных линий. В качестве примера приведём линию №2 (Нойбай – Тхыонгдйнь), длина которой составит 35,2 км, она соединит аэропорт Нойбай с центром города. Из аэропорта линия пройдёт через новый городской район Донгань и окружной административный комплекс в Тульеме, пересечет старый квартал Ханоя и пройдет по краям дороги №6 до Тхыонгдйнь, после чего соединится с линией №2. Городская железнодорожная линия Катлийнь-Хадонг будет состоять из 6 км подземных перегонных тоннелей метро, 7 подземных станций и наземных участков. Генеральный план транспортной системы г. Ханоя представлен на рисунке 1.2 [13].

Линия № 3 метрополитена г. Ханоя начинается от станции "Ньон", расположенной под западной частью города, проходит через «Ким Ма» и «Кат Линь», далее поворачивает на юго-восток. Линия имеет протяженность 12,5 км. Участок от станции «Ньон» до станции «Ким Ма», протяженностью 8,5 км будет строиться открытым способом, а от станции «Ким Ма» до станции «Ханойский



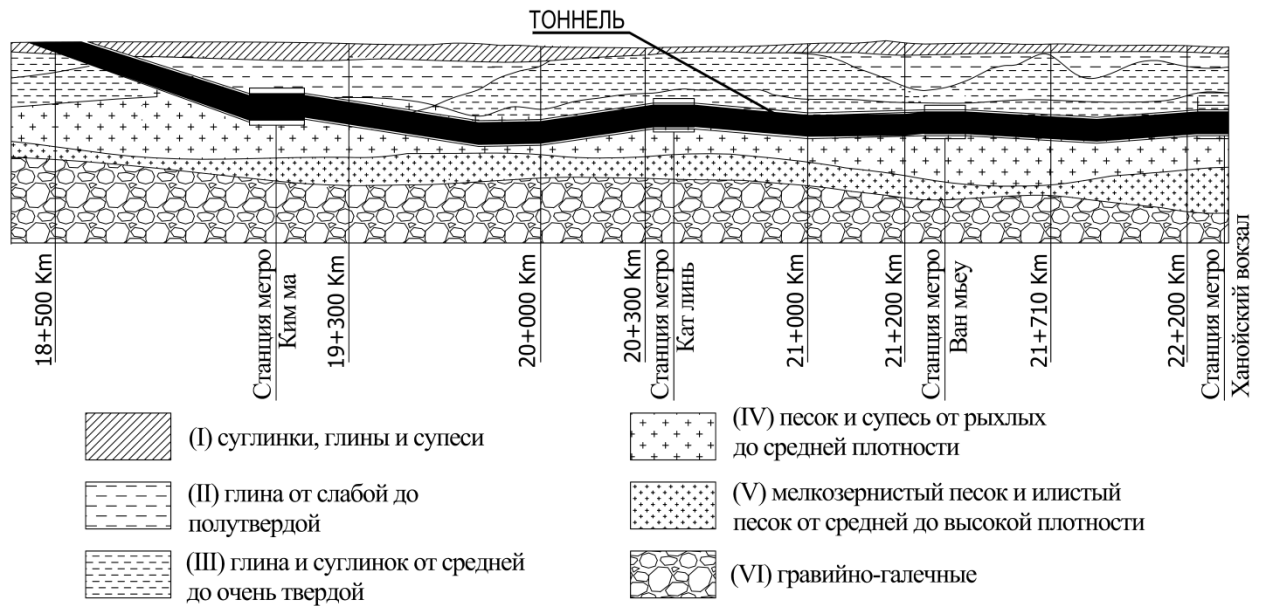


Рисунок 1.4 – Схематический инженерно-геологический разрез по трассе метрополитена

Таблица 1.2 – Основные показатели физико-механических свойств грунтов трассы тоннеля метрополитена, линия №3 г. Ханоя.

Слой	h (м)	γ (кН/м ³)	E_0 (МПа)	c (кПа)	ϕ (град)	ν
Насыпной	2	19,1	4,2	5,4	7	0,35
I	3	18,2	7,5	8,5	10	0,38
II	5	17,1	10,7	9,0	12	0,39
III	7	18,7	13,8	11,6	15	0,38
IV	20	19,4	16,5	-	17	0,35
V	15	19,7	21,3	-	21	0,35
VI	-	21,0	80	-	35	0,32

В таблице 1.2 приведены следующие показатели: h – мощность слоя; γ – удельная масса грунтов; E_0 – модуль деформации; c – сцепление; ϕ – угол внутреннего трения; ν – коэффициент Пуассона.

1.2 Технология проходки тоннелей механизированным комплексом с пригрузом забоя

Сегодня города представляют собой закрытую инфраструктуру, включающую транспортную систему, коммуникации, жилые и промышленные здания. В крупных городах живут и работают миллионы людей, зачастую в стесненных условиях. Подземное пространство в городе давно используется в транспортных целях – для прокладки улиц, автомагистралей и железных дорог, а также городских коммуникаций. Сегодня подземное пространство используется под различного рода хранилища, для объектов, обеспечивающих безопасность в случае возникновения чрезвычайной ситуации, в качестве подземных торговых площадей и т.д. [3].

Развитие инфраструктуры и освоение тоннеля метрополитена в городах должно, в частности, отвечать требованиям устойчивого процесса. Основная цель, стоящая перед заказчиками, плановиками, проектировщиками и строителями – строить во имя будущего и настоящего так, чтобы оказать на жизнь города минимальное негативное воздействие, обеспечивая необходимое качество и безопасность, соблюдая проектный график работ и бюджет.

Сегодня строительство подземных сооружений предполагает обязательную защиту территории, через которую будет проложен тоннель, включая прилегающее подземное пространство, сооружения и окружающую среду от негативного воздействия строительства. Поэтому выбор подходящей строительной технологии, которая позволит обеспечить минимальное вмешательство в городскую жизнь, – основное условие создания позитивного имиджа индустрии тоннелестроения.

Для строительства перегонных тоннелей предполагается использовать современный способ ТПМК.

Технология проходки тоннелей с применением современных ТПМК определяется типом и конкретной моделью принятого ТПМК, назначаемого или планируемого к приобретению при проектировании тоннельного объекта. Для

проходки тоннелей в сложных инженерно-геологических условиях в настоящее время применяют щиты с активным компенсационным давлением на забой.

Существуют два вида машин, характеристики которых отвечают техническим требованиям, описанным в предыдущем разделе: щит с бентонитовым пригрузом (SS) или щит с гидропригрузом (HS), и щит с грунтопригрузом (EPB).

Выбор в пользу щита с бентонитовым пригрузом или щита с грунтопригрузом нельзя сделать «a priori», только на основании данных о гранулометрическом составе различных литологических разностей, присутствии или отсутствии грунтовых вод, уровне грунтовых вод (если имеются) по отношению к глубине заложения тоннеля и т.д.

Щит с гидропригрузом представляет собой комплекс, который способен обеспечить давление в зоне лба забоя нагнетанием бентонитового раствора под давлением в призабойную камеру. Бентонитовый раствор представляет собой водно-бентонитовую суспензию, в которую при необходимости добавляют какие-либо агенты. Призабойная «герметичная камера» – это пространство между зоной лба забоя и стальной перемычкой, отделяющей герметичную камеру от остальной части ТПМК, куда собирается разработанный грунт и перемешивается с бентонитовым раствором. Система насосов обеспечивает подачу по трубопроводу свежего бентонита и выдачу шлама из герметичной камеры.

В случае применения щита с гидропригрузом при помощи дополнительной перемычки, установленной после основной, создается дополнительная камера, которая разделяется на два функциональных отсека. Сжатый воздух воздушной подушки толкает бентонитовый раствор вперед, в герметичную (призабойную) камеру, тем самым, поддерживая давление раствора. Давление воздушной подушки обеспечивается автоматической системой регуляции. Воздушная подушка работает также как амортизатор, компенсирующий неизбежные колебания давления в герметичной камере.

Щит с грунтопригрузом. Работа щита с грунтопригрузом (EPBS) основана на принципе использования осевого давления и продвижения ТПМК с поддержанием давления на лоб забоя. Давление в зоне лба забоя создается при помощи извлеченного грунта, собранного и спрессованного в призабойной герметичной камере.

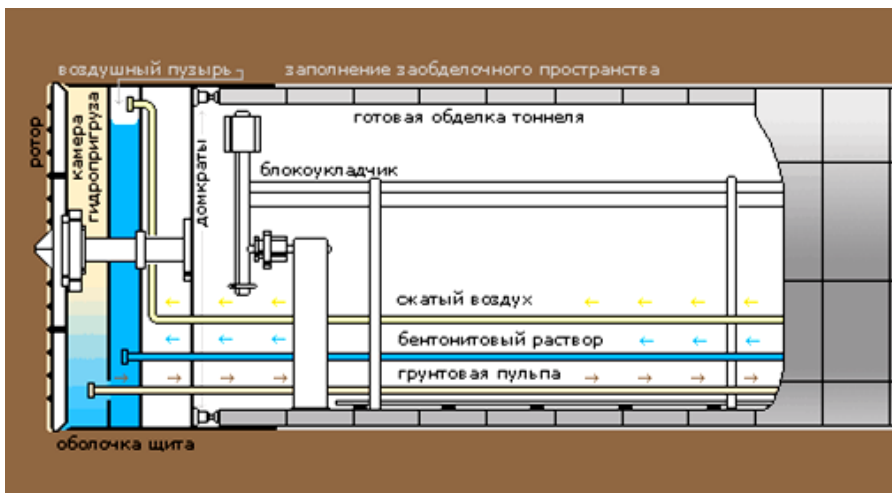


Рисунок 1.5 – Принцип работы щита с грунтопригрузом

Через отверстия в режущей поверхности рабочего органа ТПМК, которая оборудована дискообразными или пикообразными резцами, можно собирать и накапливать разработанный грунт в герметичной камере (похожей на камеру щита с бентонитовым пригрузом: отсек между режущей поверхностью и перемычкой). Разработанный грунт удаляется из герметичной камеры по шнековому конвейеру. Грунт изымается в количестве, пропорциональном скорости вращения шнека, которая соответствует скорости резания грунта рабочим органом ТПМК. Динамическое равновесие основано на равенстве объемов разрабатываемого грунта и объема грунта внутри герметичной камеры. Корректировка этого равновесия производится путем изменения скорости вращения шнека.

Давление на забой контролируется изменением величины скорости вращения шнека в зависимости от скорости, с которой рабочий орган ТПМК внедряется в грунт.

Помимо выполнения основных функций по выемке разработанного грунта и контроля давления в забое, шнековый конвейер (рисунок 1.6) позволяет также распределять давление в призабойной герметичной камере от максимального уровня в нижней части камеры до уровня атмосферного давления. Это становится возможным путем образования, так называемой «пробки» из грунта вдоль самого шнека у затвора разгрузочного люка.

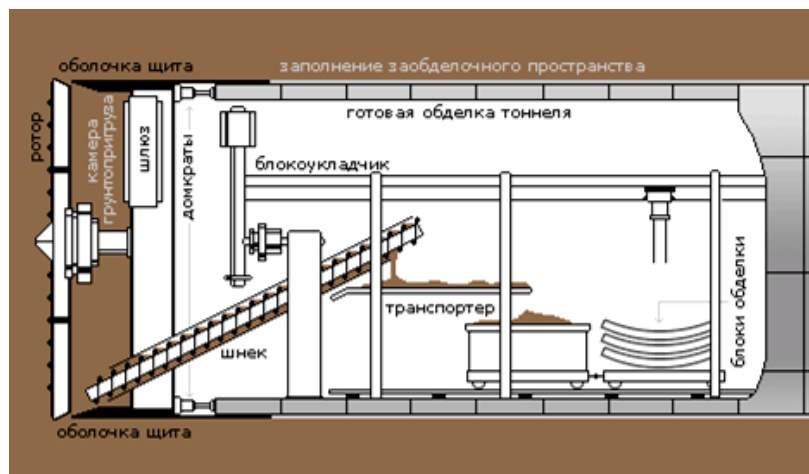


Рисунок 1.6 – Принцип функционирования щита с грунтопригрузом

Воздействуя на блоки обделки, установленные в определенном положении внутри хвостовой части щита, гидроцилиндры щита оказывают давление на щит и перемычку, которое передается на грунт. Это давление должно быть сопоставимо с силами, обеспечивающими продвижение ТПМК, чтобы обеспечивать необходимое давление на лоб забоя.

Выбор между щитом с гидропригрузом и грунтопригрузом. На выбор между комплексами, оборудованными щитами с гидропригрузом и грунтопригрузом для сооружения тоннелей в городских условиях влияют многие факторы, включая экономические и экологические. Однако с точки зрения обеспечения устойчивости забоя и контроля оседания земной поверхности обе технологии имеют одинаковые возможности.

До 2005 г. механические ограничения величины крутящего момента режущей поверхности рабочего органа, диаметр которого является функцией третьей степени от диаметра выработки, представляли наибольшую проблему при использовании щита с грунтопригрузом. Сначала казалось невозможным

выполнить щит диаметром в 12 м. Сегодня известно, что щит с грунтопригрузом диаметром в 15-20 м, произведенный компанией Herrenknecht, прошел тоннель длиной 3,6 км под Мадридом (так называемый Проект М-30) всего за 8 месяцев. Второй комплекс (диаметр 15,10 м) был изготовлен компанией Митсубиси и он также закончил проходку второго тоннеля того же проекта, практически повторив рекорд щита Herrenknecht.

Сегодня необходимо учитывать проблему ограничений, связанных с давлением на лоб забоя. Комплексы, оборудованные щитами с грунтопригрузом, применялись во время прокладки тоннеля под Ла-Маншем и для прокладки тоннеля в рамках проекта Store- Belt ниже водных горизонтов, когда давление достигало 8 бар. Щиты с бентонитовым пригрузом использовались для прокладки тоннеля под Эльбой, тоннеля Westerschelde, для прокладки участка линии метрополитена в Санкт-Петербурге, где давление доходило до 6 бар. Но если эти верхние пределы давления не имеют большого значения при работе в городских условиях, то глубину заложения тоннеля более 70 м, как в Санкт-Петербурге, можно считать уникальной.

В экстренных ситуациях, например, в случае обрушения лба забоя поведение двух комплексов с различным типом пригруза будет совершенно различным. В случае работы щита с бентонитовым пригрузом обрушившийся грунт попадает в герметичную камеру, замещая бентонитовую суспензию и образуя куполообразный вывал. Нет другой возможности исправить ситуацию, кроме как закачать с поверхности в образовавшуюся полость, заполненную бентонитовой суспензией, уплотнительный материал, в надежде своевременно найти подвижный «бентонитовый пузырь». В случае применения щита с грунтопригрузом обрушившийся грунт не сможет попасть в герметичную камеру, которая уже полностью заполнена жестким материалом. Если процесс контролируется, оператор сможет без труда перекрыть выдачу грунта шнеком и потом попросить лицо, отвечающее за безопасность в тоннеле, применить адекватные контрмеры.

Таблица 1.3 – Нестабильность технологического процесса в случае применения ТВМ с грунтопригрузом, не соответствующего условиям прохождения гранитной формации в Порто [57].

Показатели	Описание геологической ситуации	Причины	Иницирующие факторы
Крупномасштабные обрушения	- Трещиноватые породы - Гранит крайней степени выветренности - Осадочные породы	- Значительное расслоение клиновидных блоков - Неустойчивость лба забоя - Неустойчивость контура выработки	- Несоответствие принятого давления на забой во время продвижения комплекса - Перебор грунта - Медленное реагирование на неожиданные изменения геологических условий в забое
Местные обрушения грунта	- Породы трещиноватые и сильно-трещиноватые - Неоднородность пород в зоне лба забоя - Гранит крайней степени выветренности - Осадочные породы - Выщелоченный гранит	- Значительное расслоение клиновидных блоков - Неустойчивость выветрелого гранита вдоль участков с неоднородным грунтом - Неустойчивость прослоек из менее прочного и/или выщелоченного гранита	- Неправильно подобраны условия транспортировки разработанного грунта - Неполное заполнение призабойной камеры разработанным и кондиционированным грунтом - Недостаточное давление сжатого воздуха во время операций вручную - Трудности в прогнозе зон распространения крайне рыхлого грунта, применяя традиционные методы исследования
Полости в массиве	- Сильно-трещиноватые породы - Трещины, заполненные осадочными породами и/или выщелоченным гранитом - Гранит крайней степени выветренности с пустотами и/или выщелоченный гранит	- Разжижение метастабильных, рыхлых, выщелоченных гранитов или осадочных пород вдоль участков с неоднородным грунтом или фильтрация воды по трещинам	- Внутренняя эрозия - Гидравлические или механические удары - Трудности с определением колебания давления в рабочей камере - Избыточный гидравлический градиент между призабойной камерой и окружающими породами
Постепенное обрушение	- Постоянное развитие трещин в пространстве выше тоннеля, приводящие к неожиданному, резкому проседанию грунта после проходки тоннеля ТВМ		- Изначальное наличие пустот в грунтовом массиве - Перебор грунта - Неполное заполнение заобделочного пространства тампонажным раствором

К ним, например, относится укрепление грунта вокруг всей опасной зоны, что, в случае успешного их выполнения, поможет предотвратить серьезные проблемы на поверхности.

Естественно, что выбор щита остается за подрядчиком, если только сам заказчик не потребует применения какого-то определенного комплекса. Подрядчику следует принять в расчет все необходимые аспекты проекта, учесть свой опыт, возможность поставить установку для сепарации, необходимо оснастить щит роторным рабочим органом такой прочности, которая позволит проходить в том числе и скальные породы, обеспечить максимальное давление на забой, учесть водопроницаемость грунта и процентный состав мелкозернистых частиц, равно как и все остальные элементы проекта.

После того, как выбор уже сделан, необходимо, чтобы опытная бригада операторов ТВМ и специалисты службы контроля параметров наладили такой режим работы комплекса, который обеспечит надлежащее управление процессом проходки:

1.3 Инженерная методика расчета давления пригруза забоя

Величина компенсационного давления на забой тоннеля позволяет обеспечить устойчивость в зоне забоя и снизить вертикальное перемещение земной поверхности.

Для геотехнического обеспечения при строительстве тоннелей метрополитенов по оси необходимо прогнозировать компенсационное давление на забой.

Метод Devis и др. [36]: метод позволяет провести анализ устойчивости связного грунта в тоннеле радиусом R , при условии, что жёсткая крепь установлена на расстоянии P от лба забоя. Ниже представлены схемы, соответствующие верхним и нижним пределам значений P : $P = \infty$ (рисунок 1.7) и $P = 0$. Последний пример заслуживает особенного внимания, так как он подразумевает использование щитовой ТВМ. Для расчета коэффициента устойчивости выработки в зависимости от вида напряженного состояния (цилиндрического или сферического) предложены две формулы:

$$\begin{aligned} N &= 2 + 2 \ln(C / R + 1) \text{ [цилиндрическое]} \\ N &= 4 + \ln(C / R + 1) \text{ [сферическое]} \end{aligned} \quad (1.1)$$

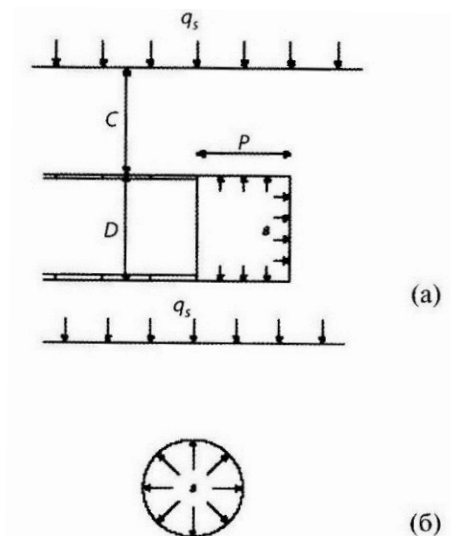


Рисунок 1.7 – Схема распределения компенсационного давления на забой [36]

Метод Мураяма [64]: Вес грунта массива (q_B), воздействующего на призму (abd), рассчитывается согласно теории Терцаги (1943 г.), при этом забой разрушается по логарифмической спирали (рисунок 1.8).

Для устойчивости зоны забоя необходимо равновесие сил, возникающих от моментов, веса грунта ($q_B + W$), от сил сопротивления обрушению (сил, действующих на забой (P) и силы сопротивления сдвигу вдоль всей поверхности обрушения забоя).

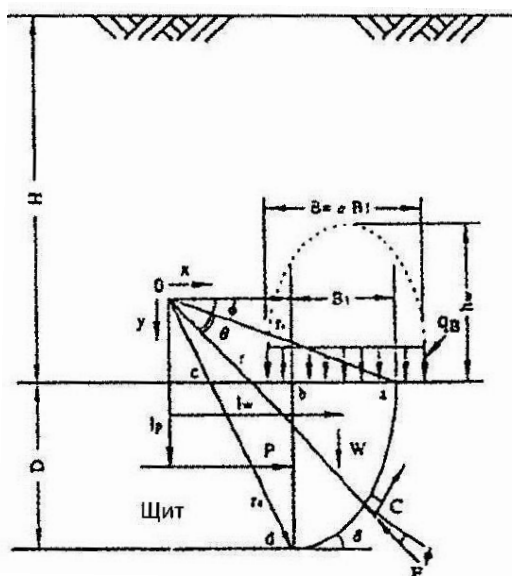


Рисунок 1.8 – Схема к расчету устойчивости забоя [64]

Согласно данному методу возможен итеративный поиск ширины приложения нагрузки (B), определяющей наиболее неблагоприятные условия нагрузки, и, следовательно, максимальное давление P , гарантирующее устойчивость забоя.

Основная формула такова:

$$P = \left[w \cdot l_w + q_B \cdot B_l \cdot (l_B + B_l / 2) - c(r_d^2 - r_a^2 / (2 \tan \varphi)) \right] / (2R \cdot l_p). \quad (1.2)$$

Метод Broms и Bennemark [31]: метод обеспечивает возможность установить зависимости для оценки устойчивости незакрепленного откоса в связанном, недренированном грунтовом массиве. Коэффициент устойчивости N определен как:

$$N = \frac{q_s - \sigma_T}{C_u} + (C + R) \cdot \gamma / C_u, \quad (1.3)$$

где γ = плотность грунта, c_u = сцепление недренированного грунта.

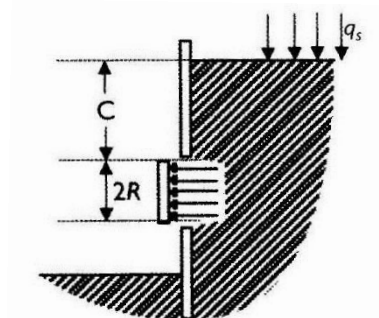


Рисунок 1.9 – Модель устойчивости забоя [31]

Опытным путем было установлено, что грунт становится “неустойчивым”, если $N \geq 6$.

Следовательно, минимальное компенсационное давление на забой (P) должно быть равно:

$$P = \gamma \cdot (C + R) + q_s - N \cdot C_u. \quad (1.4)$$

Для минимизации деформации забоя и обеспечения его устойчивости при проходке тоннеля щитом с закрытой головной частью опорное давление на забой величиной $P = P_K^0$ считается оптимальным [36, 97]. P_K^0 – давление грунта в покое.

Как указывалось в предыдущем разделе, данного условия можно добиться, обеспечив контроль по крайней мере двух основных параметров: опорного давления на забой и скорости извлечения разработанного грунта. Однако, следует учесть, что определить заранее коэффициент бокового давления грунта в покое не всегда возможно.

С теоретической точки зрения ясно, что понижение величины P по отношению к P_K^0 приведет к повышению уровня приемлемого риска проседания поверхности грунта; это возможно только при допущении пластической деформации (т.е. $P \leq P_{KA}$, где P_{KA} – активного давления в грунте). Как указывалось выше, такое происходит при переборе грунта, а в условиях значительного и длительного перебора риск проседания грунта возрастает.

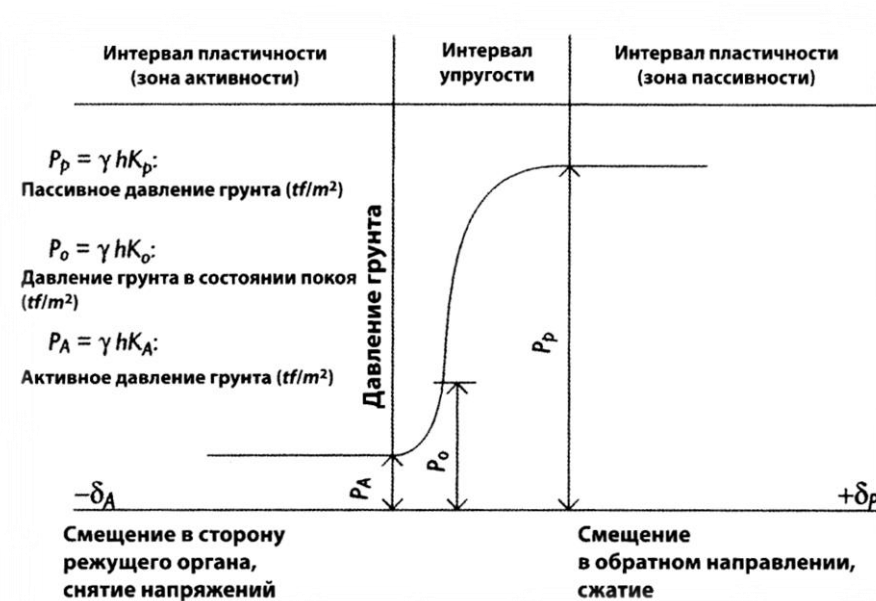


Рисунок 1.10 – Соотношение между давлением в грунте и смещением грунта [97].
 γ – объемная масса грунта; h – глубина заложения; K_p – коэффициент пассивного давления в грунте; K_0 – коэффициент бокового давления в покое; K_A – коэффициент активного давления в грунте.

Более того, в научной литературе [97] утверждается, что адекватный контроль за стабильностью проходки возможен, когда величина давления на забой находится в пределах между активным давлением грунта и давлением в

покое. Как уже говорилось, давление грунта становится активным или пассивным в зависимости от того, подвергается ли грунт пластической деформации в сторону режущего органа или в обратном направлении (т.е. когда ТБМ давит на грунт) (рисунок 1.10).

Группа японских исследователей проблем тоннелестроения в Японии в составе проекта [36, 97], указывают на то, что в большинстве случаев допускается принимать активное давление грунта в качестве низкого допустимого уровня давления на забой, если оно не превышает минимально допустимой величины. При этом в настоящее время четких решений определения проектной величины давления на забой не существует.

Придерживаясь примерно такой же логики, специалисты [30]. Голландского Центра «Dutch Centre Underground Bowen (COB)» считают, что эта величина должна быть чуть выше, чем активное давление грунта:

$$P = K_A \cdot P_{вер} + P_w + 20 \text{ кПа}, \quad (1.5)$$

где $P_{вер}$ – фактическое вертикальное давление; P_w гидростатическое давление.

С учетом риска «выпучивания земной поверхности» часто предлагается, чтобы верхний предел давления, измеряемый на своде тоннеля, был бы меньше общего вертикального давления, т.е. $P_{(max)} < P_{вер}$.

Однако, далее мы поясним, почему необходимо учитывать и другие ограничения предельного допустимого давления на забой.

Информация из европейской практики, указывает на то, что чаще всего для тоннелей, пройденных в городских условиях, (по крайней мере, неглубоко заложения) гидростатическое давление P_w является достоверной величиной при определении минимального значению P , а также дополнительным слагаемым при определении бокового давления грунта [28, 66, 97]. Ниже мы представляем краткий обзор расчетов величины P с применением метода предельного равновесия (LEM). Эти методы применяются для расчетов P в тоннелях,

проводимых при помощи щитов с грунтопригрузом или с бентонитовым пригрузом.

Выбор проектных величин давления на забой осуществляется так, чтобы обеспечить оптимальный компромисс между безопасностью выполнения работ и производительностью тоннелепроходческого комплекса.

Например, серьезные функциональные проблемы с продвижением ТБМ могут быть вызваны высокими величинами фактического давления на забой в основном по следующим причинам:

- бесконтрольное распределение давления на забой;
- избыточный крутящий момент на рабочем органе;
- значительный износ резцов;
- закупорка шлама на входе в шнековый конвейер.

Если шлам в призабойной камере смешивают с вязкой жидкостью, вышеописанных проблем с работой ТБМ не возникает; именно поэтому [61] указывает на необходимость поддержания достаточного количества воды в герметичной камере. Это возможно, если установить высокий пьезометрический напор на выходе из шнекового конвейера или понизить коэффициент фильтрации шлама.

Правильное кондиционирование разрабатываемого материала при помощи таких реагентов, как пенообразователи и/или полимеры, представляет собой наиболее оптимальный способ снижения числа функциональных проблем при одновременном улучшении правильной передачи давления в шнеке. Согласно [97], если работа щита с грунтопригрузом не поддерживается кондиционированием грунта, контроль над поддержанием необходимого давления не гарантирует устойчивости лба забоя. Этот вывод основан на том, что фактическое давление на забой весьма неопределенно и не поддается активному управлению.

Фактически, как указывает [97] и как показано на рисунке 1.11, распределение градиента давления, как в герметичной камере, так и в шнековом

конвейере, может значительно отличаться от давления на забой и давления, действующего на перемычку.

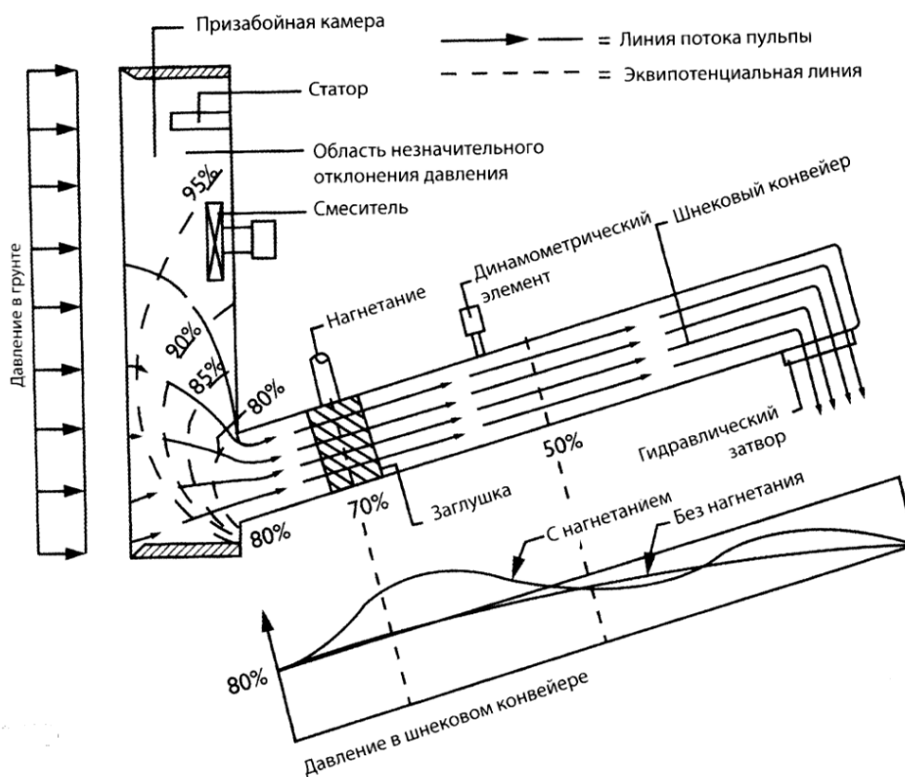


Рисунок 1.11 – Отклонение давления в рабочей камере и в шнековом конвейере [97]

В отечественной практике ТПМК с компенсационным давлением на забой были применены на объектах, перечисленных в таблице 1.4.

Таблица 1.4 – Хронология строительства подземных сооружений ТПМК в России [3]

Наименование объекта строительства	Протяженность участка проходки, п.м	Годы строительства	Гидростатическое давление в грунтах, МПа	Вида щитовой машины	Диаметр сборной железобетонной обделки, $D_{нар}/D_{внутр}$
1	2	3	4	5	6
Московский метрополитен. Люблинская линия.	1600	1988-1992	0,2-0,35	Щит с гидропригрузом	6,0/5,3

Продолжение таблицы 1.4

Санкт-Петербург. Коллекторный тоннель	1200	1995- 2000	0,25-0,3	Щит с грунтопригрузом	3,7/ 3,2
Москва. Коллекторный перегонный тоннель	800	1999- 2000	0,12-0,13	Щит с пневмопригрузом	4,24/ 3,84
Казанский метрополитен. тоннель	1188	2000- 2001	0,15-0,20	Щит с грунтопригрузом	5,60/ 5,10
Московский метрополитен. Бутовская линия.	2x950	2000- 2002	0,2-0,3 с водопониж ением	Щит с грунтопригрузом	6,0/ 5,3
Автодорожный тоннель в Лефортово. Москва	2222	2001- 2003	0,15-0,3	Щит с гидропригрузом	13,75/ 12,35
Москва. Правый тоннель метрополитена	1250	2002- 2003	0,12-0,13	Щит с грунтопригрузом	5,65/ 5,15
Санкт-Петербургский метрополитен. Перегонные тоннели в зоне «Размыва»	2x550	2002- 2003	0,56	Щит с гидропригрузом	7,1/ 6,4
Санкт-Петербургский метрополитен. наклонный эскал. тоннель на ст. м. «Обводный тоннель»	120	2010	0,2-0,3	Щит с гидропригрузом	10,5/ 9,5
Санкт-Петербургский метрополитен. наклонный эскал. тоннель на ст. м. «Адмиралтейская»	120	2011	0,2-0,3	Щит с гидропригрузом	10,5/ 9,5

1.4 Нагнетание тампонажного раствора в заобделочное пространство

Обделка тоннелей, пройденных щитом с грунтопригрузом в городах, состоит из железобетонных блоков, которые устанавливаются в конце каждого цикла проходки в хвостовой части щита, т.е. в той зоне, где осевое давление

гидравлических цилиндров обеспечивает продвижение ТВМ. Заобделочное пространство (или строительный зазор) между установленным кольцом обделки тоннеля и породой образуется в силу следующих трех основных причин:

- конусообразное сужение щита от большего диаметра в головной его части к меньшему – в концевой, необходимое для облегчения продвижения щита;
- разницы между диаметрами выработки и сборной обделки, включая толщину оболочки щита и зазор, необходимый для установки системы герметизации в хвостовой части;
- перебор грунта при ведении комплекса на кривых участках трассы тоннеля.

Для предотвращения оседаний земной поверхности, гарантии правильной установки блоков обделки и обеспечения более равномерного давления грунта на обделку, заобделочное пространство следует заполнять тампонажным раствором. Процедура заполнения зазора цементным раствором, как правило, выполняется путем нагнетания цементного раствора по трубам под давлением через сопла, встроенные в хвостовую часть щита. Система уплотнителей предотвращает проникновение цементного раствора в зазор между блоками и оболочкой щита.

Кроме того, цементный раствор следует нагнетать непосредственно через блоки (вторая фаза нагнетания). Цементный раствор представляет собой смесь из цемента, мелкозернистого песка, воды и химических добавок (пластификаторов, замедлителей схватывания и т.д.). Для того, чтобы характеристики конечной суспензии соответствовали проектным требованиям, все компоненты смеси должны строго дозироваться.

В мировой практике щитовой проходки тоннелей ведутся активные споры о том, как заполнять пространство между выработанным контуром и наружной поверхностью самого щита. В случае применения щита с грунтопригрузом это пространство заполняется только пеной, воздухом и водой, без обеспечения эффекта «крепления». В ходе выполнения некоторых проектов применялась специальная система, позволявшая заполнять заобделочное пространство

бентонитовой суспензией, которая нагнеталась под давлением, величина которого зависела от давления на забой, однако, полезность этого метода еще предстоит доказать. Без сомнения, необходимо заниматься дальнейшим совершенствованием этого метода и проводить испытания, уделяя особое внимание поиску методов укрепления грунта вокруг щита. Без применения эффективных контрмер проседание грунта может произойти в головной части комплекса.

Разница между минимальным диаметром цилиндрической полости, образованной в грунте современным механизированным щитом, и внешним диаметром железобетонной монолитной обделки или так называемое заобделочное пространство обычно варьирует в пределах от 150 мм до 370 мм в зависимости от размера проходческого щита и минимального допустимого радиуса кривой на трассе.

Правильное заполнение заобделочного пространства определяет успех проходки тоннеля. Эта операция обеспечивает:

- снижение перемещения грунта выше уровня тоннеля. Если заобделочное пространство заполнено тампонажным раствором неправильно, то в образовавшейся пустоте начинаются подвижки грунта, что приведет к его перемещению на поверхности земли. Как правило, объем заобделочного пространства составляет от 3% до 16% от внутреннего объема тоннеля. Если заполнение заобделочного пространства проведено неправильно и происходит деформация пластов, то это может привести к значительному перемещению грунта земной поверхности;

- равномерный контакт между обделкой и грунтом. Грунт оказывает на обделку равностороннее давление и противодействует деформации кольца; постоянная подача тампонажного раствора в заобделочное пространство предотвращает неравномерную нагрузку;

- удержание кольца на месте, когда происходит передвижение ТБМ. Если обделку со всех сторон окружает жидкий тампонажный раствор, по закону

Архимеда она может «всплыть». Это, в свою очередь, приводит к перемещению кольцевого стыка, потери соосности и повреждению всей обделки;

- восприятие нагрузки, которая передается обделкой при воздействии на нее гидроцилиндров ТБМ;

- снижение проникновения мелкозернистых частиц прилегающего грунта в случае плохой работы поврежденного уплотнителя или перемещения обделки.

В целом, эффективное заполнение заобделочного пространства тампонажным раствором позволяет минимизировать перемещение грунта земной поверхности, удерживая на месте установленные кольца обделки во время передвижения щита и обеспечивая долговременную устойчивость подземной конструкции.

Классификацию систем заполнения заобделочного пространства строят, исходя из свойств нагнетаемого раствора.

1.5 Методы определения оседаний земной поверхности

Строительство тоннелей метрополитенов, независимо от применяемой технологии их проведения, вызывает оседания земной поверхности.

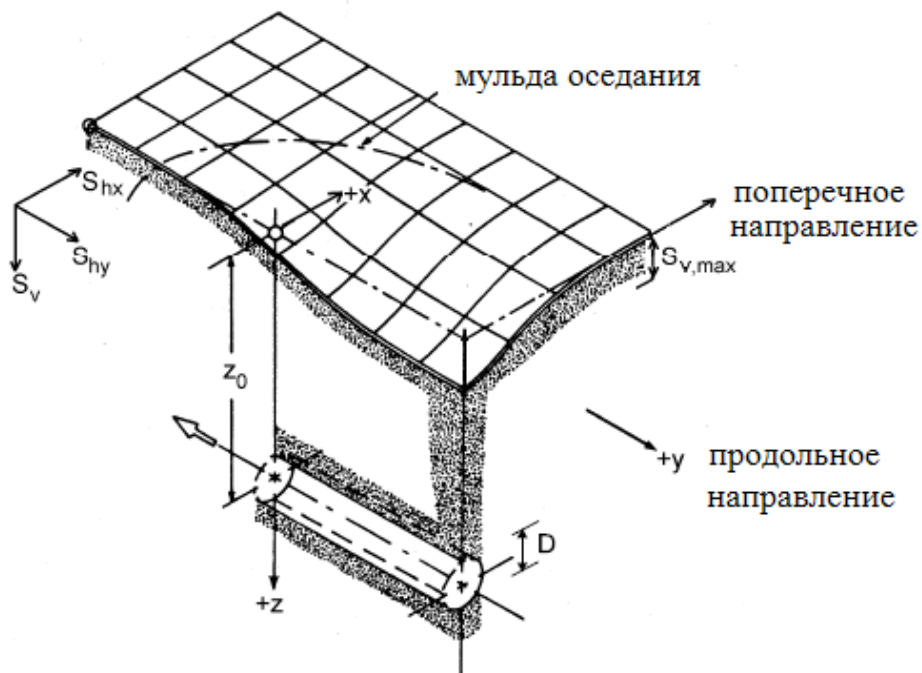


Рисунок 1.12 – Форма мульды перемещения земной поверхности, вызванная строительством метрополитена [26]

Мульда вертикального перемещения земной поверхности (рисунок 1.12), образующаяся в результате строительства тоннеля, может быть описана зависимостью:

$$S = \frac{V_s}{\sqrt{2\pi i_x}} e^{\frac{-x^2}{2i_x^2}} \left[G\left(\frac{y-y_i}{i_x}\right) - G\left(\frac{y-y_f}{i_x}\right) \right], \quad (1.6)$$

где S – величина вертикального перемещения земной поверхности в точке (x, y) ; x – расстояние от рассматриваемой точки до продольной оси тоннеля; y – координата точки по продольной оси тоннеля; V_s – полезный объем мульды перемещения земной поверхности; y_i – начальная позиция тоннеля; y_f – расположение лба забоя; i_x – ширина мульды перемещения, $i_x = kZ$; k – безразмерная константа, характеризующая параметры породы; Z – расстояние от поверхности земли до продольной оси тоннеля; G – функция распределения,

$$G = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^{\alpha} e^{-\frac{a^2}{2}} d\alpha; \alpha = \frac{y-y_i}{i}. \quad (1.7)$$

Рассматривая характер мульды перемещения земной поверхности (рисунок 1.13), можно выделить два основных направления развития перемещения – поперечное и продольное.

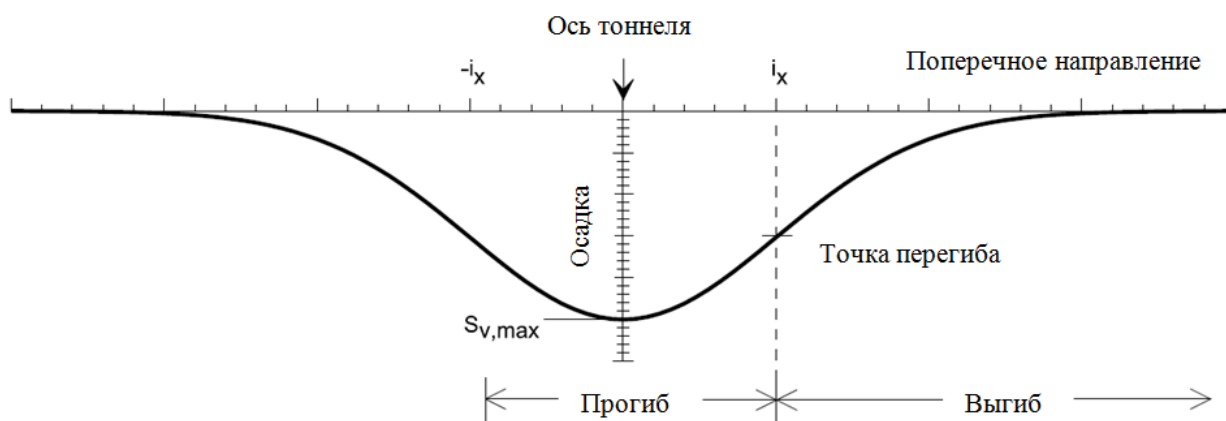


Рисунок 1.13 – Перемещение земной поверхности в поперечном направлении, вызванная строительством метрополитена [32]

Перемещение земной поверхности в поперечном направлении. Реск R.B. [3, 8, 26] показал, что мульдy перемещения земной поверхности в поперечном направлении можно описать функцией Гаусса, и такое описание получило широкое распространение при анализе вертикальных перемещений в поперечном направлении:

$$S_v(x) = S_{v,\max} e^{-\frac{x^2}{2i_x^2}}, \quad (1.8)$$

где $S_{v,\max}$ – величина вертикального перемещения земной поверхности над продольной осью тоннеля; x – расстояние от центра тоннеля до рассматриваемой точки.

Площадь, заключенная между начальным положением земной поверхности и кривой, описывающей характер ее оседания, после проведения проходческих работ равна:

$$V_s = \int_{-\infty}^{+\infty} S_v dx = \sqrt{2\pi} i_x S_{v,\max}, \quad (1.9)$$

где V_s – объем мульдy перемещения земной поверхности на 1 м длины.

Для условий, когда вертикальные перемещения на земной поверхности от проведения проходческих работ реализовались полностью, уравнение (1.6) можно переписать в следующем виде:

$$S_v = S_{v,\max} e^{\left(-\frac{x^2}{2i_x^2}\right)} = \frac{V_l}{i_x^2 \sqrt{2\pi}} e^{\left(-\frac{x^2}{2i_x^2}\right)}. \quad (1.10)$$

Метод для прогноза перемещения грунтового массива поперечном направлении, вызванного строительством тоннеля, был предложен в 1982 г [93]. Вектор перемещения направлен от точки рассмотрения к центру тоннеля:

$$S_h(x) = \frac{x}{Z} S_v(x), \quad (1.11)$$

где $S_h(x)$ – величина горизонтальных перемещений; $S_v(x)$ – величина вертикальных перемещений.

Величину горизонтальных деформаций найдем, продифференцировав $S_h(x)$ по x :

$$\varepsilon_h = \frac{dS_h(x)}{dx} = \frac{S_v(x)}{Z} \left(1 - \frac{x^2}{i_x^2} \right) e^{\left(-\frac{x^2}{2i_x^2} \right)}. \quad (1.12)$$

Отрицательное значение деформаций в уравнении говорит о том, что реализуются деформации сжатия, в то время как положительное значение деформаций означает, что реализуются деформации растяжения.

Максимальные горизонтальные перемещения (рисунок 1.13) соответствуют точке перегиба мульды перемещения земной поверхности. Максимальные деформации сжатия соответствуют точке с координатами $x = 0$, деформации растяжения $x = \sqrt{3i_x}$.

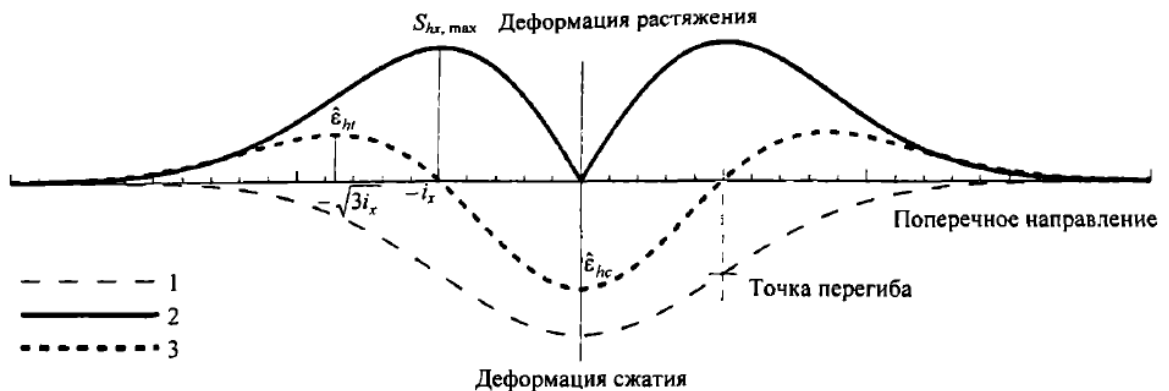


Рисунок 1.14 – Характер распределения перемещения поверхности земли в поперечном направлении по оси тоннеля: 1 – осадка поверхности; 2 – горизонтальные деформации; 3 – горизонтальные смещения [26]

Перемещение земной поверхности в продольном направлении. Продольный профиль перемещение земной поверхности, вызванной строительством тоннеля, можно получить, рассматривая тоннель как набор точечных источников в продольном направлении, каждый из которых вызывает перемещение земной поверхности, наложив их друг на друга, можно найти общий профиль мульды перемещения в продольном направлении.

Характер распределения перемещения земной поверхности в продольном направлении по оси тоннеля (рисунок 1.15) можно получить, при $x = 0$ в уравнении (1.8),

$$S_v(y) = \frac{V_s(y)}{\sqrt{2\pi i_x}} \left[G\left(\frac{y - y_i}{i_y}\right) - G\left(\frac{y - y_f}{i_y}\right) \right]. \quad (1.13)$$

Согласно зависимости (1.13), рост перемещения наблюдается в положительном направлении y и достигает максимума $S_{v,\max}$ при $y = \infty$, в то время как при $y = -\infty$ величина вертикальных перемещения $S_{v,\max} = 0$. Величина перемещения при $y = 0$ равна $S_{v,\max} / 2$. В плотных глинах 30-50% вертикальных перемещений земной поверхности от $S_{v,\max}$ происходит впереди лба забоя тоннеля и среднее значение составляет 40 % [8, 22, 65].

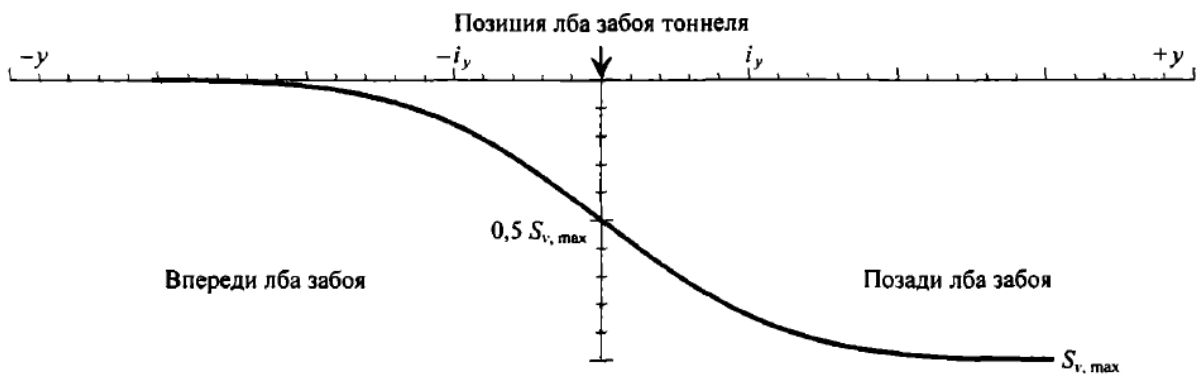


Рисунок 1.15 – Характер распределения горизонтальных перемещений и горизонтальных деформаций, вызванных строительством метрополитена [26]

Ширина профиля перемещений земной поверхности в продольном направлении определяется i_y (ширина мульды оседания в продольном направлении). Часто для практических расчетов принимают $i_x = i_y$. Attewell [26] сравнил величины i_x и i_y для различных инженерно-геологических и технологических условий. Хотя результаты показали, что мульда перемещения в поперечном направлении несколько больше, чем в продольном, можно сделать вывод, что в общем случае взаимосвязь $i_x = i_y$ справедлива. В некоторых случаях, например при строительстве перегонного тоннеля в Лондоне, было получено

отношение $i_x / i_y = 3$. Однако, несмотря на такие различия, принято рассматривать размеры мульды перемещения равными в продольном и поперечном направлениях.

Допустив, что результирующий вектор перемещений направлен в сторону центра тоннеля, Attewell и Woodman [26] показали, что горизонтальные перемещения грунтового массива в продольном направлении на поверхности земли можно определить по формуле:

$$S_h(y) = \frac{V_s(y)d^2}{8Z} e^{-\frac{y^2}{2i_y^2}}. \quad (1.14)$$

Продифференцировав $S_h(y)$ по y , получим горизонтальные деформации в продольном направлении над центральной продольной линией тоннеля:

$$\varepsilon_h(y) = -y \frac{V_s(y)d^2}{8i_y^2 Z} e^{-\frac{y^2}{2i_y^2}}, \quad (1.15)$$

где растягивающие деформации (со знаком плюс) реализуются впереди лба забоя тоннеля, а сжимающие - позади.

Метод определения перемещений земной поверхности с использованием «потери объема» является полуэмпирическим, основанным на теоретических изысканиях. Метод позволяет учесть основные параметры, которые влияют на величину перемещения земной поверхности, вызванной строительством тоннеля. Это физико-механические свойства массива, технология и последовательность ведения проходческих работ, параметры крепи и т.д. Необходимо отметить, что напрямую данные параметры не задаются, а вводятся через два комплексных коэффициента: k_l – коэффициент для определения точки перегиба; V_l – потери объема породы. Эти коэффициенты позволяют описать поверхность перемещения земной толщи и определяются на основе экспериментальных исследований.

Максимальное значение перемещения и расположение точки перегиба можно определить по следующим выражениям:

$$L_{\text{inf}} = k_l Z, \quad (1.16)$$

$$S_{\text{max}} = \frac{A_t V_l}{100} \frac{1}{\sqrt{2\pi L_{\text{inf}}}}, \quad (1.17)$$

где A_t – площадь сечения тоннеля.

Величину деформаций кровли можно определить по формуле:

$$u_a = \frac{2r_t - \sqrt{4r_t^2 - \frac{4r_t^2 V_l}{100}}}{2}, \quad (1.18)$$

где r_t – радиус тоннеля в черне.

Несколько зависимостей было предложено для оценки потерь объема V_l на основании критерия устойчивости обнажения [36]:

$$N = \frac{\sigma_v - \sigma_t}{S_u}, \quad (1.19)$$

где σ_v – вертикальные напряжения на уровне оси тоннеля (включая нагрузку на поверхности земли); σ_t – давление, вызванное отпором крепи; S_u – прочность породы на сдвиг, полученная по результатам недренированных испытаний.

Параметры грунта в зависимости от величины критерия устойчивости N [36]:

Состояние массива	N
Грунты (горные породы), находящиеся в непосредственной близости от тоннеля, устойчивы и работают в упругой зоне.	$< 2,0$
Образование местных зон пластических деформаций в непосредственной близости от контура тоннеля.	$2,0-2,4$
Образование значительных зон пластических деформаций в непосредственной близости от тоннеля.	$2,4-4,6$
Потеря устойчивости лба забоя.	$> 6,0$

В 1980 г. Davis [36] показал, что для тоннелей неглубокого заложения критерий устойчивости зависит от глубины. В 1981г. Mair [75] разработал методику, которая позволила учесть этот фактор,

$$LF = \frac{N}{N_{tc}}, \quad (1.20)$$

где N – критерий устойчивости обнажения для условий эксплуатации; N_{tc} – критерий устойчивости при обрушении породы в обнажении.

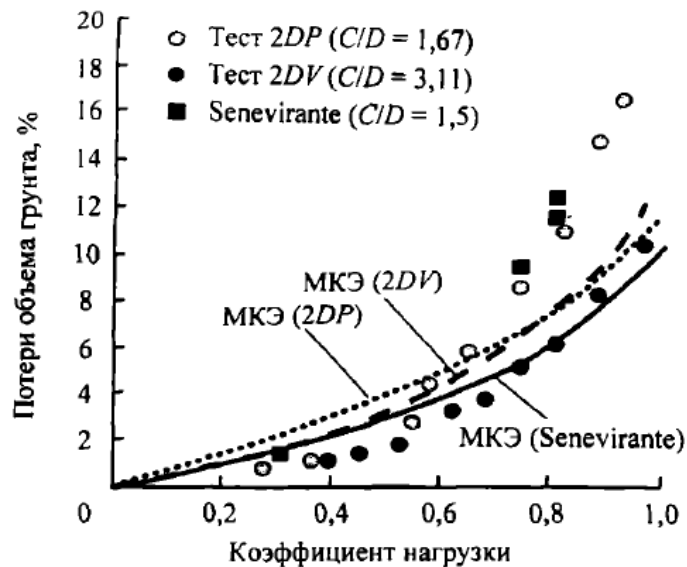


Рисунок 1.16 – Зависимость между величиной относительной устойчивости тоннеля и потерей объема V_l [3]

Результаты численного моделирования в плоскодеформационной постановке и лабораторных испытаний на центрифугах (рисунок 1.16) показали, что потери объема V_l меньше 3 % при $LF < 0,5$.

Величина перемещений контура тоннеля, вызывающих потерю объема грунта, является функцией от типа породы, технологии и скорости ведения проходческих работ, размеров тоннеля, типа и жесткости применяемых крепей. Потери объема грунта вызваны двумя факторами – потерями в радиальном направлении со стороны стен тоннеля и потерями со стороны лба забоя. Потери грунта приводят к вертикальным перемещениям земной поверхности, при этом чем больше величина V_l , тем более серьезные повреждения получают здания и сооружения, расположенные на поверхности. Полезный объем мульды

вертикального перемещения земной поверхности V_s в общем случае можно приближенно считать равным величине дополнительного объема грунта, извлеченного из подземного пространства V_{sl} .

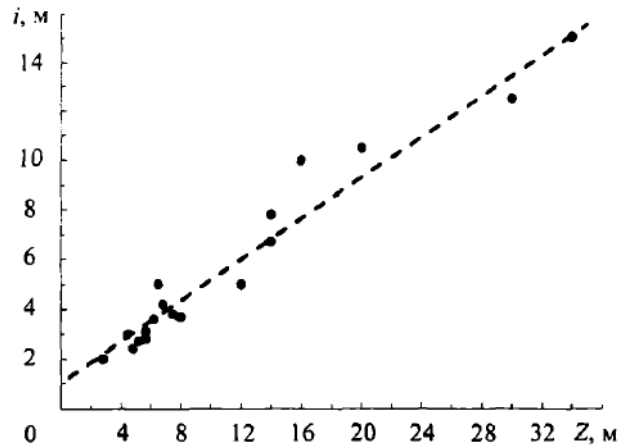


Рисунок 1.17 – Зависимость между расстоянием до точки перегиба i и расстоянием от поверхности земли до центра тоннеля Z

Таблица 1.5 – Результаты натурных наблюдений за оседанием земной поверхности, вызванные строительством тоннелей, по данным различных исследователей

Тоннель	Диаметр сечения, м	Глубина заложения, м	Вертикальное перемещение поверхности земли, мм	Вида щитовой машины; инженерно-геологические условия.
Железнодорожный тоннель в г. Барселона.	11,2	30	5	Щит с грунтопригрузом забоя; глина и песок.
Канализационный тоннель в Садден-Валли.	14,3	9,12	43,0	Щит с грунтопригрузом; водонасыщенные пески.
Метрополитен г. Мадрида (линия 1).	9,38	15,50	18,0	Щит с грунтопригрузом; пески и глина.
Метрополитен г. Мадрида (линия 2).	9,38	17,00	21,2	Щит с грунтопригрузом; пески и глина.
Автомобильный тоннель г. Валь-де-Марна.	3,35	7,75	5,3	Щит с гидropriгрузом; суглинки, гравий и песок
Метрополитен г. Шанхая (Линия II).	11,2	24,50	17,9	Щит с гидropriгрузом; суглинки.
Метрополитен г. Лиона, (Линия D).	6,27	16,40	13,5	Щит с гидropriгрузом; мелкие глинистые пески и глины.

Параметр i определяет ширину мульды оседания поверхности земли. В поперечном направлении i является расстоянием от центра тоннеля до точки перегиба поверхности оседания. O'Reilly & New (1982) [91] представили данные о строительстве тоннелей в глинах, на основании результатов которых построен график зависимости (рисунок 1.17) i от глубины заложения тоннеля Z , который можно описать функцией $i = 0,43Z + 1,1$ для связных пород; $i = 0,28Z - 0,1$ для несвязных пород.

Позже Rankin [96] представил результаты схожих исследований, которые подтвердили правильность подхода O'Reilly & New. Для глинистых пород им была получена зависимость $i = 0,5Z$. Mair [75] получили схожие результаты в лаборатории, проводя испытания на центрифуге.

1.6 Метод расчета нагрузок на обделку перегонных тоннелей метрополитенов

Для расчета нагрузок на обделку перегонных тоннелей используем схему взаимодействия системы «обделка – грунтовый массив», для которой условия равенства перемещений на границе обделки записываются как:

$$\begin{aligned} U - U_0 &= U(P); \\ V - V_0 &= V(P), \end{aligned} \quad (1.21)$$

где U и V – радиальные и тангенциальные перемещения контура незакрепленного тоннеля; U_0 и V_0 – радиальные и тангенциальные перемещения контура незакрепленного тоннеля до ввода обделки в работу; $U(P)$ и $V(P)$ – радиальные и тангенциальные перемещения внешнего контура обделки, вызванные внешней нагрузкой P .

Для определения U_0, V_0 необходимо найти решение пространственной задачи. На рисунке 1.18 приведены результаты расчета перемещений U_0 впереди забоя перегонного тоннеля в призабойной зоне на основе решения пространственной линейной задачи, полученного методом конечных элементов. Результаты расчетов показывают, что на забое тоннеля происходит 30 %

перемещений U_0 . В призабойной зоне тоннеля перемещения быстро убывают и на расстоянии 5-ти радиусов равны нулю.

Как показывают [20] натурные эксперименты и расчеты, для нахождения U_0, V_0 может быть использована аппроксимация:

$$\begin{aligned} U_0 &= U(1 - f(l)); \\ V_0 &= V(1 - f(l)), \end{aligned} \quad (1.22)$$

где l – расстояние от забоя, на котором обделка вступает в работу с массивом;

$f(l)$ – некоторая функция, обладающая свойствами $f(0) = 1$, $f(l) \rightarrow 0$ при $l \rightarrow \infty$.

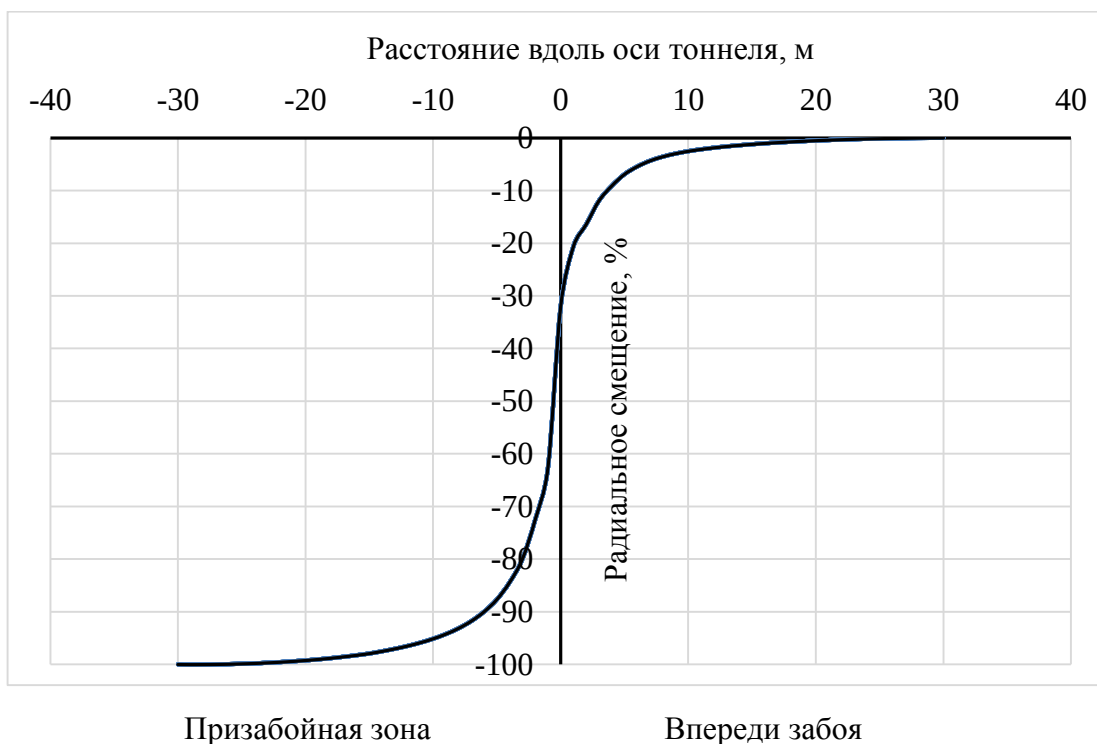


Рисунок 1.18 – Зависимость радиальных относительных перемещений контура тоннеля от расстояния до забоя в долях радиуса выработки

С учетом зависимостей (1.22) условия совместности перемещений (1.21) записываются как:

$$\begin{aligned} Uf(l) &= U(P); \\ Vf(l) &= V(P). \end{aligned} \quad (1.23)$$

Заметим, что соотношения (1.23) являются условиями на контакте двух тел. В работе [20] сформулирован принцип, согласно которому для расчета нагрузок на обделку перегонного тоннеля с учетом влияния забоя можно использовать

решения соответствующих контактных задач механики сплошных сред, в которых модуль деформации среды нужно умножить на функцию $f(l)$.

В работе Н.С. Булычева [2] функция $f(l)$ в соотношениях (1.22) обозначена

$$\alpha^* = f(l) = 1 - \frac{U_0}{U}. \quad (1.24)$$

Влияние забоя на формирование нагрузки на обделку предлагается учитывать путем умножения показателя α^* на γH , т.е. вместо γH в расчетах нужно использовать $\alpha^* \gamma H$. Заметим, что такой подход следует из условий совместности перемещений и является правомерным для линейно-деформируемых моделей. Для физически нелинейной модели грунтового массива радиальное перемещение тоннеля также нелинейно зависит от γH .

В результате взаимодействия обделки и массива на контакте «обделка – грунтовый массив» возникают нормальные p и касательные q напряжения при этом дополнительные напряжения на контуре записываются как:

$$\sigma_r^{(1)} = \sigma_r^{(0)} - p, \quad \tau_{r\theta}^{(1)} = \tau_{r\theta}^{(0)} - q, \quad (1.25)$$

где $\sigma_r^{(0)}$, $\tau_{r\theta}^{(0)}$ – радиальное и касательное напряжения в центре будущей выработки, записанные в полярной системе координат.

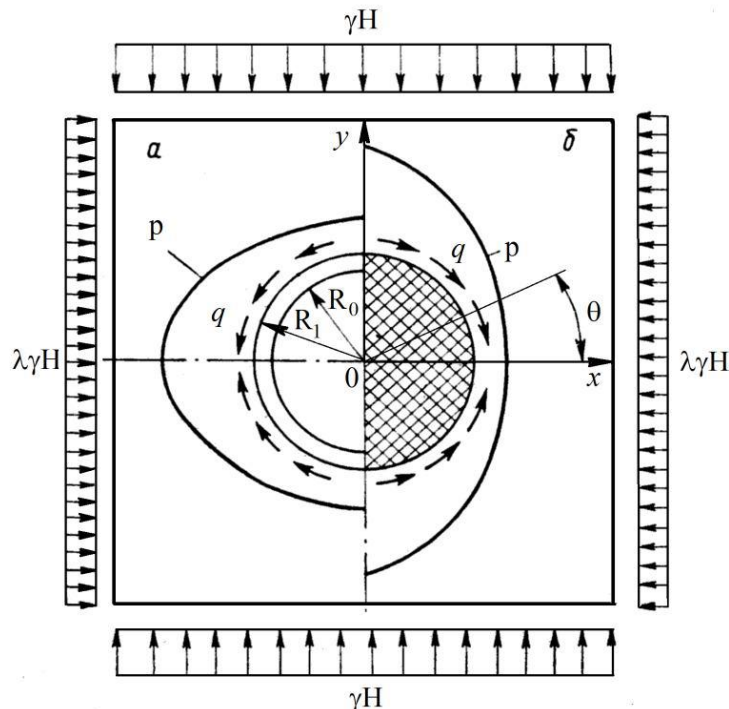


Рисунок 1.19 – Расчетная схема

Решение сформулированной контактной задачи теории упругости получено в работах [2, 14]. Приведем окончательные выражения для напряжений на контакте при взаимодействии крепи с упругим массивом в виде, предложенном Н.С. Булычевым:

$$p = p_0 + p_2 \cos 2\theta, \quad q = q_2 \sin 2\theta, \quad (1.26)$$

где θ – угловая координата;

$$p_0 = 0,5\alpha^* \gamma H (1 + \lambda) \frac{2(c^2 - 1)}{2(c^2 - 1) + \frac{[c^2(\chi_k - 1) + 2]G}{G_k}};$$

$$p_2 = \alpha^* \gamma H (1 - \lambda) \chi D \cdot \frac{G_k}{G} \cdot \frac{c^4(3 - c^2) - Q}{D_1}; \quad (1.27)$$

$$q_2 = \alpha^* \gamma H (1 - \lambda) \chi D \cdot \frac{G_k}{G} \cdot \frac{c^4(3 + c^2) + Q}{D_1};$$

$$D_1 = [c^4(3 - c^2) - Q] \cdot [c^2(1 - \beta + 2c^2) - (Q_1 + D)(\beta - 1)];$$

$$D = \frac{(c^2 - 1)^3}{\chi_k + 1}; \quad Q = D \left(\frac{G_k}{G} - 1 \right); \quad c = \frac{R_1}{R_0}; \quad Q_1 = 1 + \chi \frac{G_k}{G} D;$$

$$\chi = 3 - 4\nu; \quad \chi_k = 3 - 4\nu_k;$$

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)}; \quad G_k = \frac{E_k}{2(1 + \nu_k)};$$

$$\beta = \frac{c^4(3 + c^2) + Q}{c^4(3 - c^2) - Q},$$

где E и E_k – соответственно модуль деформации грунта и обделки; ν и ν_k – соответственно коэффициент Пуассона грунта и обделки; α^* – коэффициент, учитывающий отставание ввода обделки в работу.

1.7 Метод определения напряженного состояния массива при строительстве перегонных тоннелей

Для определения напряжений вокруг выработки используется решение плоской задачи теории упругости о полубесконечном весомом массиве (область S), ограниченном земной поверхностью L и ослабленном выработкой (контур L_1). Искомые компоненты полных напряжений в области S могут быть представлены, как было указано выше, в виде суммы двух слагаемых [2, 14]:

$$\begin{aligned}\sigma_x &= \sigma_x^{(0)} + \sigma_x^{(1)}; \\ \sigma_y &= \sigma_y^{(0)} + \sigma_y^{(1)}; \\ \tau_{xy} &= \tau_{xy}^{(0)} + \tau_{xy}^{(1)},\end{aligned}\tag{1.28}$$

где $\sigma_x^{(0)}, \sigma_y^{(0)}, \tau_{xy}^{(0)}$ – начальные напряжения, действовавшие в ненарушенном массиве до образования выработки; $\sigma_x^{(1)}, \sigma_y^{(1)}, \tau_{xy}^{(1)}$ – дополнительные (снимаемые) напряжения, вызванные образованием выработки.

При заложении выработки на глубине $H > 5r_0$ влияние поверхности земли можно не учитывать и принять схему невесомой плоскости с отверстием (выработкой). Напряжения σ_x и σ_y приложены на границе невесомой плоскости.

Компоненты напряжений в массиве вокруг незакрепленной выработки [2, 14], представленные в радиальной системе координат, могут быть определены по формулам:

$$\begin{aligned}\sigma_r &= \gamma H \left[\frac{1+\lambda}{2} \left(1 - \frac{r_0^2}{r^2} \right) + \frac{1-\lambda}{2} \left(1 + 3 \frac{r_0^4}{r^4} - 4 \frac{r_0^2}{r^2} \right) \cos 2\theta \right]; \\ \sigma_\theta &= \gamma H \left[\frac{1+\lambda}{2} \left(1 + \frac{r_0^2}{r^2} \right) - \frac{1-\lambda}{2} \left(1 + 3 \frac{r_0^4}{r^4} \right) \cos 2\theta \right]; \\ \tau_{r\theta} &= -\gamma H \frac{1-\lambda}{2} \left(1 - 3 \frac{r_0^4}{r^4} + 2 \frac{r_0^2}{r^2} \right) \sin 2\theta,\end{aligned}\tag{1.29}$$

где γ – средний удельный вес пород в массиве над выработкой; λ – коэффициент бокового распора в нетронutom массиве; r, θ – соответственно радиальная и угловая координата.

Правильность решения устанавливается путем проверки граничных условий. В данном случае контур сечения выработки должен быть свободен от напряжений σ_r и $\tau_{r\theta}$. Подставляем в выражения (1.28) значения $r = r_0$, после очевидных преобразований получаем $\sigma_r = 0$ и $\tau_{r\theta} = 0$.

Нормальные тангенциальные напряжения на контуре сечения выработки при $r = r_0$: $\sigma_\theta = \gamma H [(1 + \lambda) - 2(1 - \lambda) \cos 2\theta]$.

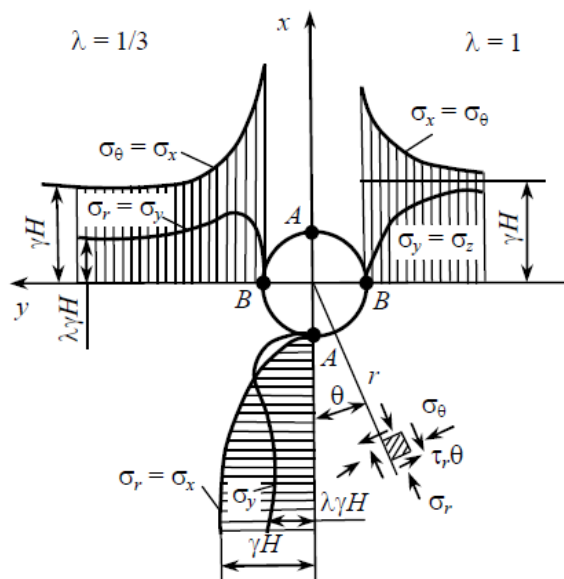


Рисунок 1.20 – Распределение напряжений вокруг выработок круглого сечения [2, 14]

При определении концентрации напряжений вокруг выработки получила распространение модель упругого тела. Использование этой модели с помощью методов теории упругости позволило найти зависимости для расчета напряжений вокруг выработок основных форм поперечных сечений. При большом уровне касательных напряжений горные породы имеют нелинейную зависимость между напряжениями и деформациями.

Для описания процесса деформирования массива пород в условиях ползучести при монотонных или медленно изменяющихся нагрузках может быть использована теория старения. Наиболее удобная для расчетов формулировка теории старения предложена акад. Ю.Н. Работновым. На основе кривых

ползучести при постоянных напряжениях строят изохронные кривые для моментов времени $0 < t_1 < t_2 < t_3$.

Наличие построенных изохронных кривых позволяет рассматривать задачу нелинейной теории ползучести для фиксированных моментов времени как задачу деформационной теории пластичности с упрочнением. Достаточно только для данного момента времени выбрать соответствующую кривую. Поэтому закономерности распределения напряжений и методы их расчета могут быть использованы для определения напряжений в массивах, деформируемых по законам деформационной теории пластичности или нелинейной теории ползучести.

1.8 Выводы по главе 1

При проходке перегонных тоннелей метрополитена в условиях г. Ханоя происходит значительное вертикальное перемещение поверхности земли. Для существенного снижения перемещения используют ТПМК с компенсационным давлением на забой. Величина компенсационного давления на забой позволяет обеспечить устойчивость в зоне забоя и снизить вертикальное перемещение поверхности земли.

Цель работы состоит в сохранении зданий по трассе при проходке перегонных тоннелей метрополитена в г. Ханое.

Для достижения поставленной цели необходимо решить следующие задачи:

- анализ горно-геологических условий района при проходке перегонных тоннелей метрополитена г. Ханоя проходческими комплексами с компенсационным давлением на забой;
- разработку моделей при сооружении ТПМК с компенсационным давлением на забой;
- разработка методики расчета величины компенсационного давления на забой при сооружении тоннелей метрополитена ТПМК;
- разработка геомеханической модели прогноза вертикального перемещения поверхности земли при сооружении ТПМК с компенсационным давлением на забой.

ГЛАВА 2 ПРОГНОЗИРОВАНИЕ ГЕОМЕХАНИЧЕСКИХ ПРОЦЕССОВ ПРИ СТРОИТЕЛЬСТВЕ ПЕРЕГОННЫХ ТОННЕЛЕЙ

2.1 Анализ методов оценки устойчивости обнажений в забое тоннеля

Устойчивость зоны забоя тоннеля – один из основных факторов, который обуславливает выбор способа проходки тоннеля в слабых грунтах и в городских условиях.

В случае применения ТПМК оценка величины компенсационного давления на забой становится компонентом, определяющим успешность работы на стадии проектирования и строительства. Однако, как правило, никаких конкретных рекомендаций или технических стандартов для его оценки не предлагается. Строительные компании практикуют различные подходы к оценке устойчивости и определению величины необходимой величины компенсационного давления на забой.

При сооружении тоннеля в условиях плотной застройки необходимо дать оценку проектной величины компенсационного давления на забой для достижения его устойчивости, так как именно этот параметр обеспечивает продвижение щита и выполнение прочих первостепенных задач. Среди них: контроль над перемещением земной поверхности и, главное, за сохранностью существующих сооружений структур, а также поддержание гидрогеологического равновесия.

Помимо прогноза величины и контролем над проседанием земной поверхности в результате проходки перегонного тоннеля, в данном разделе основное внимание уделено тем аспектам перемещения грунта, которые связаны с экструзией и деформацией грунтов в зоне забоя.

Расчет величины компенсационного давления на забой выполняется с применением последовательного анализа, что, во-первых, позволяет проверить условия равновесия в зоне забоя и, во-вторых, выявить меры по стабилизации, которые необходимо предпринять для того, чтобы полностью контролировать развитие деформаций.

Среди современных способов анализа устойчивости забоя предложены следующие методы: аналитические и численные.

Методы расчета с применением аналитического подхода можно подразделить на две категории: методы предельного равновесия, LEM; методы анализа предельного напряжения.

Метод предельного равновесия учитывает, как правило, следующие факторы: определение критической поверхности обрушения методом итерации; предположение о распределении напряжений вдоль поверхности обрушения; решение проблемы путем применения уравнения полного равновесия для грунта, рассматриваемого в качестве жесткого тела.

Методы анализа предельного напряжения позволяют определить в основном максимальное и минимальное значения напряжений, с точки зрения статики и динамики.

Необходимо отметить, что наравне с вышеописанными методами используется метод определения равновесия предельного давления в системе а, следовательно, получается более объективное решение; кроме того, особое значение приобретает выбор коэффициента запаса, соответствующего принятым в расчете геотехническим параметрам.

Коэффициент запаса будет рассмотрен позднее, после краткого обзора известных аналитических методов, выбор которых обуславливается геотехническими параметрами грунта. К примеру, для анализа поведения связных, водонасыщенных грунтов рекомендуется применять методы, основанные на рассмотрении равновесия массива под действием сдвигающихся усилий в недренируемой среде [31].

Основные характеристики аналитических методов, используемых для оценки устойчивости обнажений и компенсационного давления на забой, приведены в таблице. 2.1.

Аналитические решения представляют собой полезный инструмент процесса проектирования, однако, они не дают возможности полностью оценить

деформативные свойства грунтов как вокруг перегонного тоннеля, так и на земной поверхности. Поэтому аналитические решения следует рассматривать как дополнительные подтверждения результатов численного анализа.

Таблица 2.1. Аналитические методы, (рекомендуемые) для определения давления в зоне забоя тоннеля [3].

Модель/метод	Вид анализа	Поверхность обрушения (деформации)	Критерии обрушения
1. Модель Хорна (Horn, 1961)	GE 3D	Линейная (Клин + призма)	—
2. Метод Мурияма (Murayama, 1966 г.)	GE 2D	Логарифмическая спираль	МС
3. Метод Бромса и Бенненмарка (Broms и др., 1977 г.)	GE 2D	Не определяется	TR
4. Метод Аткинсона и Поттса (Atkinson et al, 1977 г.)	St2D	Не определяется	МС
5. Метод Дейвис и др., (Davis и др., 1980)	St2D	Не определяется	TR
6. Метод Краузе (Krause и др., 1987 г.)	GE 2D-3D	Круговая	МС
7. Метод Мокама (Mohkam и др., 1984, 1985, 1989)	GE 2D-3D	Логарифмическая спираль + цилиндр	МС
8. Метод Лека и Дормье (Leca и др., 1990)	St3D	Не определяется	МС
9. Метод Янчека и Стейнера (Jancsecz и др., 1994)	GE 3D	Линейная (Клин + призма)	МС
10. Метод Анагосто и Ковари (Anagnostou и др., 1994, 1996)	GE 3D	Линейная (Клин + призма)	МС

Продолжение таблицы 2.1

11. Метод У.Бройера (Broere, 2001)	GE 3D	Линейная (Клин + призма)	МС
12. Метод Како (Саquot, 1956 г.), выполнен С. Carranza-Torres (Carranza-Torres 2004)	St3D	Не определяется	МС – НВ

В таблице 2.1 приняты следующие обозначения: * GE – полное равновесие, St. – метод напряжений; 2D, 3D – аналитическое выражение, полученное методом использования двухмерный и трехмерной моделей. МС – Mohr-Coulon; TR = Tresca, НВ = Hoek-Brown.

Анализ с применением двухмерных цифровых моделей дает различные результаты для поперечного и продольного сечения тоннеля. Анализ сечения, перпендикулярного оси перегонного тоннеля, позволяет определить зону пластичности и эволюцию деформации, но не условия устойчивости зоны забоя.

Анализ с использованием двухмерной численной модели для поперечного сечения. Величину вертикального перемещения земной поверхности, полученную при помощи этой модели, легко сравнить с фактическими величинами приборов мониторинга. Если необходимо, их можно преобразовать в данные потерь объема грунта на уровне тоннеля и сравнить с соответствующими проектными величинами.

В некоторых случаях можно использовать двухмерный численный анализ (рисунок 2.1) для количественной оценки.

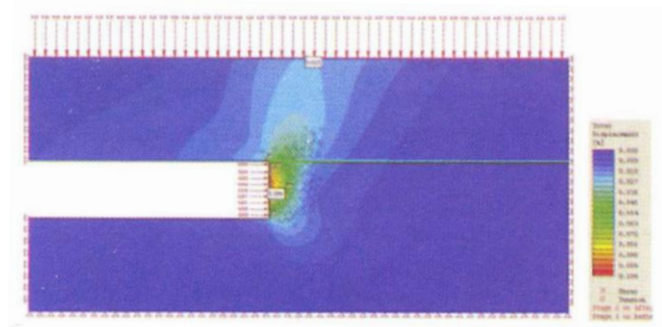


Рисунок 2.1 – Двухмерная численная модель для продольного сечения

Трехмерный численный анализ – это более сложный инструмент создания и проверки условий устойчивости и перемещения грунта в зоне забоя.

Однако, по-прежнему не совсем ясно, какое именно программное обеспечение и конфигурацию модели следует выбрать, а также как адекватно отражать параметры модели.

Ясно, что для создания трехмерной модели (рисунок 2.2) требуется много времени и усилий, как для разработки ее геометрии, так и для производства вычислений. Более того, результаты отражают неопределенность и вариативность введенных данных. Для того, чтобы использовать эту модель с максимальной пользой, необходимо провести анализ на достоверность решения, чтобы проверить, насколько входные параметры влияют на полученный результат.

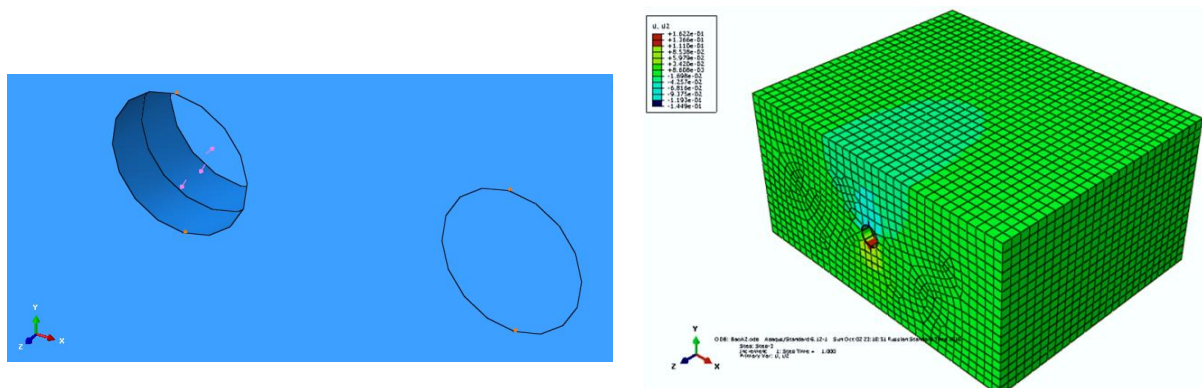


Рисунок 2.2 – Трехмерная численная модель

Даже после таких «базовых» ограничений, трехмерная модель по-прежнему остается незаменимым инструментом отработки сложных ситуаций – таких, например, как проходка двух соседних тоннелей, взаимодействие с особо значимыми подземными структурами и сравнение альтернативных гипотез проекта.

2.2 Метод исследований

Решение задач геомеханических процессов методом конечных элементов базируется на применении численных методов, подходов матричной и линейной алгебры.

В настоящее время в виду широкого распространения средств вычислительной техники для исследования напряженного состояния массива используются различные численные методы. Наибольшее распространение среди этих методов получил метод конечных элементов.

Применение численного анализа для прогноза напряженно-деформированного состояния грунтового массива в окрестности перегонного тоннеля и параметров обделки позволяет избежать ограничений, связанных с использованием строгих аналитических решений.

В методе конечных элементов изучаемая область расчленяется на некоторое количество элементов.

МКЭ является приближенным численным методом решения задач геомеханики. В первую очередь он применяется для решения задач, аналитическое решение которых вызывает серьезные математические затруднения.

Строгие методы основываются на решении систем дифференциальных уравнений равновесия и тождественных соотношений Сен-Венана (уравнений совместности деформаций) при условии удовлетворения краевых условий и континуальности среды в каждой точке изучаемой области.

В МКЭ изучаемая бесконечная область меняется на конечную и разбивается на конечные элементы, при этом вышеуказанные уравнения соблюдаются только в совместных узлах элементов.

При решении плоских задач обычно принимаются плоские элементы (рисунок 2.3) [2, 14].

Для определения неизвестных узловых усилий и перемещений по заданным на границе области усилиям или перемещениям формулируется система уравнений равновесия и совместности деформаций, количество которых равно количеству узлов в рассматриваемой области.

Решение системы уравнений выполняется с применением компьютера. Увеличение размеров изучаемой области и сгущение сетки конечных элементов

повышает точность расчетов, но вместе с тем повышает их общую ресурсозатратность.

Бывает целесообразным разбивать сетку конечных элементов дифференцированно - сгущать в областях, где нужна повышенная точность и где предполагаются высокие градиенты искомых функций.

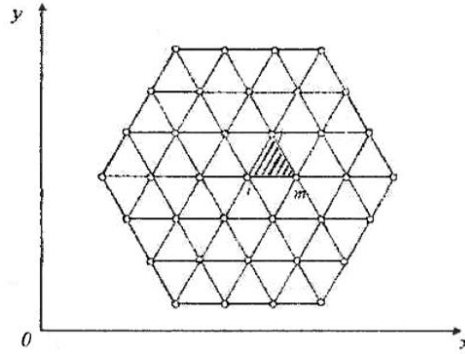


Рисунок 2.3 – Область разбитая на конечные треугольные элементы

Порядок решения задач с помощью МКЭ. Рассмотрим общий порядок решения задачи теории упругости в плоской постановке в форме матриц для плоского трехузлового элемента с узлами i, j, k , названными против часовой стрелки (рисунок 2.4).

Смещения в узле состоят из 2 компонент:

$$\{\delta_i\} = \begin{Bmatrix} U_i \\ v_i \end{Bmatrix}, \quad (2.1)$$

где U_i, v_i – компоненты смещений для узла i .

Полный вектор смещений для конечного элемента будет включать 6 компонент:

$$\{\delta_e\} = \begin{Bmatrix} \delta_i \\ \delta_j \\ \delta_m \end{Bmatrix} \Rightarrow \{U\} = \begin{Bmatrix} U_i \\ U_j \\ U_k \\ v_i \\ v_j \\ v_k \end{Bmatrix}, \quad (2.2)$$

где $\{U\}$ – вектор узловых перемещений для элемента.

Каждый из 6 компонент (U, v) можно описать с помощью линейных многочленов:

$$U = \alpha_1 + \alpha_2 x + \alpha_3 y; v = \alpha_4 + \alpha_5 x + \alpha_6 y, \quad (2.3)$$

где $\alpha_1, \alpha_2, \dots, \alpha_6$ – параметры, постоянные для элемента,

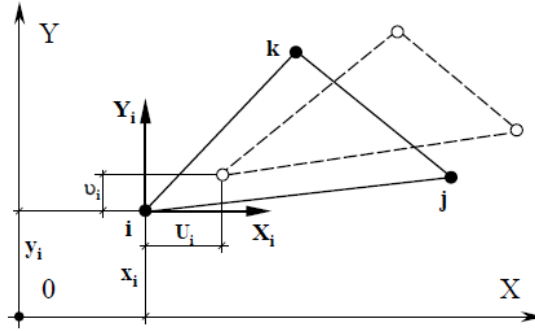


Рисунок 2.4 – Схема смещений треугольного элемента

Следовательно, компоненты перемещений U и v треугольного элемента можно выразить как произведение матрицы декартовых координат узловых точек на матрицу-вектор параметров поля деформаций:

$$\{U\} = [A] \cdot \{\alpha\}, \quad (2.4)$$

где $\{U\}$ – вектор узловых перемещений, $\{\alpha\}$ – вектор параметров, $[A]$ – матрица декартовых координат узлов.

$$\{\alpha\} = \begin{Bmatrix} \alpha_1 \\ \alpha_2 \\ \alpha_3 \\ \alpha_4 \\ \alpha_5 \\ \alpha_6 \end{Bmatrix}; [A] = \begin{bmatrix} 1 & x_i & y_i & 0 & 0 & 0 \\ 1 & x_j & y_j & 0 & 0 & 0 \\ 1 & x_k & y_k & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & x_i & y_i \\ 0 & 0 & 0 & 1 & x_j & y_j \\ 0 & 0 & 0 & 1 & x_k & y_k \end{bmatrix}. \quad (2.5)$$

Из уравнения (2.4) теперь могут быть найдены неизвестные параметры $\{\alpha\}$:

$$\{\alpha\} = [A]^{-1} \{U\}, \quad (2.6)$$

где $[A]^{-1}$ – матрица обратная матрице координат.

Общие деформации элемента определяются из соотношений Коши:

$$\{\varepsilon\} = \begin{Bmatrix} \varepsilon_z \\ \varepsilon_y \\ \gamma_{xy} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \frac{\partial u}{\partial x} \\ \frac{\partial v}{\partial y} \\ \frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} \end{Bmatrix}. \quad (2.7)$$

Подставляя в эти уравнения выражения (2.3) для перемещений, получим

$$\{\varepsilon\} = \begin{Bmatrix} \alpha_2 \\ \alpha_6 \\ \alpha_3 + \alpha_5 \end{Bmatrix}. \quad (2.8)$$

Эту формулу можно представить в виде

$$\{\varepsilon\} = [B]\{\alpha\}, \quad (2.9)$$

где $[B] = \begin{bmatrix} 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & 1 & 0 \end{bmatrix}.$

Подставляя в выражение (2.9) значения параметров (2.6) получим

$$\{\sigma\} = [E][A^{-1}]\{u\}, \quad (2.10)$$

где $\{\sigma\} = \begin{Bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \tau_{xy} \end{Bmatrix}$; матрица $[E]$ для случая плоской деформации имеет вид

$$[E] = \frac{E}{(1-2\nu)(1+\nu)} \begin{bmatrix} 1-\nu & \nu & 0 \\ \nu & 1-\nu & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1-2\nu}{2} \end{bmatrix}.$$

Подставляя в уравнение (3.10) выражения (3.9), получим зависимости для напряжений через перемещения

$$\{\sigma\} = [E][B][A^{-1}]\{u\}. \quad (2.11)$$

Элементы взаимодействуют между собой только в узлах, поэтому деформирование элемента, характеризуемое вектором перемещений $\{u\}$, обусловлено действием сил, приложенных в узлах (рисунок 2.4).

$$\{X\} = \begin{Bmatrix} X_i \\ X_j \\ X_m \\ Y_i \\ Y_j \\ Y_m \end{Bmatrix}.$$

Взаимосвязь векторов $\{u\}$ и $\{X\}$ определяется матрицей жесткости элемента

$$\{X\} = [k]\{u\}, \quad (2.12)$$

где $[k]$ – матрица жесткости элемента, которая находится с использованием принципа возможных перемещений:

$$[k] = \Delta [A]^{-1T} [B]^T [E] [B] [A]^{-1};$$

где Δ – площадь треугольного элемента:

$$\Delta = \frac{1}{2} \begin{bmatrix} 1 & x_i & y_i \\ 1 & x_j & y_j \\ 1 & x_m & y_m \end{bmatrix};$$

индекс «Т» означает транспонирование матрицы.

После построения сетки конечных элементов для решения конкретной задачи и определения матриц жесткости элементов строится матрица жесткости всей системы конечных элементов и составляется система линейных уравнений

$$\{X\} = [K]\{u\}, \quad (2.13)$$

где $\{X\}$ и $\{u\}$ – векторы сил, приложенных в узлах сетки конечных элементов и перемещений узлов:

$$\{X\} = \begin{Bmatrix} X_1 \\ Y_1 \\ X_2 \\ Y_2 \\ \dots \\ X_M \\ Y_M \end{Bmatrix}; \quad \{u\} = \begin{Bmatrix} u_1 \\ v_1 \\ u_2 \\ v_2 \\ \dots \\ u_M \\ v_M \end{Bmatrix};$$

M – число узлов в системе; $[K]$ – матрица жесткости рассматриваемой системы, имеющая порядок $2M$ и состоящая из элементов

$$K_{ij} = \sum_{r=1}^N k_{ij}^{(r)}, \quad (2.14)$$

где $k_{ij}^{(r)}$ – элемент матрицы жесткости r -го элемента, характеризующий вклад j -го единичного перемещения в i -й компонент узловых сил; N – число конечных элементов в системе.

Для решения поставленной задачи в систему уравнений (2.13) вводятся граничные условия, и эта система решается относительно перемещений. Далее с помощью выражений (2.10) и (2.12) определяются соответственно деформации и напряжения в элементах.

Матрица жесткости системы (2.12) содержит координаты узлов и деформационные характеристики среды, отсюда и её название.

На практике разбивка тела на элементы производится автоматически, а матрица жесткости симметрична относительно главной диагонали.

МКЭ позволяет выполнять расчеты крепей не только на основе линейной модели взаимодействия с массивом, но и на основе нелинейного деформирования массива. Тогда вычисления производятся многократно. На каждой итерации расчета вносятся коррективы в деформационные свойства элементов в привязке к уровню напряжений и диаграмме полного деформирования среды.

Применение МКЭ наиболее эффективно в тех случаях, когда нет строгих аналитических решений: для расчета незамкнутых и сборных крепей; для расчета крепей, расположенных в неоднородном или анизотропном породном массиве; для учета по этапности возведения крепи.

МКЭ эффективен для расчета конструкций подземных сооружений сложной пространственной конфигурации.

2.3 Постановка задачи для моделирования

В настоящей работе для решения геомеханических задач использовалось математическое моделирование методом конечных элементов, реализованным в лицензионном программном комплексе «Simulia Abaqus» [23].

Прогноз с применением численных методов выполнен в плоских задач. Физико-механические свойства породного массива, использованные при

моделировании, представлены в таблице 1.2. Значения необходимых параметров обделки тоннеля представлены в таблице 2.2.

Таблица 2.2 – Параметры обделки

Параметр	Слой 1 - Блоки обделки	Слой 2 - Нагнетания за обделки
Толщина, мм	350	150
Удельный вес, кН/м ³	24	24
Модуль деформации, кПа	$37,5 \cdot 10^9$	$10 \cdot 10^9$
Коэффициент Пуассона	0,2	0,2

Первым проходится левый тоннель.

Постановка задачи. Решение задачи рассматривается в плоской постановке, расчетная схема представлена на рисунке 2.5.

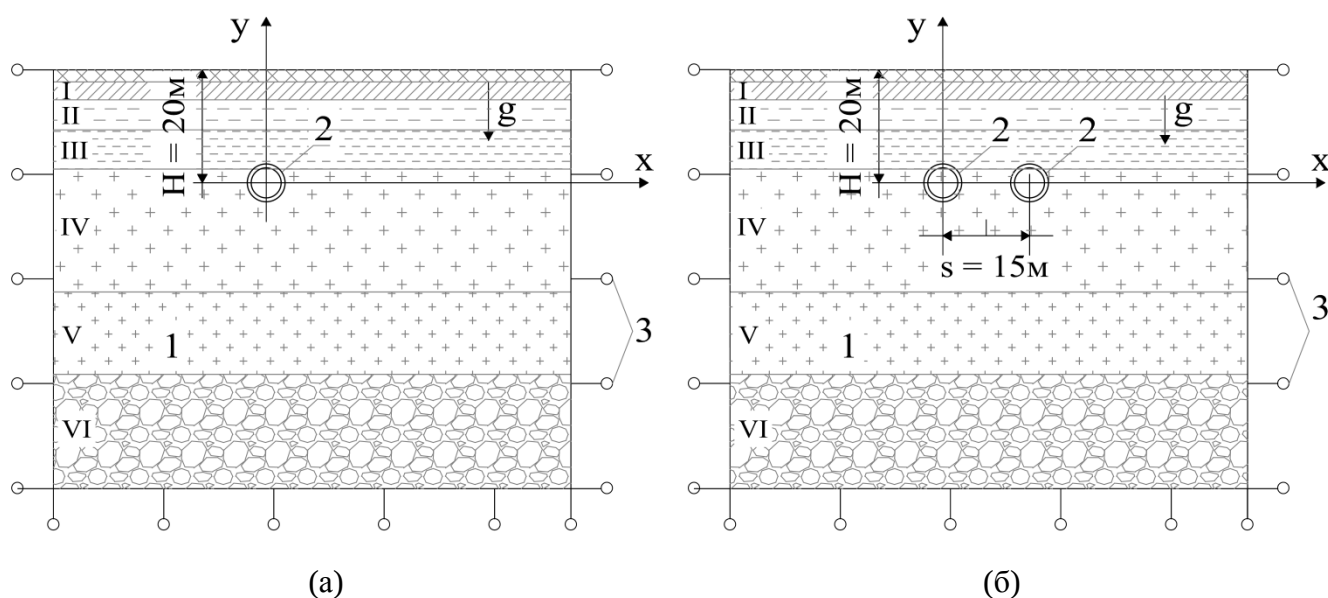


Рисунок 2.5 – Фрагмент схемы прогноза напряженного состояния обделки:

а – разработка левого тоннеля, б – разработка правого тоннеля,
1 – грунт; 2 – тоннель; 3 – граничные условия

2.4 Напряженно-деформированное состояние грунтового массива вокруг перегонного тоннеля

При исследовании геомеханических процессов в окрестности выработки кругового поперечного сечения, вначале рассмотрим качественное изменение

напряженно-деформированного состояния грунтового массива при сооружении первого перегонного тоннеля.

Анализ напряженно-деформированного состояния грунтового массива вокруг перегонного тоннеля исследован в плоской модели, материал железобетонного тубинга описывался упругой средой (таблица 2.2). Прочностные и деформационные свойств грунтового массива, которые были использованы при моделировании представлены в таблице 1.2, которые были использованы при моделировании: модуль деформации E_0 , коэффициент Пуассона ν , угол внутреннего трения ϕ , сцепление c , удельная масса грунтов γ .

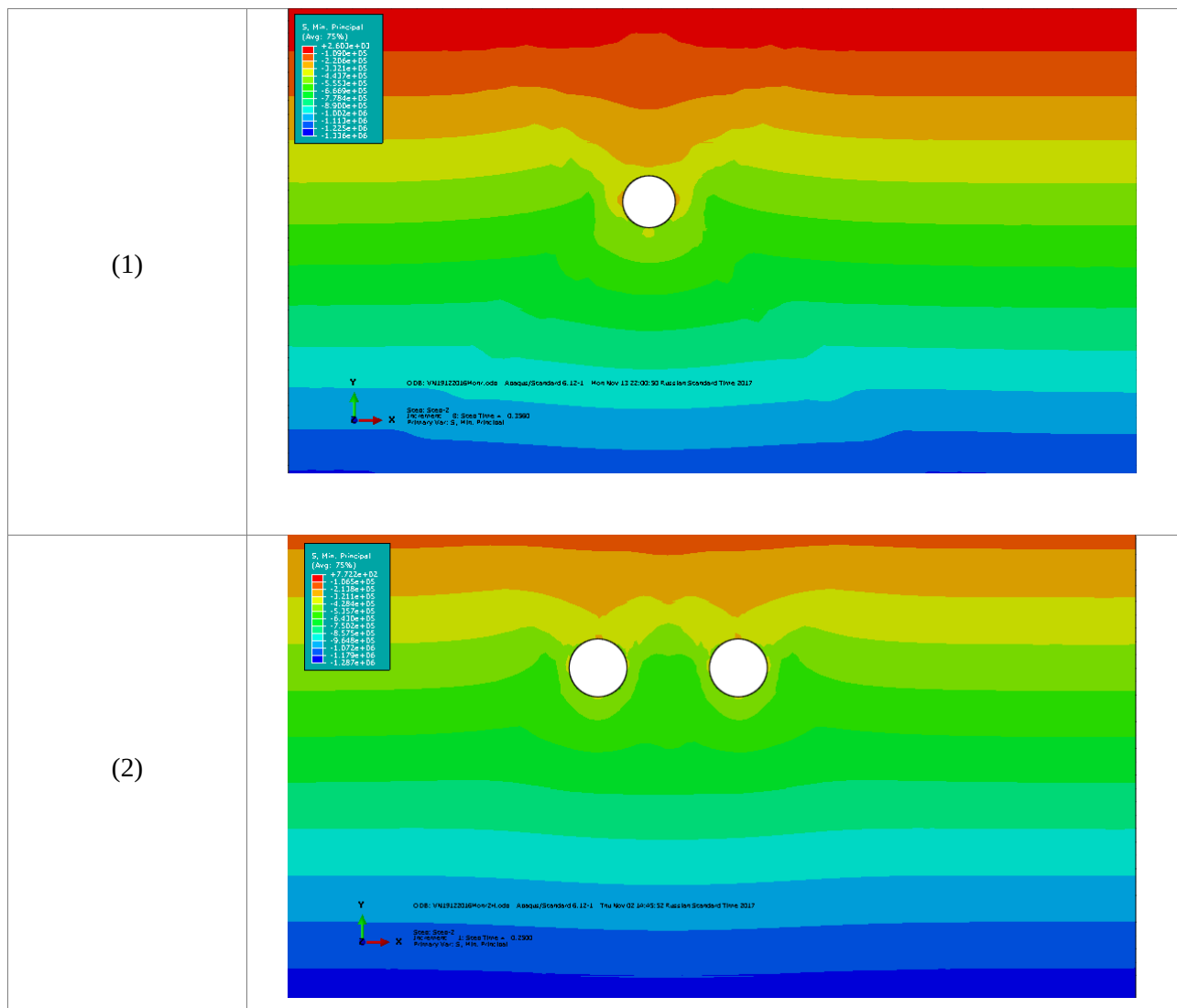


Рисунок 2.6 – Изохромы распределения наибольших главных напряжений вокруг перегонных тоннелей, Па: (1) – после проходки первого перегонного тоннеля; (2) – после проходки двух перегонных тоннелей

На рисунке 2.7 представлена графики распределения тангенциальных напряжений массива вокруг первого перегонного тоннеля.

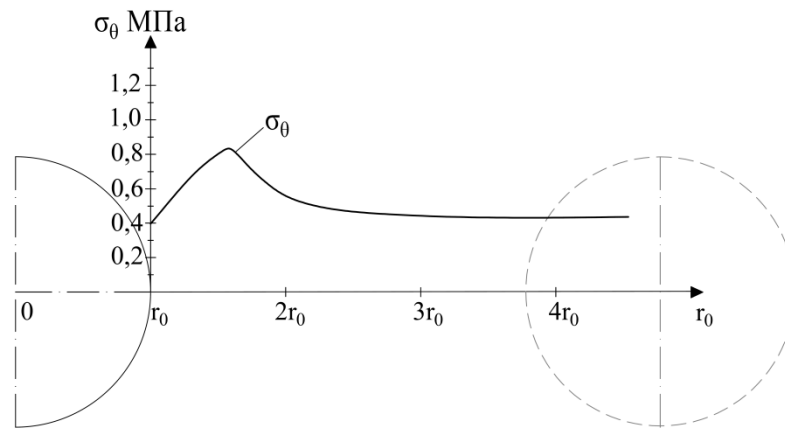


Рисунок 2.7 – Графики распределения тангенциальных напряжений массива вокруг первого перегонного тоннеля.

Из графика (рисунок 2.7) зависимости видно, что зона влияния выработки приблизительно равна 6,5м, а радиус зоны пластичных деформаций - 3м. Тангенциальные напряжения на контуре выработки (в боку) перегонного тоннеля составляет 0,39МПа.

На рисунке 2.8 представлены графики распределения тангенциальных напряжений массива вокруг двух перегонных тоннелей.

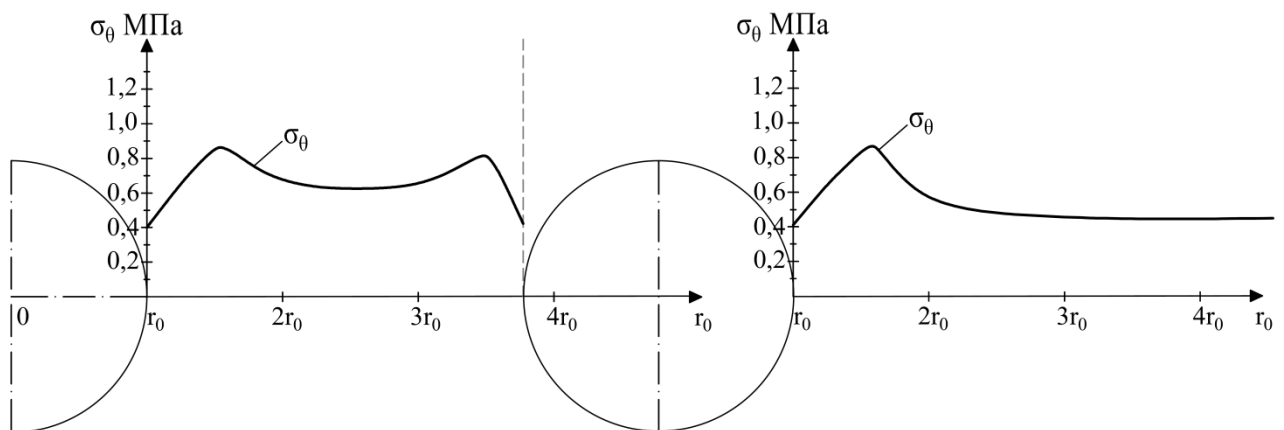


Рисунок 2.8 – Графики распределения тангенциальных напряжений массива вокруг перегонного тоннеля после проходки второго перегонного тоннеля.

2.5 Смещения грунтового массива в поперечном сечении перегонном тоннеле

Вертикальные перемещения массива соответствуют изменению поля напряжений, вызванному проходкой выработки.

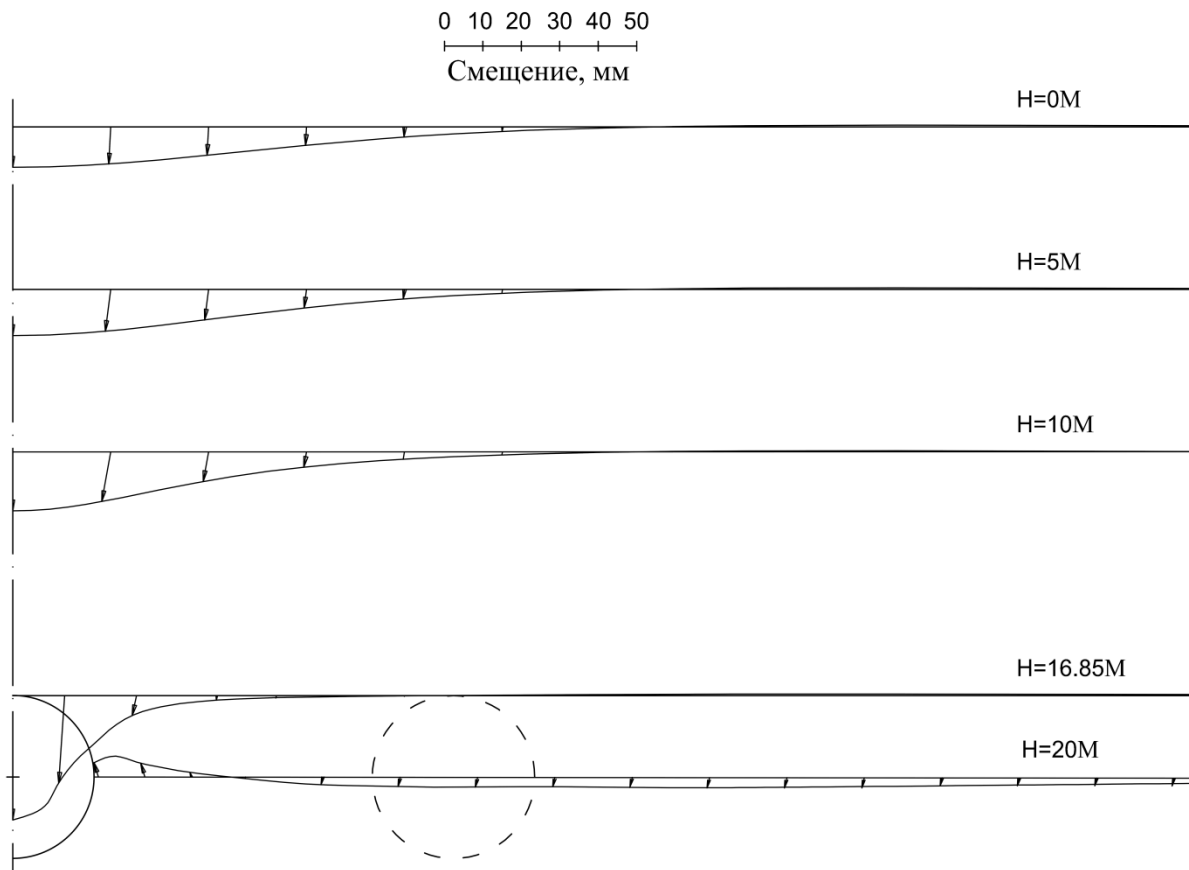


Рисунок 2.9 – Графики распределения перемещений вокруг первого перегонного тоннеля, мм

На графиках (рисунок 2.9) представлены построенные по перемещениям узлов моделей вертикальные перемещения узлов в поперечном сечении, совпадающем с плоскостью лба забоя.

На графике (рисунок 2.9) представлены перемещения грунтового массива в поперечном сечении по плоскости забоя, вертикальные перемещения кровли на контуре составило 47,39мм.

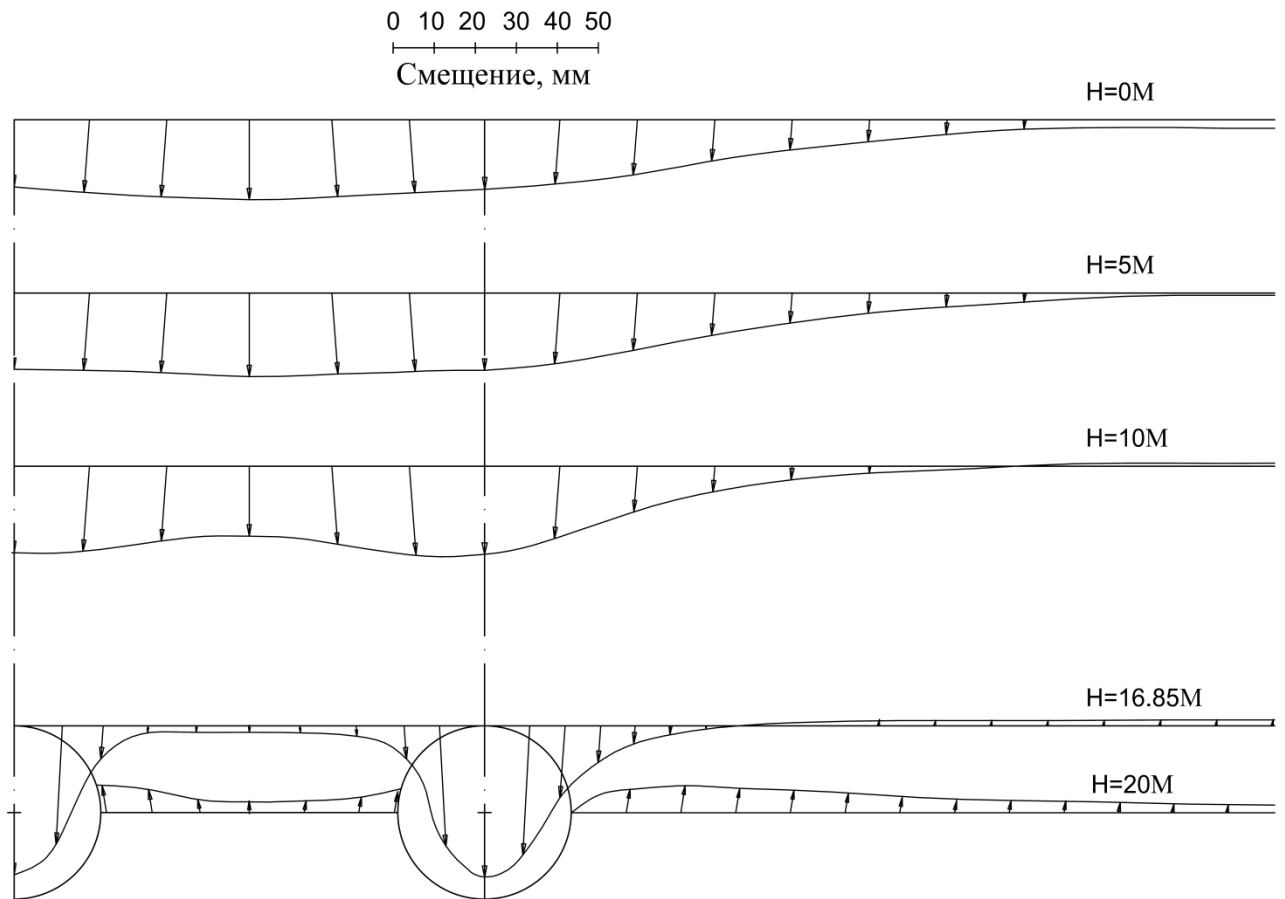


Рисунок 2.10 – Графики распределения перемещений вокруг перегонных тоннелей после проходки второго перегонного тоннеля, мм

На графике (рисунок 2.10) представлены перемещения грунтового массива в поперечном сечении по плоскости забоя после проходки второго перегонного тоннеля, перемещение кровли на контуре составило 57,91мм.

2.6 Выводы по главе 2

1. Сооружение тоннелей вызывает изменение естественного напряженно-деформированного состояния (НДС) грунтового массива, и вследствие этого, приводит к возникновению затухающего поля перемещений в массиве вокруг перегонного тоннеля, процесс которого происходит без разрыва сплошности и при относительно слабых породах в верхних слоях кровли достигает земной поверхности с образованием мульды перемещений.

2. На интенсивность вертикальных перемещений грунтового массива и поверхности земли влияют многие факторы, в том числе особенности технологии строительства и инженерно-геологические условия.

3. В этом случае при проектировании учитывается возможность снижения прочностных характеристик грунтового массива при сооружении первого тоннеля, а при оценке его перемещения в результате сооружения второго тоннеля – принимаются во внимание характеристики остаточной аллювиальной почвы.

ГЛАВА 3 ПРОГНОЗИРОВАНИЕ ВЕРТИКАЛЬНОГО ПЕРЕМЕЩЕНИЯ ЗЕМНОЙ ПОВЕРХНОСТИ ПРИ СООРУЖЕНИИ ПЕРЕГОННЫХ ТОННЕЛЕЙ

3.1 Общие подходы

Перемещение грунта – неизбежный результат проходки и строительства тоннеля метрополитена. Прокладка тоннеля вызывает релаксацию напряжений на месте работ, причем устройство обделки в тоннеле только частично компенсирует эту релаксацию. Создать полость в породе за одно мгновение и тут же правильно заполнить максимально жесткой обделкой практически невозможно. Поэтому на глубине заложения тоннеля будет иметь место определенная перемещения грунта. В свою очередь, это приведет к перемещению грунта, вплоть до вертикального перемещения поверхностного слоя, а затем и к более серьезным сдвигам в толще породы.

Наиболее важные причины, вызывающие перемещение земной поверхности при сооружении тоннелей метрополитена, можно разделить на три следующие группы [3, 8]:

1. Одномоментное проседание, которое возникает в результате проходки тоннеля и зависит в первую очередь для случая щитовой проходки от времени заполнения заобделочного пространства цементным раствором. Одномоментное вертикальное перемещение грунта вдоль оси тоннеля начинается на определенном расстоянии от забоя и заканчивается тогда, когда цементный раствор, которым заполняется зазор между оболочкой щита и обделкой затвердевает настолько, чтобы противодействовать дальнейшему радиальному смещению грунта.

2. Проседание, вызванное деформацией обделки тоннеля. Такое вертикальное перемещение случается, если тоннель большого диаметра проложен на небольшой глубине. В случае щитовой проходки в городских условиях последствия таких осадок минимальны, так как имеется возможность

заранее просчитать нагрузку и предотвратить чрезмерную деформацию грунта при помощи надлежащего расчета сборной обделки.

3. Длительное вертикальное перемещение грунта в результате: (1) предварительной консолидации грунта и (2) вторичной консолидации, которая в значительной степени зависит от показателя скорости сжатия скелета грунта.

3.2 Прогноз величины компенсационного давления на забой при сооружении перегонных тоннелей с применением ТПМК

Для изучения влияния усилия компенсационного давления на забой на напряженно-деформированное состояние массива была разработана пространственная конечно-элементная модель участка грунтового массива, вмещающего тоннель кругового очертания, закрепленный бетонной обделкой, а в головной части – оболочкой ТПМК. Отставание крепи от забоя перегонного тоннеля принято равным 1 м (рисунок 3.1).

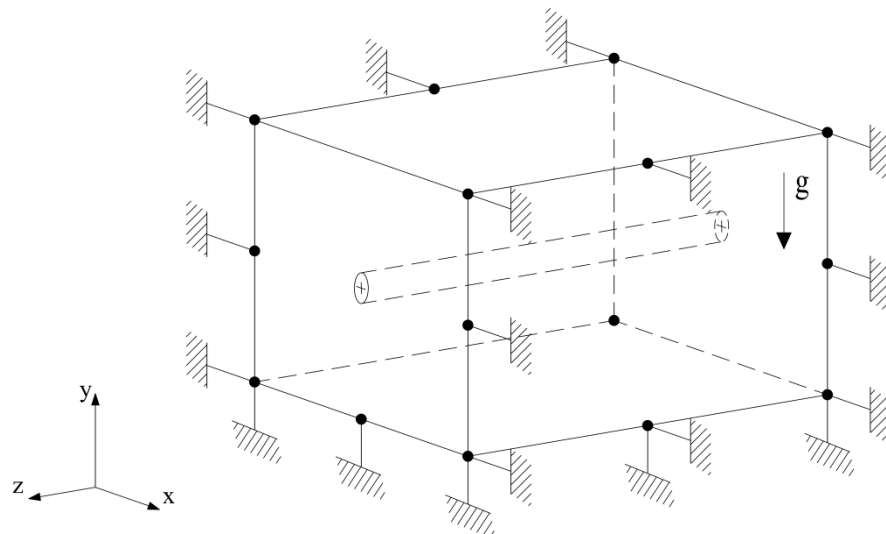


Рисунок 3.1 – Трехмерная численная модель

Принципиальная расчетная схема представлена на рисунке 3.2. Согласно расчетной схеме, в модели создавалось начальное неравнокомпонентное поле напряжений под действием собственного веса грунтового массива. При моделировании диаметр выработки тоннеля в проходке принимался равным 6,3 м, а глубина его заложения – 20 м.

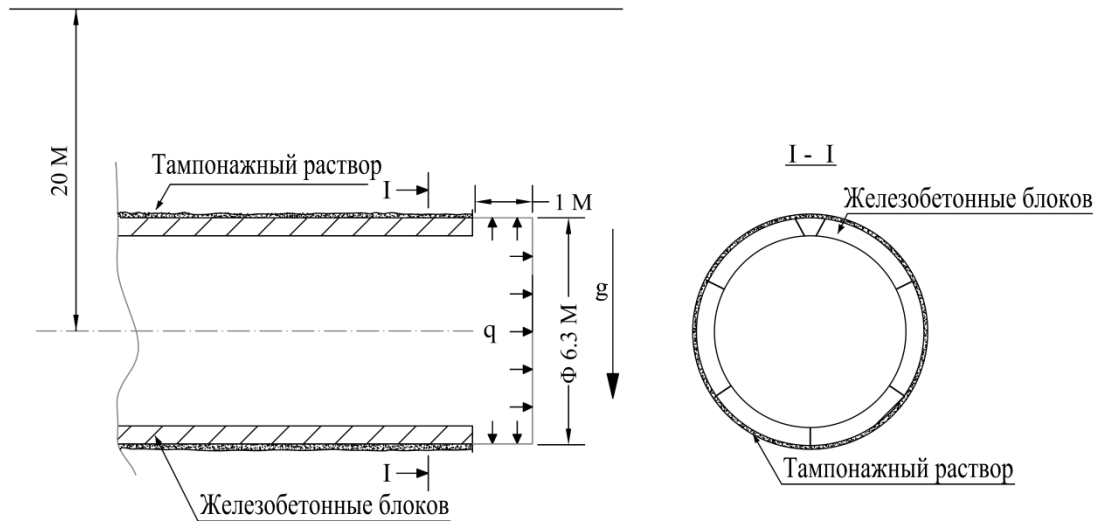


Рисунок 3.2 – Принципиальная расчетная схема

Прочностные и деформационные свойства грунтового массива, которые были использованы при моделировании, представлены в таблице 1.2.

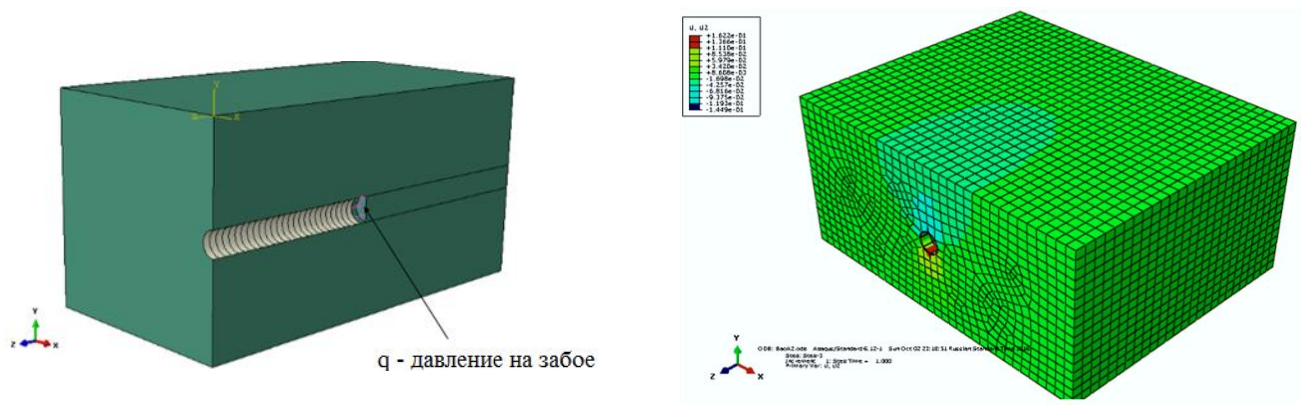


Рисунок 3.3 – Численные методы для определения давления на забой

При выполнении геомеханического моделирования величина компенсационного давления на забой q изменялась в пределах от 40 кПа до 290 кПа .

На рисунке 3.4 представлены графические зависимости вертикального перемещения земной поверхности по трассе тоннеля с различными значениями компенсационного давления на забой: $q = 40 \text{ кПа}$; $q = 90 \text{ кПа}$; $q = 160 \text{ кПа}$; $q = 210 \text{ кПа}$; $q = 250 \text{ кПа}$; $q = 290 \text{ кПа}$.

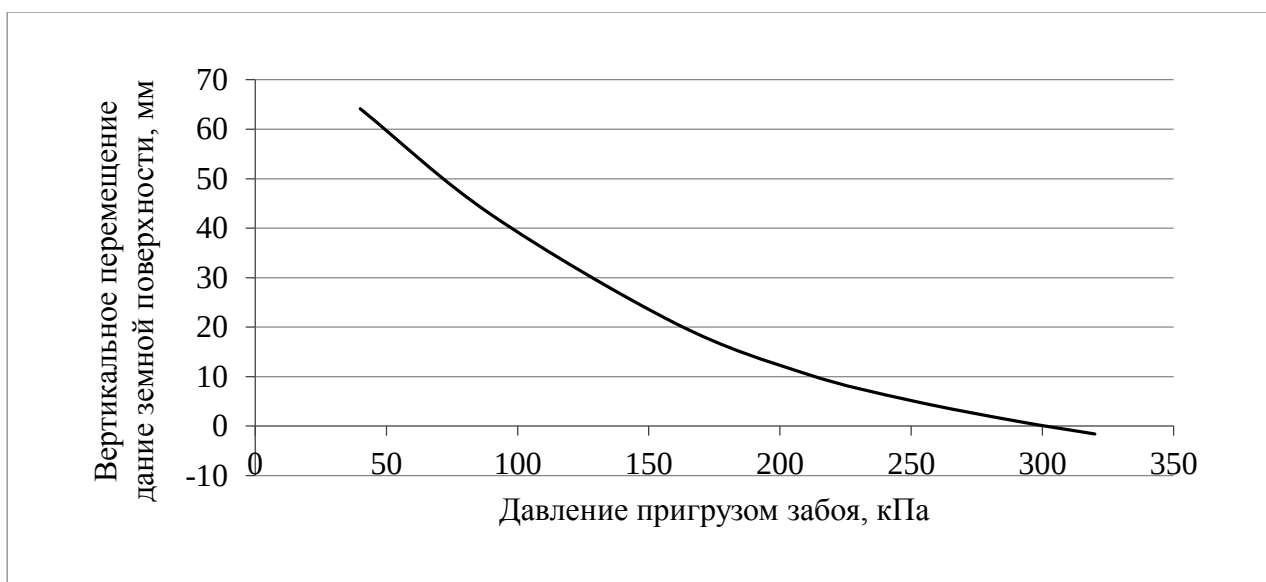


Рисунок 3.4 – Графики зависимости вертикального перемещения поверхности земли от величины компенсационного давления на забой

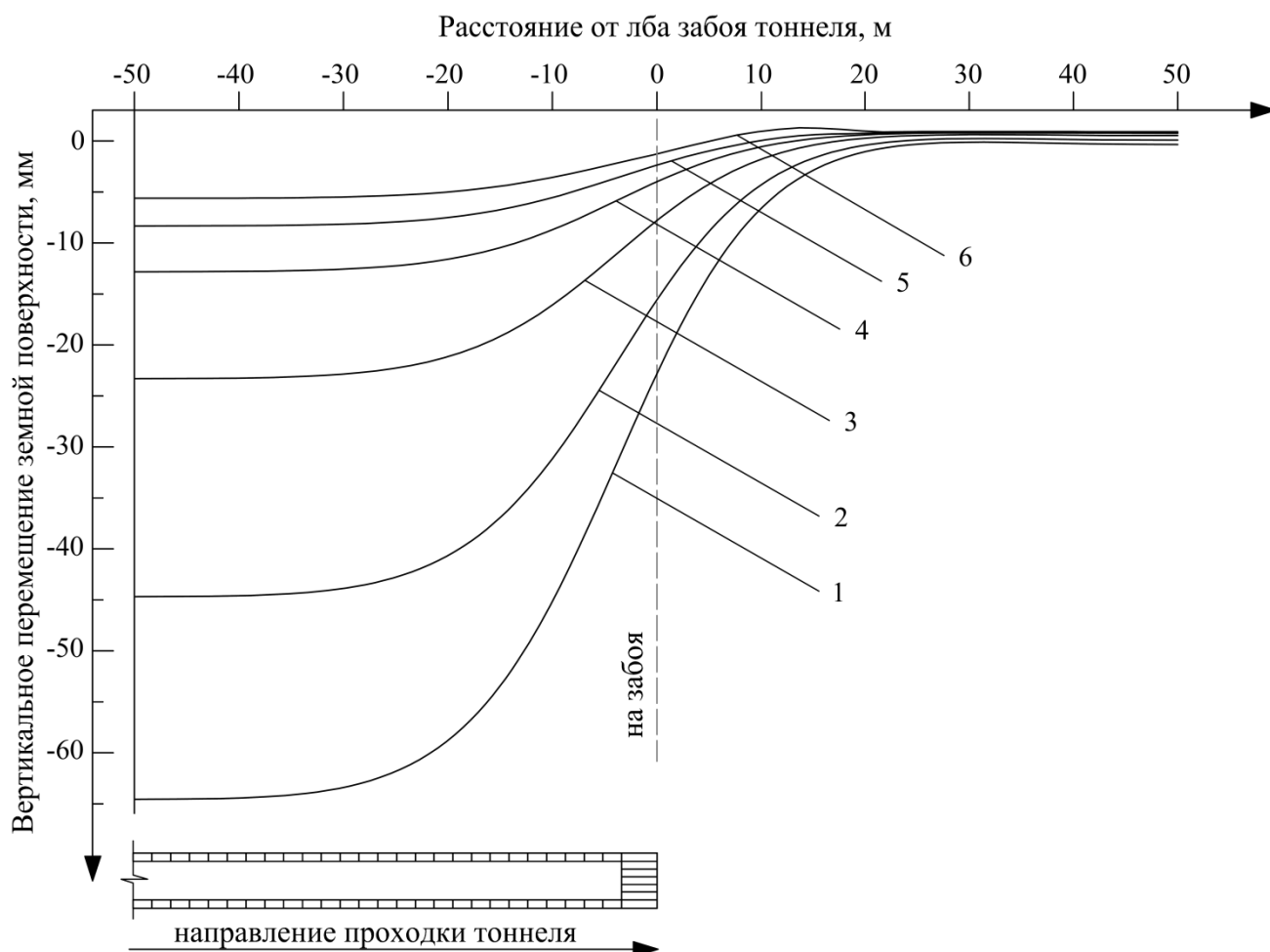


Рисунок 3.5 – Графические зависимости вертикального перемещения поверхности земли по оси перегонного тоннеля от компенсационного давления в тоннеле:

1 – $q = 40 \text{ кПа}$; 2 – $q = 90 \text{ кПа}$; 3 – $q = 160 \text{ кПа}$; 4 – $q = 210 \text{ кПа}$; 5 – $q = 250 \text{ кПа}$;
6 – $q = 290 \text{ кПа}$

Из результатов расчетов следует, что при значении компенсационного давления на забой $q = 290 \text{ кПа}$ вертикальное перемещение земной поверхности меньше, чем при $q = 40 \text{ кПа}$ в 8 раз и составляет около 7-7,2 мм.

На рисунке 3.6 представлены закономерности вертикального перемещения поверхности земли с различными значениями компенсационного давления в тоннеле: $q = 40 \text{ кПа}$; $q = 90 \text{ кПа}$; $q = 160 \text{ кПа}$; $q = 210 \text{ кПа}$; $q = 250 \text{ кПа}$; $q = 290 \text{ кПа}$.

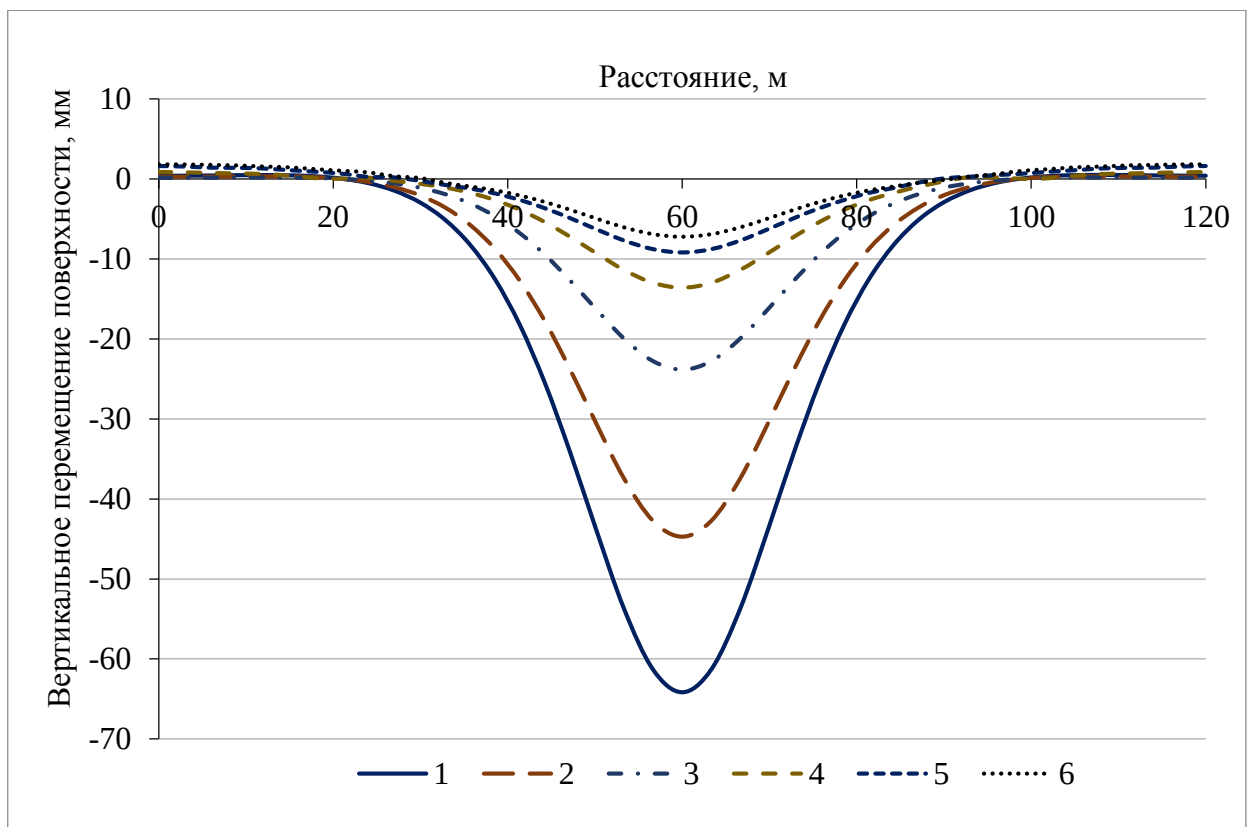


Рисунок 3.6 – Закономерности изменения вертикального перемещения поверхности земли от величины компенсационного давления в тоннеле:

1 – $q = 40 \text{ кПа}$; 2 – $q = 90 \text{ кПа}$; 3 – $q = 160 \text{ кПа}$; 4 – $q = 210 \text{ кПа}$; 5 – $q = 250 \text{ кПа}$;
6 – $q = 290 \text{ кПа}$.

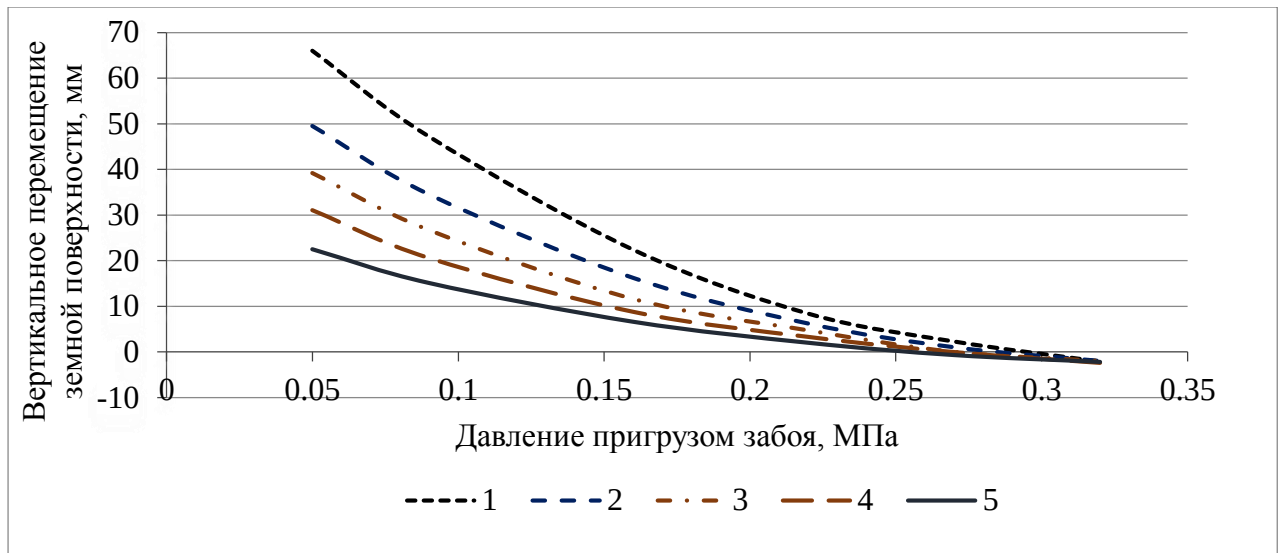


Рисунок 3.7 – Закономерности изменения вертикального перемещения поверхности земли от величины компенсационного давления на забой в массивах с различными прочностными характеристиками: 1 – $c = 9 \text{ кПа}$, $\phi = 7^\circ$; 2 – $c = 16 \text{ кПа}$, $\phi = 11^\circ$; 3 – $c = 22 \text{ кПа}$, $\phi = 17^\circ$; 4 – $c = 29 \text{ кПа}$, $\phi = 24^\circ$; 5 – $c = 35 \text{ кПа}$, $\phi = 32^\circ$.

Из анализа закономерностей следует, что для обеспечения минимального вертикального перемещения поверхности земли необходимо обеспечить компенсационное давление на забой порядка (210 - 250) кПа. При величине компенсационного давления на забой более 290 кПа на поверхности будет наблюдаться выпирание грунта.

3.3 Определение вертикального перемещения поверхности земли при сооружении двух взаимовлияющих тоннелей метрополитена с помощью ТПМК

В диссертации рассматривается объемная упругопластическая задача о напряженно-деформированном состоянии грунтового массива в окрестности призабойной зоны перегонного тоннеля.

$$\begin{pmatrix} \sigma_{11} \\ \sigma_{22} \\ \sigma_{33} \\ \sigma_{12} \\ \sigma_{13} \\ \sigma_{23} \end{pmatrix} = \frac{E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \begin{bmatrix} 1-\nu & \nu & \nu & 0 & 0 & 0 \\ \nu & 1-\nu & \nu & 0 & 0 & 0 \\ \nu & \nu & 1-\nu & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1-2\nu & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1-2\nu & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1-2\nu \end{bmatrix} \times \begin{pmatrix} \varepsilon_{11} \\ \varepsilon_{22} \\ \varepsilon_{33} \\ \varepsilon_{12} \\ \varepsilon_{13} \\ \varepsilon_{23} \end{pmatrix}, \quad (3.1)$$

где σ_{11} , σ_{22} , σ_{23} – компоненты напряжений; ε_{11} , ε_{22} , ε_{23} – компоненты деформаций.

В пластической зоне компоненты напряжений удовлетворяют условию пластичности Кулона в полярной системе координат:

$$(\sigma_\theta - \sigma_r)^2 + 4\tau_{r\theta}^2 = \sin^2 \varphi \cdot (\sigma_\theta + \sigma_r + 2c \cdot \operatorname{ctg} \varphi)^2, \quad (3.2)$$

где σ_θ , σ_r , $\tau_{r\theta}$ – соответственно тангенциальное, радиальное и касательное напряжения.

Для исследования влияния величины компенсационного давления на забой на напряженно-деформированное состояние (НДС) массива была разработана геомеханическая модель участка грунтового массива, вмещающего перегонный тоннель с обделкой и ТПМК в забое. Незакрепленный участок тоннеля и плоскость забоя подвергались пригрузу с различной величиной давления. Моделирование компенсационного давления выполнялось равномерно распределенной нагрузкой, приложенной к плоскости забоя и стенкам тоннеля на участке между этой плоскостью и оболочкой ТПМК.

Для решения пространственной задачи использовался метод конечных элементов (МКЭ).

Фрагмент конечно-элементной модели представлен на рисунке 3.8.

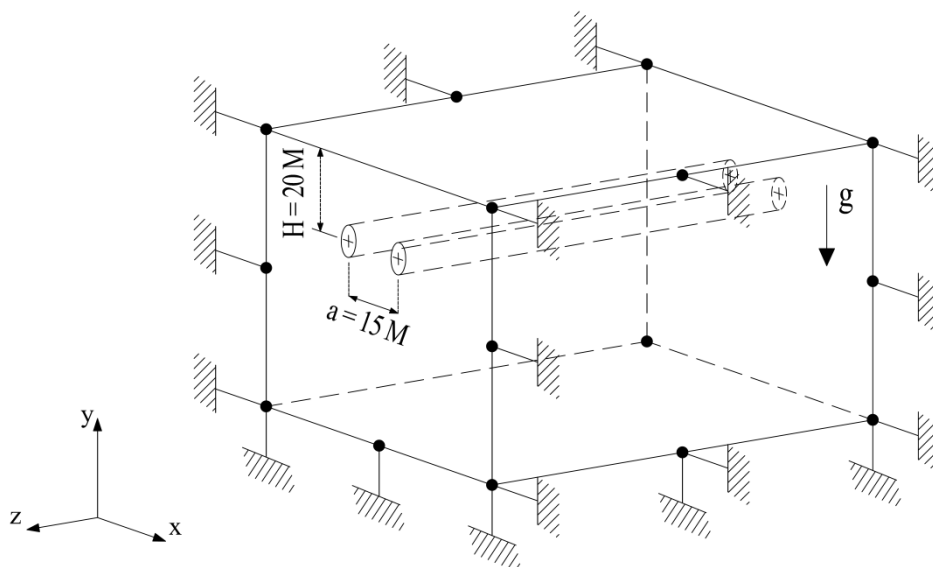


Рисунок 3.8 – Принципиальная расчетная схема, заложенная в конечно-элементную модель

Глубина заложения тоннеля H для изучаемого участка составляет 20 м. При этом основные линейные размеры модели следующие: ширина модели в основании (размер в направлении оси X) – 120 м; длина модели (размер в направлении оси Z) – 100 м; высота модели в наиболее высоком месте (размер в направлении оси Y) – 80 м.

Прочностные и деформационные характеристики грунтового массива, использованные при моделировании, представлены в таблице 1.2.

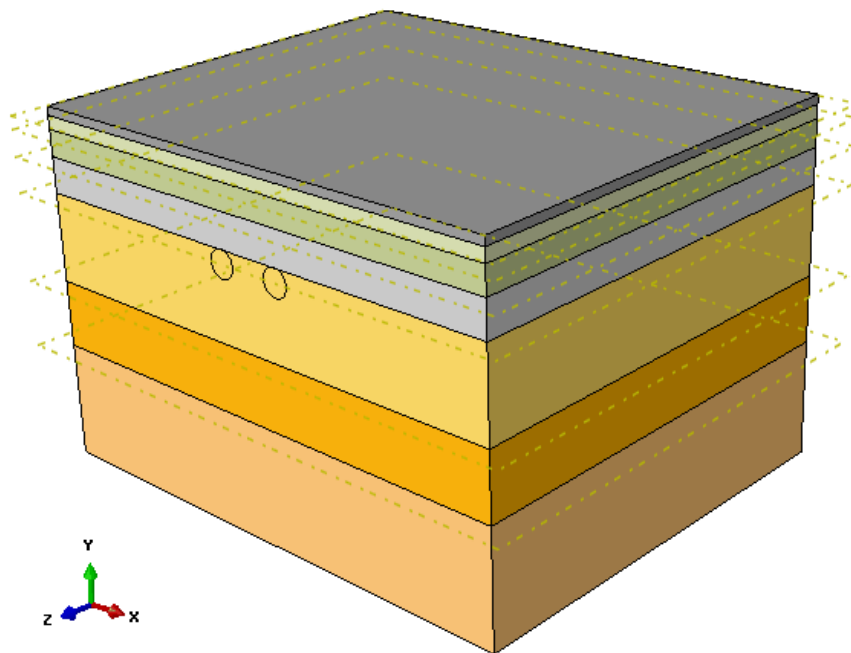


Рисунок 3.9 – Пространственная модель грунтового массива, вмещающего двух перегонных тоннелей метрополитена.

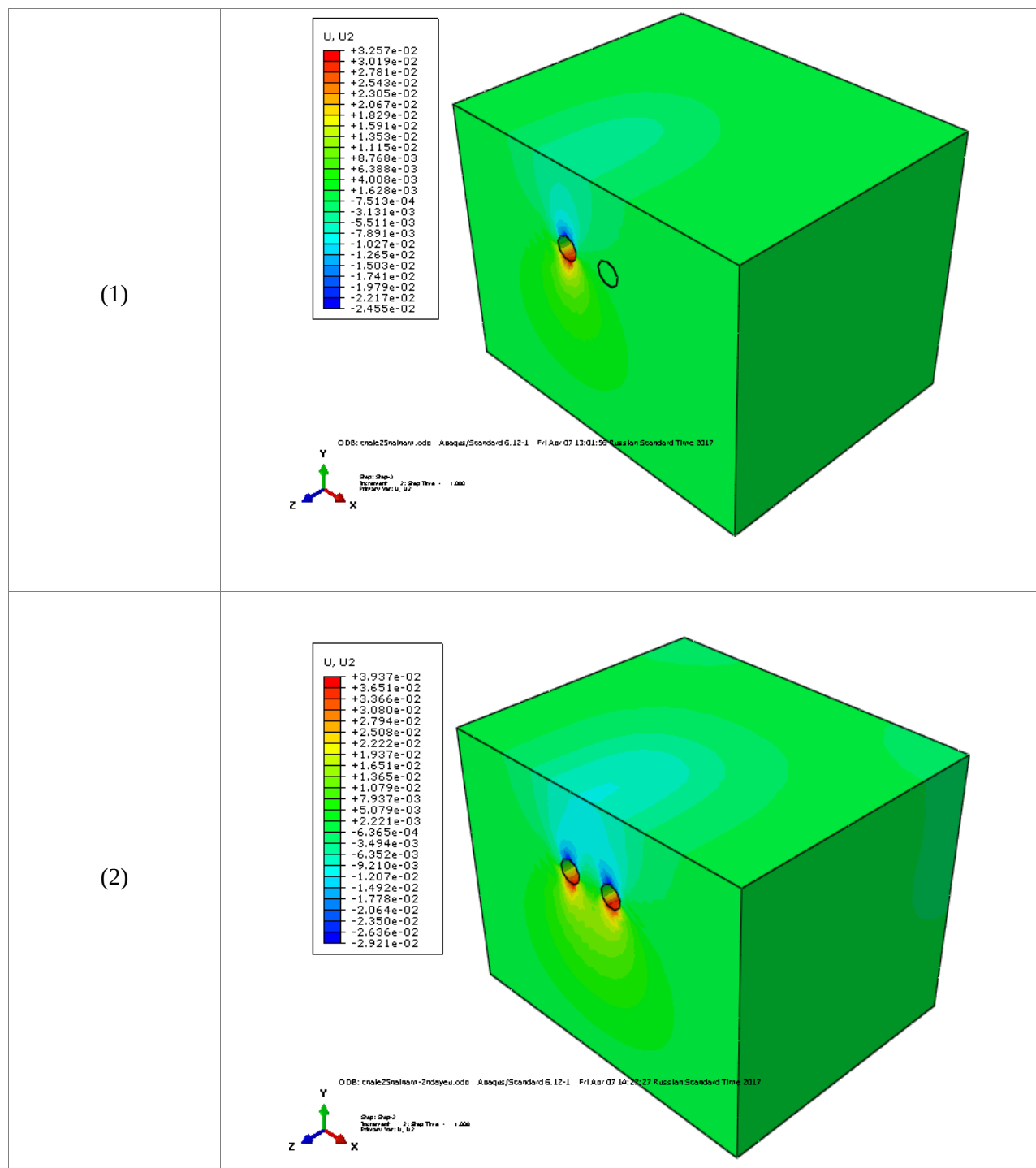


Рисунок 3.10 – Изохроны вертикального перемещения поверхности земли:
(1) – после проходки первого тоннеля; (2) – после проходки второго тоннеля.

На рисунке 3.11 представлены графические вертикальные деформации земной поверхности после проходки левого тоннеля:

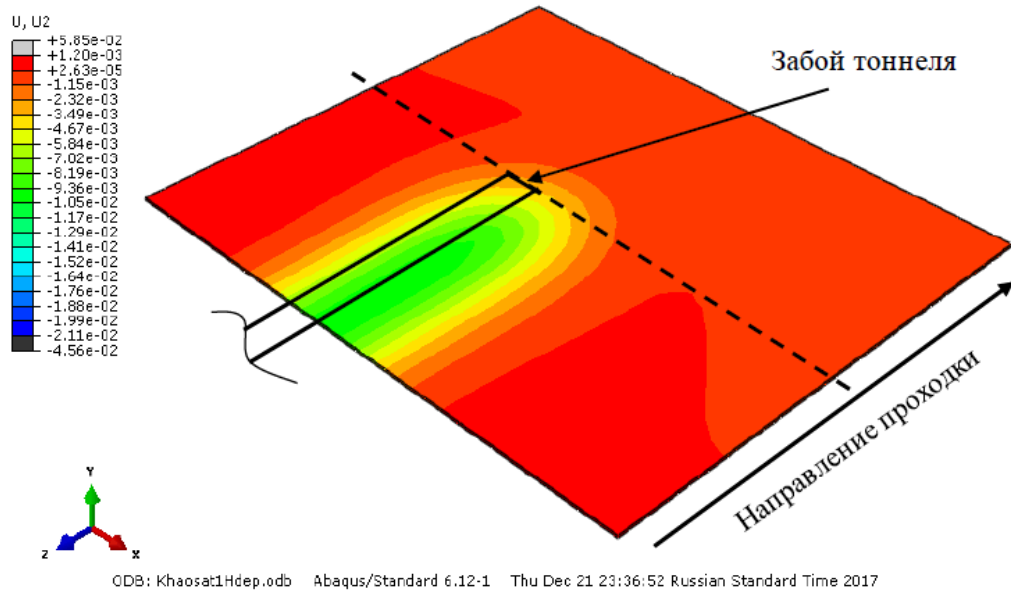


Рисунок 3.11 – Изохроны вертикальных перемещений поверхности земли после сооружения первого тоннеля

На рисунке 3.12 представлены закономерности изменения вертикальных перемещений поверхности земли при сооружении первого тоннеля.

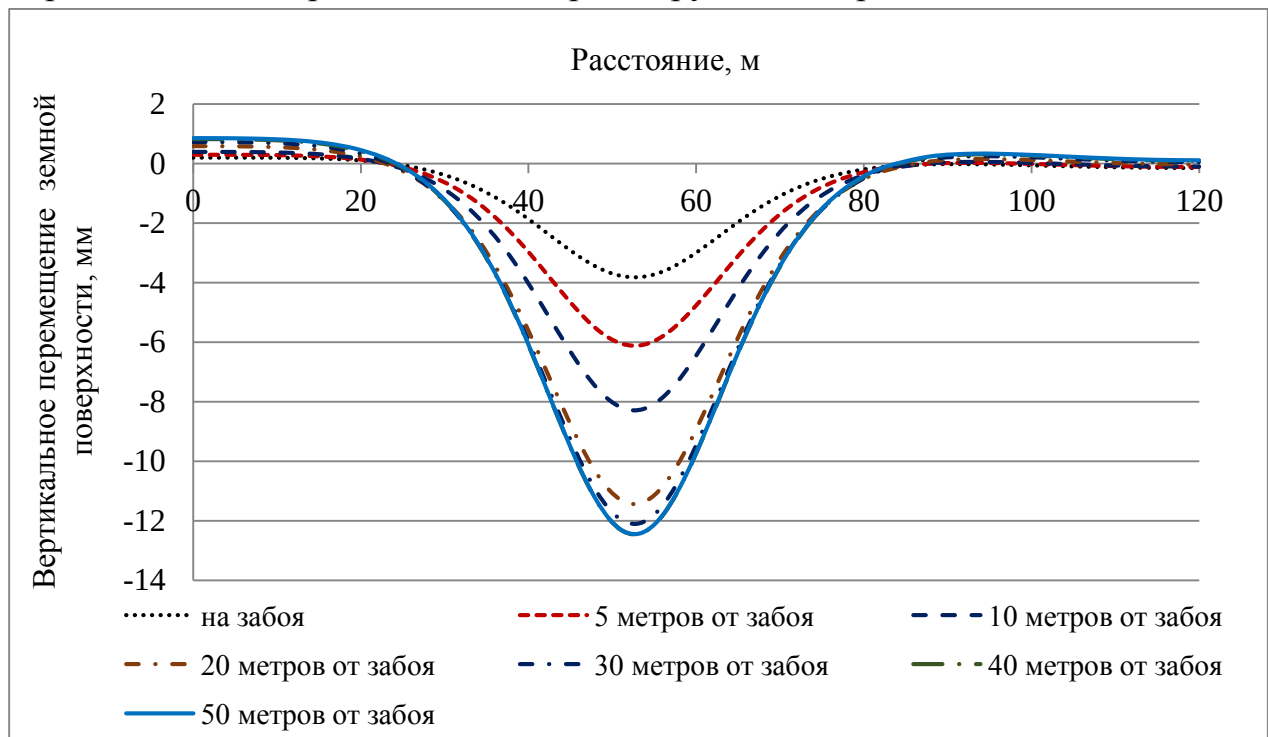


Рисунок 3.12 – Закономерности изменения вертикальных перемещений поверхности земли после сооружения первого тоннеля

На рисунке 3.13 представлены закономерности изменения вертикальных перемещений поверхности земли при сооружении первого тоннеля.

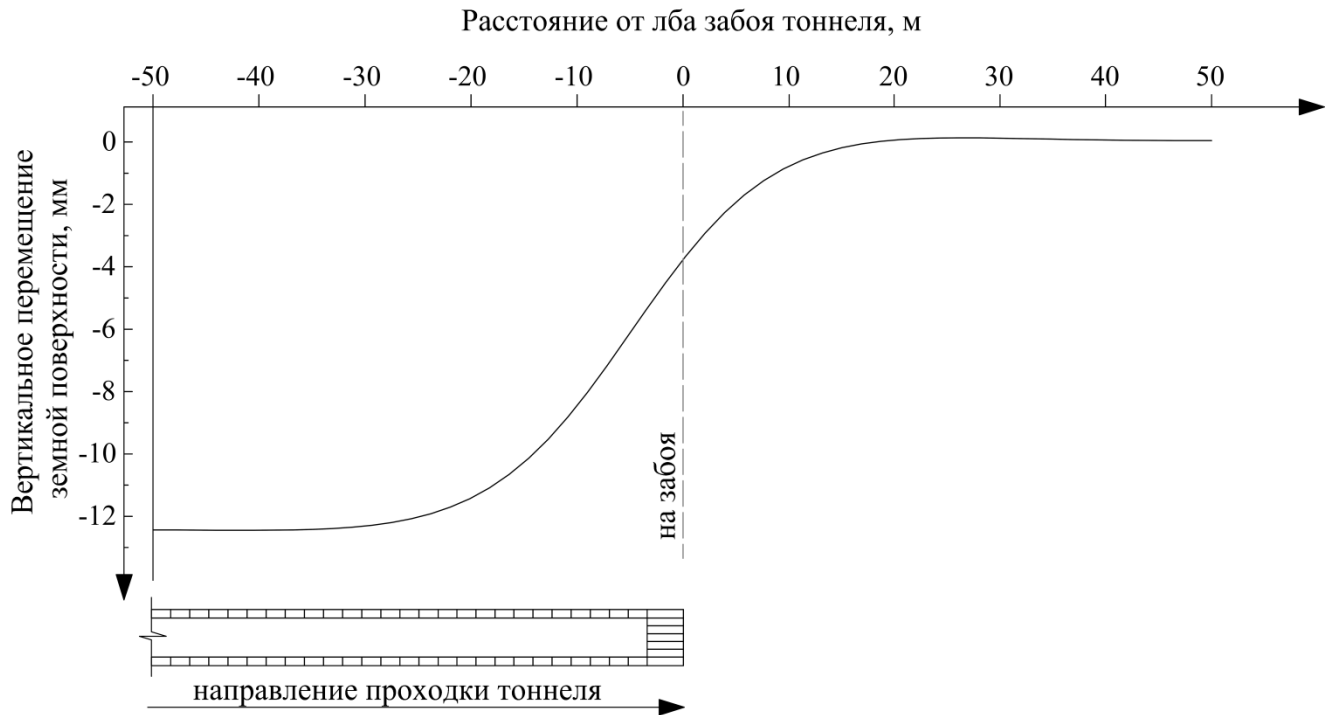


Рисунок 3.13 – Кривая распределения вертикальных перемещений поверхности земли по трассе после сооружения первого тоннеля

На рисунке 3.14 представлены графические вертикальные деформации поверхности земли после сооружения двух тоннелей метрополитена:

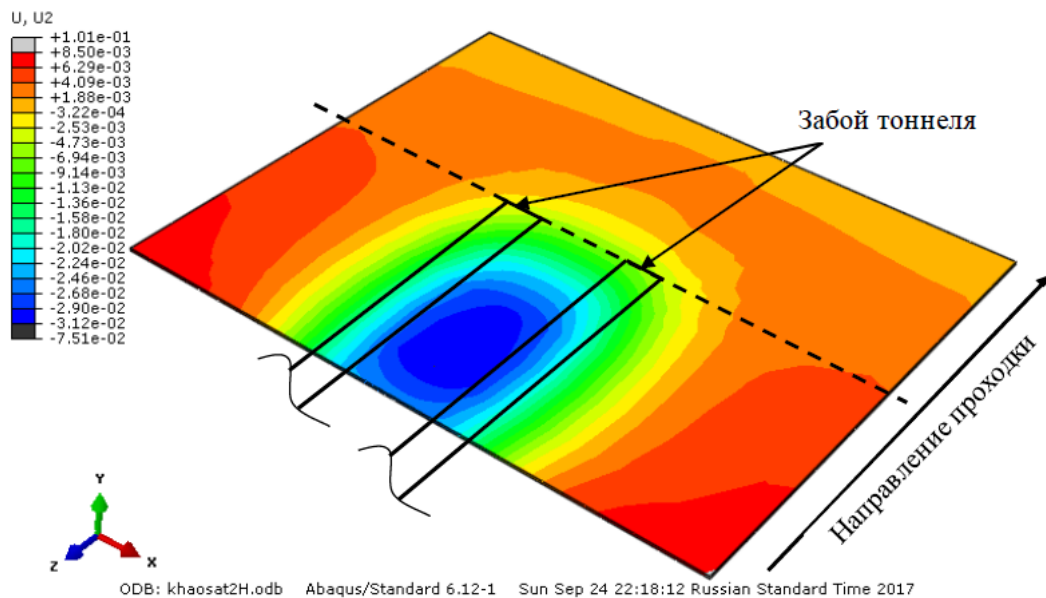


Рисунок 3.14 – Изохроны вертикальных перемещений поверхности земли после сооружения двух тоннелей

На рисунке 3.15 представлены графические зависимости вертикальных перемещений поверхности земли при сооружении двух тоннелей метрополитена.

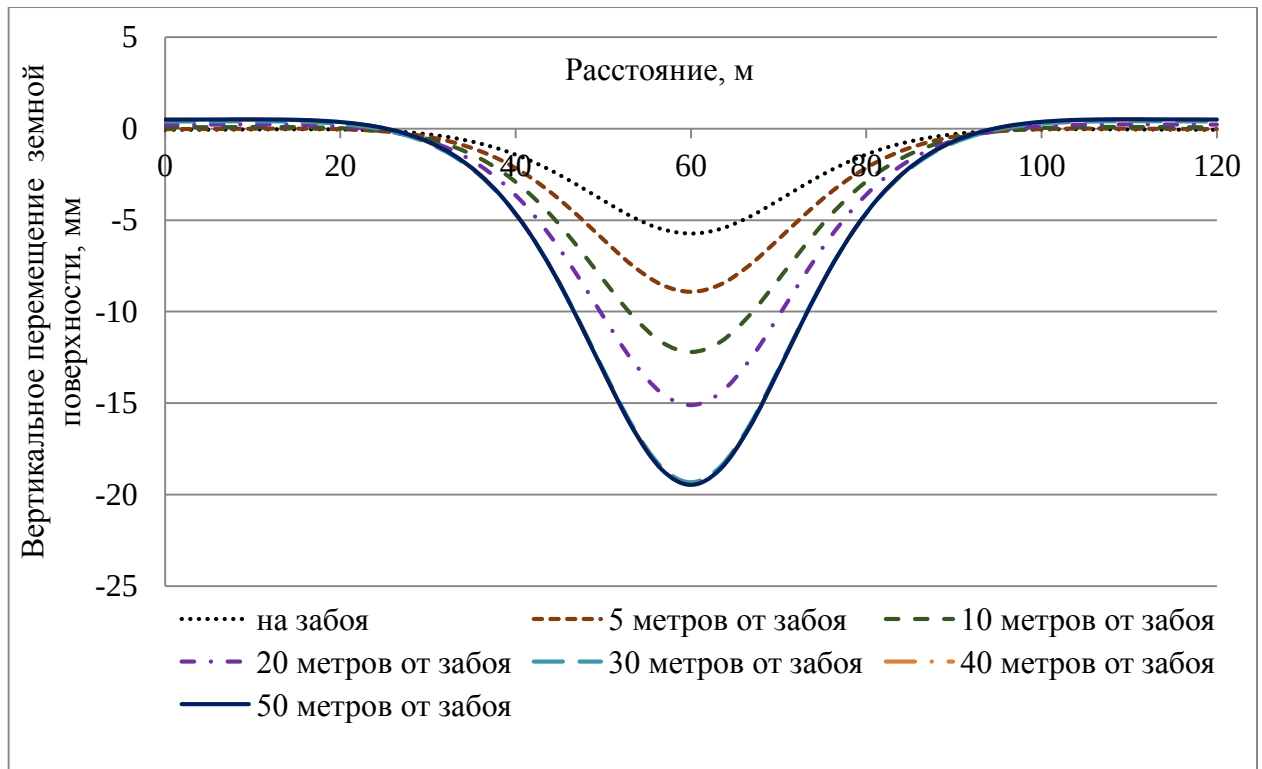


Рисунок 3.15 – Закономерности изменения вертикальных перемещений поверхности земли после сооружения двух тоннелей метрополитена

На рисунке 3.16 представлены закономерности изменения вертикальных перемещений поверхности земли при проходке двух перегонных тоннелей в продольном направлении по трассе тоннеля.

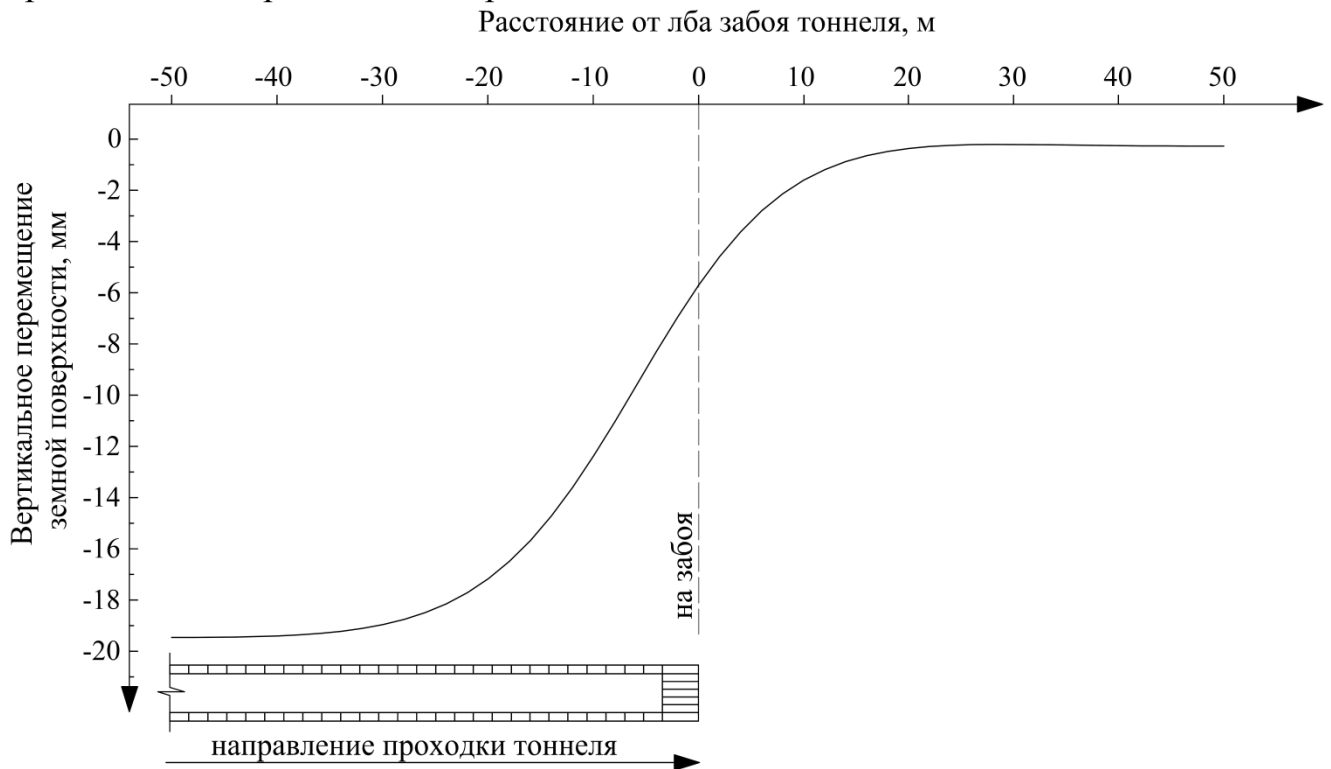


Рисунок 3.16 – Кривая распределения вертикальных перемещений поверхности земли по трассе после сооружения двух тоннелей метрополитена

Результаты расчета вертикального перемещения поверхности земли после сооружения двух тоннелей метрополитена представлены на рисунке 3.17.

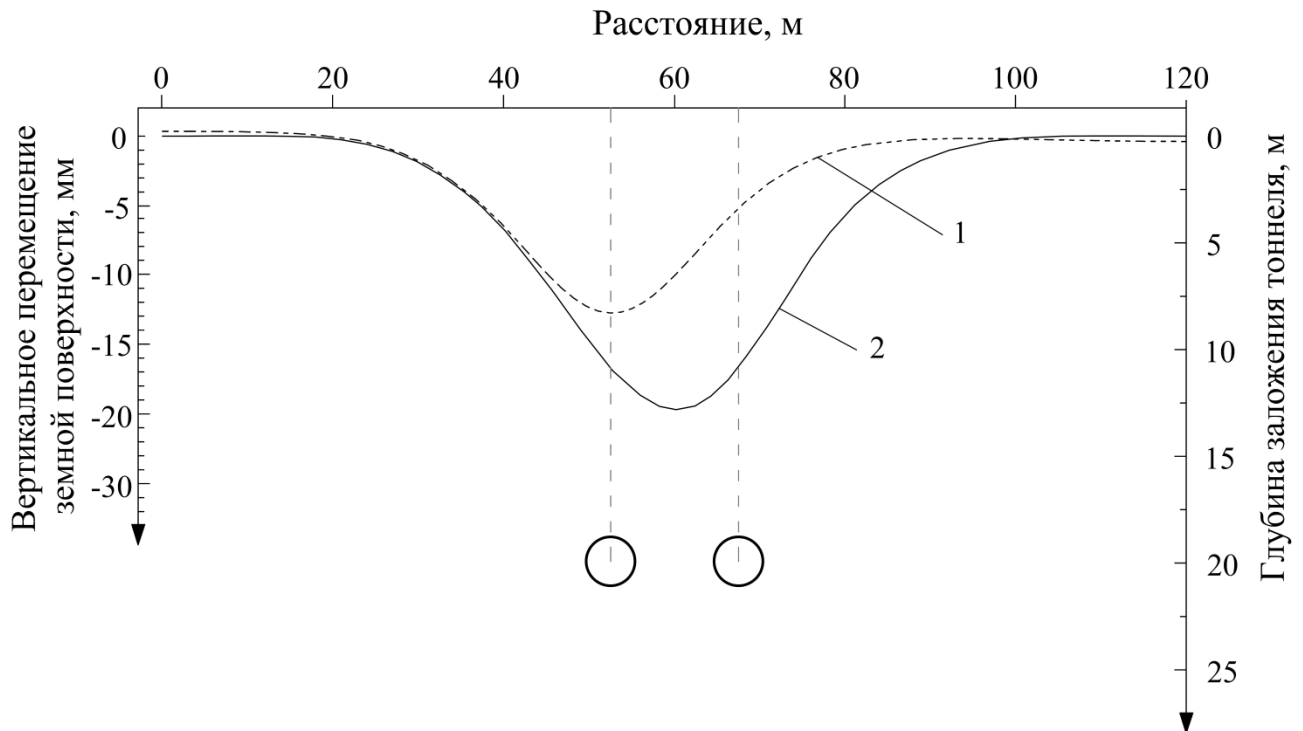


Рисунок 3.17 – Закономерности изменения вертикальных перемещений поверхности земли: 1 – после сооружения первого тоннеля; 2 – после сооружения двух тоннелей

3.4 Выводы по главе 3

1. В результате полученных решений установлены новые закономерности изменения вертикальных перемещений поверхности земли при сооружении тоннелей с применением ТПМК.

2. Значение максимального вертикального перемещения поверхности земли при сооружении тоннеля с помощью ТПМК с компенсационным давлением на забой составляет 12-13 мм. Величина вертикального перемещения впереди лба забоя реализуется приблизительно на 20-25 % от её максимальной величины. Зона влияния тоннеля на вертикальное перемещение поверхности земли на расстоянии, равном пяти диаметрам тоннеля впереди забоя и шести-семи диаметрам тоннеля позади забоя.

3. Получены новые закономерности изменения перемещений: проходка первого тоннеля ведет к вертикальным перемещениям поверхности земли порядка 12-13 мм, а сооружение двух тоннелей по тем же профильным линиям вызывает дальнейшее увеличение вертикальных перемещений до 20-21 мм.

ГЛАВА 4 НАПРАВЛЕНИЯ ПРАКТИЧЕСКОГО ИСПОЛЬЗОВАНИЯ РЕЗУЛЬТАТОВ ИССЛЕДОВАНИЙ

4.1 Оценка результатов расчета вертикального перемещения поверхности Земли по трассе перегонного тоннеля от ст. «Кат Линь» до ст. «Ван Мьеу» Ханойского метрополитена

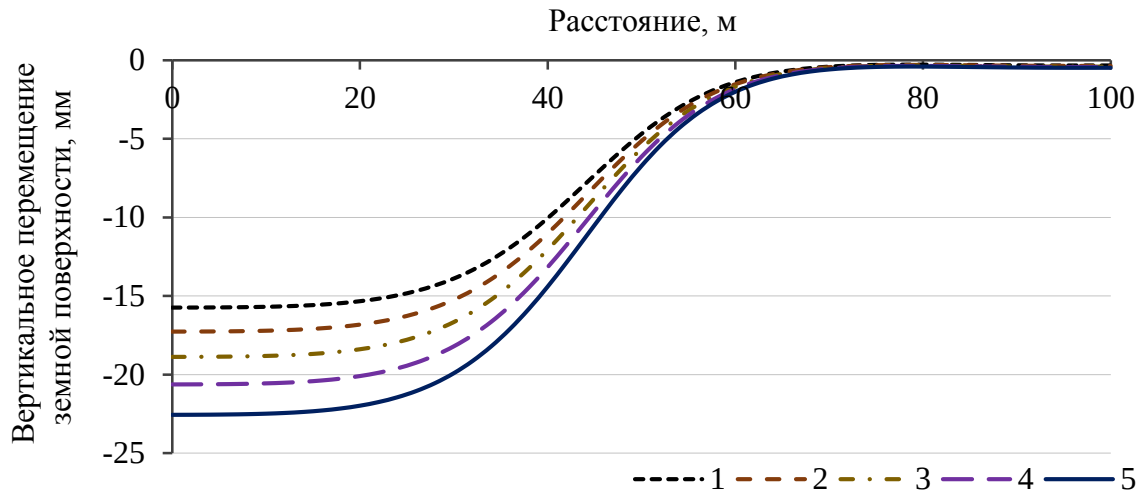
Для строительства перегонного тоннеля от станции «Кат Линь» до станции «Ван Мьеу» линии №3 Ханойского метрополитена общей длиной около 1400м и глубиной заложения 20м используется специализированный тоннелепроходческий механизированный комплекса с компенсационным давлением на забой. Диаметр сечения тоннеля 6,3м и тип обделки сборная обделка из железобетонных блоков, толщина обделки 0,35м.

При выполнении численного моделирования были получены новые закономерности изменения вертикальных перемещений поверхности Земли.

Расчеты были выполнены для выявления зависимости напряжений в поперечном сечении обделки тоннеля от величины модуля деформации вмещающего массива.

На рисунке 4.1 представлены кривые зависимости вертикального перемещения поверхности земли при сооружении двух взаимовлияющих тоннелей метрополитена с различным характеристическими вмещающего массива $E_0 = 32, 26, 20, 14, 9$ МПа, $\phi = 12^0$, $c = 15$ кПа и величине компенсационного давления на забой $q = 230$ кПа.

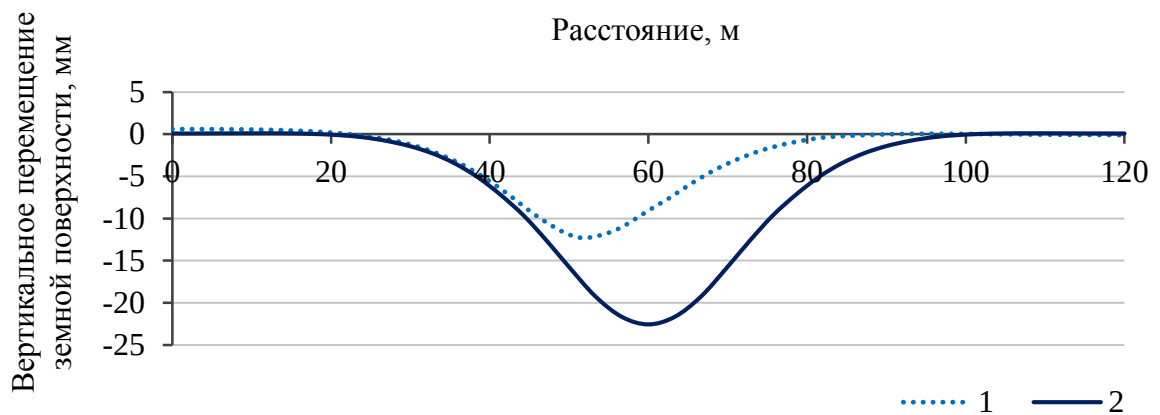
Анализ результатов расчета вертикального перемещения поверхности земли при сооружении двух тоннелей метрополитена с различными значениями модуля деформации вмещающего массива показывает, что при значении модуля деформации $E_0 = 9$ МПа вертикального перемещения поверхности земли в 1,43 раз больше, чем при $E_0 = 32$ МПа и составляет около 15-16мм.



1 – $E_0 = 32 \text{ МПа}$, 2 – $E_0 = 26 \text{ МПа}$, 3 – $E_0 = 20 \text{ МПа}$, 4 – $E_0 = 14 \text{ МПа}$, 5 – $E_0 = 9 \text{ МПа}$.

Рисунок 4. 1 – Кривые зависимости вертикального перемещения поверхности земли по оси перегонного тоннеля от удаления забоя при сооружении двух перегонных тоннелей.

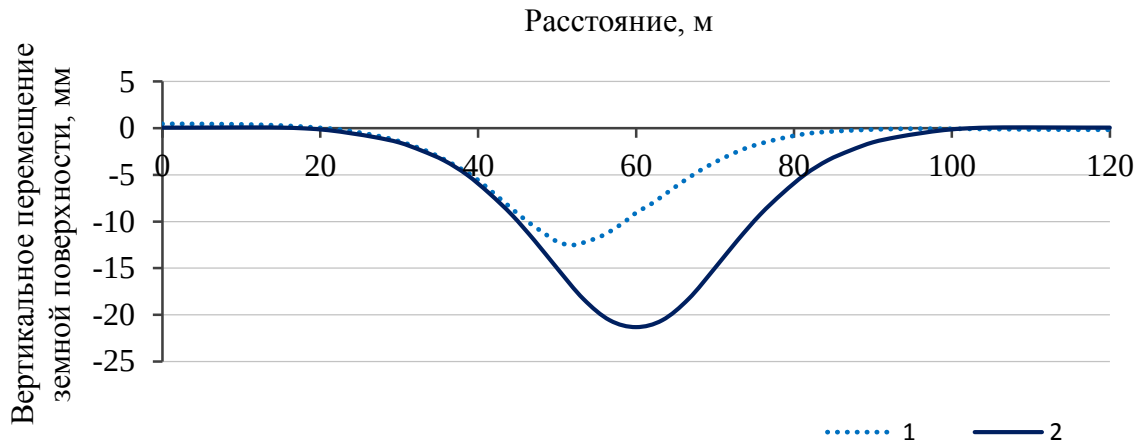
На рисунке 4.2 представлены кривые зависимости вертикального перемещения поверхности земли в направлении перпендикулярном оси перегонного тоннеля, с $E_0 = 9 \text{ МПа}$, $\phi = 12^\circ$ и $c = 15 \text{ кПа}$.



1 – при сооружении первого перегонного тоннеля,
2 – при сооружении двух перегонных тоннелей.

Рисунок 4.2 – Кривые зависимости вертикального перемещения поверхности земли при $E_0 = 9 \text{ МПа}$

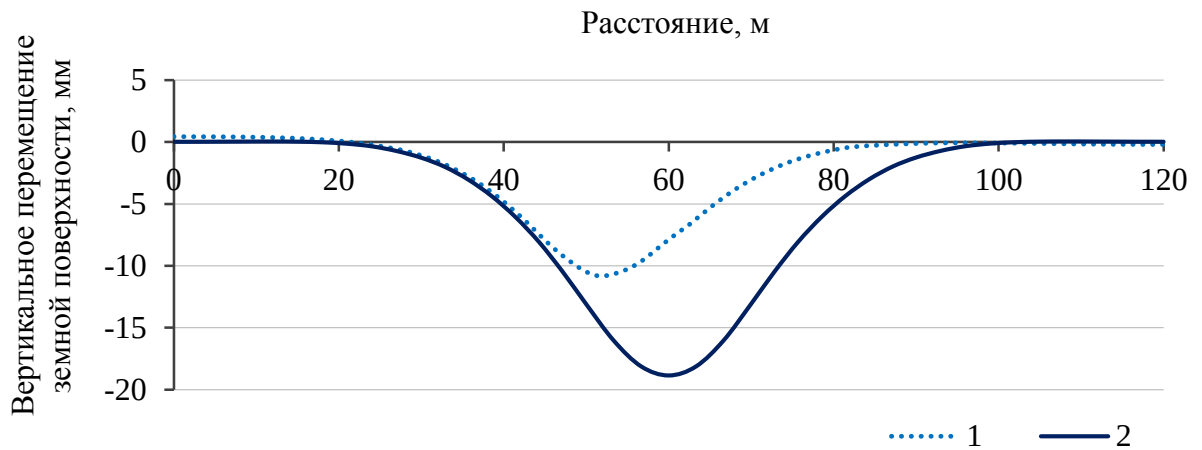
На рисунке 4.3 изображены кривые зависимости вертикального перемещения поверхности земли перпендикулярно оси тоннеля метрополитена с $E_0 = 14 \text{ МПа}$, $\phi = 12^\circ$ и $c = 15 \text{ кПа}$.



1 – при сооружении первого перегонного тоннеля,
 2 – при сооружении двух перегонных тоннелей.

Рисунок 4.3 – Кривые зависимости вертикального перемещения поверхности земли при $E_0 = 14 \text{ МПа}$

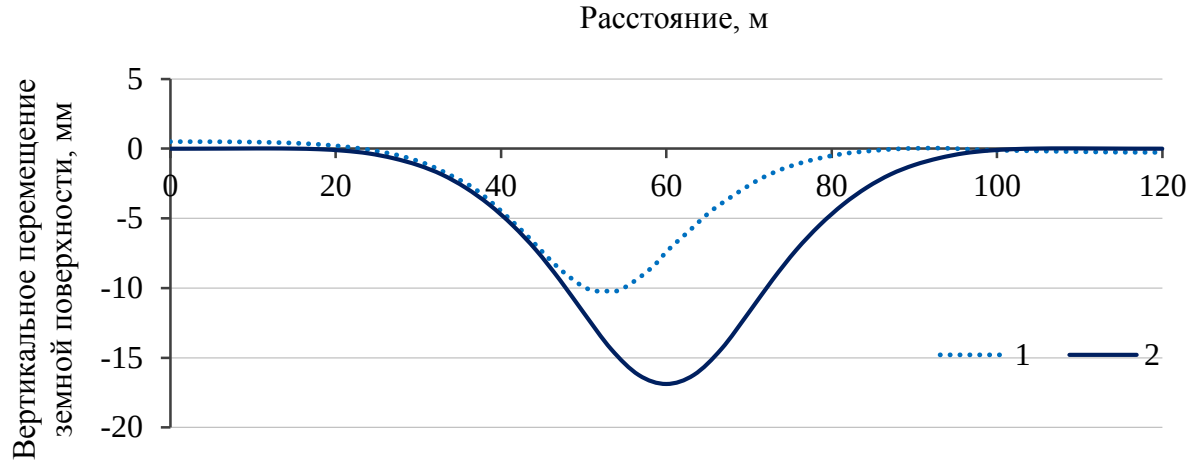
На рисунке 4.4 изображены кривые зависимости вертикального перемещения поверхности земли перпендикулярно оси тоннеля метрополитена с $E_0 = 20 \text{ МПа}$, $\phi = 12^\circ$ и $c = 15 \text{ кПа}$.



1 – при сооружении первого перегонного тоннеля,
 2 – при сооружении двух перегонных тоннелей.

Рисунок 4.4 – Кривые зависимости вертикального перемещения поверхности земли при $E_0 = 20 \text{ МПа}$

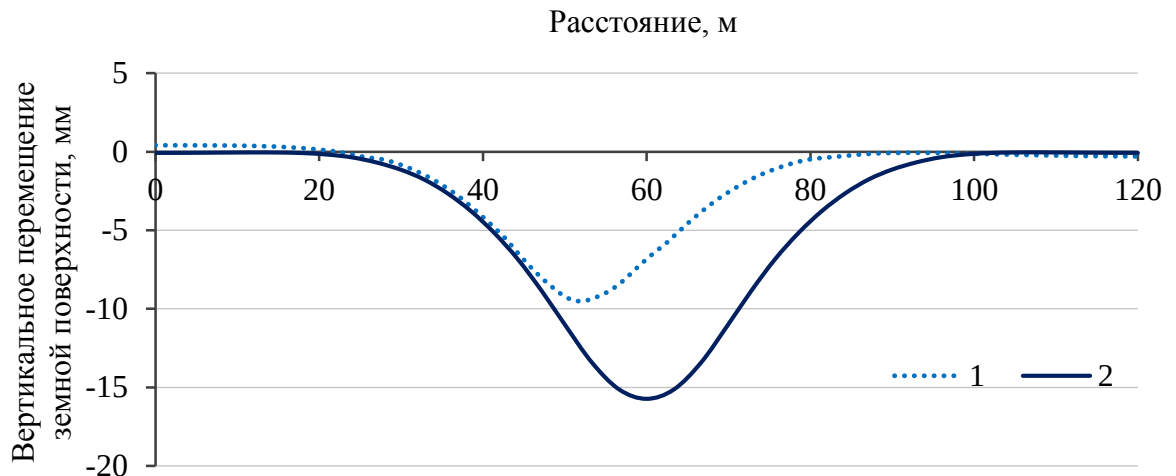
На рисунке 4.5 изображены кривые зависимости вертикального перемещения поверхности земли перпендикулярно оси тоннеля метрополитена с $E_0 = 26 \text{ МПа}$, $\phi = 12^\circ$ и $c = 15 \text{ кПа}$.



1 – при сооружении первого перегонного тоннеля,
2 – при сооружении двух перегонных тоннелей.

Рисунок 4.5 – Кривые зависимости вертикального перемещения поверхности земли при $E_0 = 26 \text{ МПа}$

На рисунке 4.6 изображены кривые зависимости вертикального перемещения поверхности земли перпендикулярно оси тоннеля метрополитена с $E_0 = 32 \text{ МПа}$, $\phi = 12^\circ$ и $c = 15 \text{ кПа}$.



1 – при сооружении первого перегонного тоннеля,
2 – при сооружении двух перегонных тоннелей.

Рисунок 4.6 – Кривые зависимости вертикального перемещения поверхности земли при $E_0 = 32 \text{ МПа}$

На рисунке 4.7 изображены кривые зависимости вертикального перемещения поверхности земли при сооружении двух перегонных тоннелей с различными значениями угла внутреннего трения $\phi = 32^0, 24^0, 17^0, 11^0, 7^0$, $E_0 = 16 \text{ МПа}$ и $c = 12 \text{ кПа}$, с компенсационным давлением на забой $q = 230 \text{ кПа}$.

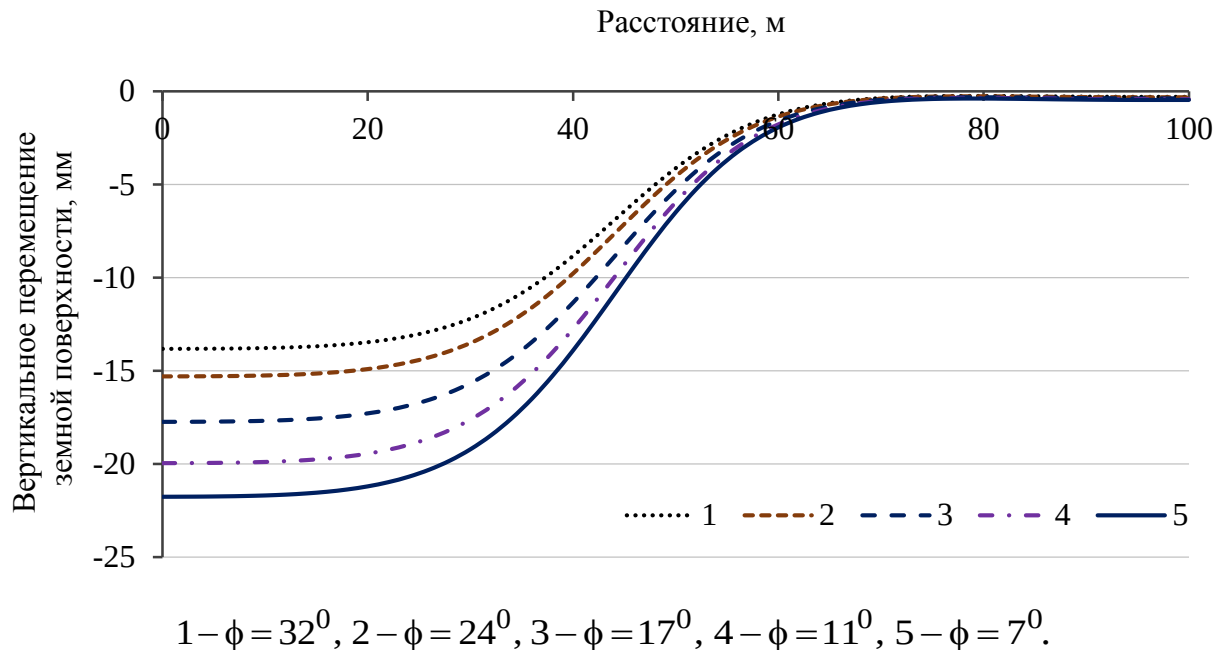


Рисунок 4.7 – Кривые зависимости вертикального перемещения поверхности земли по оси перегонного тоннеля от удаления забоя при сооружении двух перегонных тоннелей

На рисунке 4.8 изображены кривые зависимости вертикального перемещения поверхности земли перпендикулярно оси перегонного тоннеля по оси забоя при сооружении двух тоннелей метрополитена в массивах с $\phi = 32^0, 24^0, 17^0, 11^0, 7^0$, $E_0 = 16 \text{ МПа}$ и $c = 12 \text{ кПа}$, при величина компенсационного давления на забой $q = 230 \text{ кПа}$.

Анализ сопоставления графиков, изображенных на рисунках 4.7 и 4.8 зависимости вертикального перемещения поверхности земли при сооружении правого перегонного тоннеля следует, что при значении угла внутреннего трения $\phi = 7^0$ вертикального перемещения поверхности Земли в 1,55 раз больше, чем при $\phi = 32^0$ и составляет около 21-22 мм.

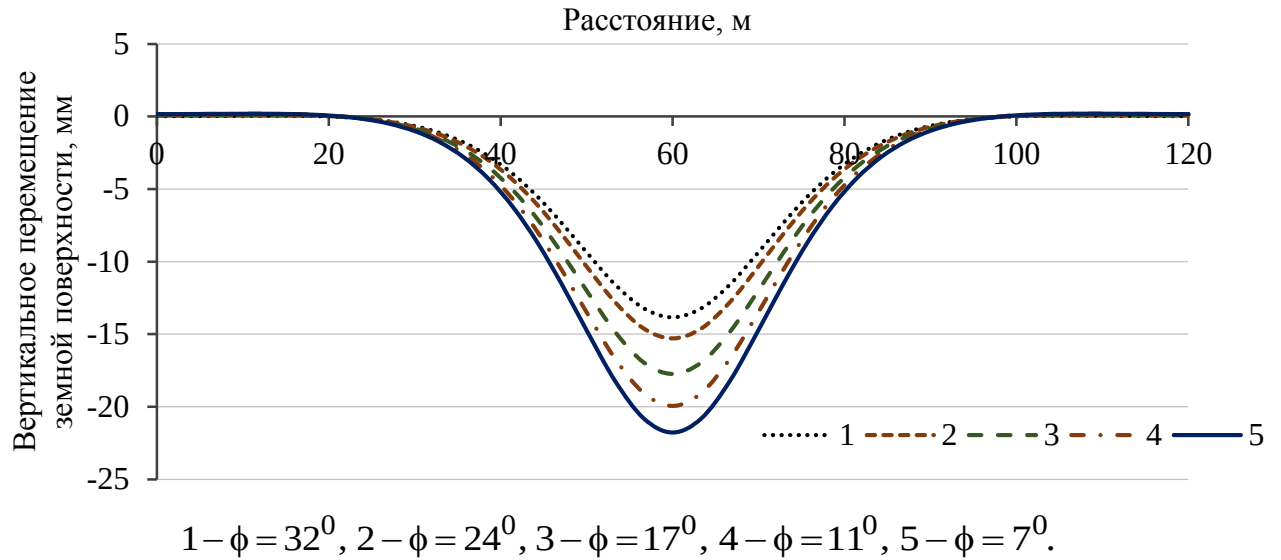
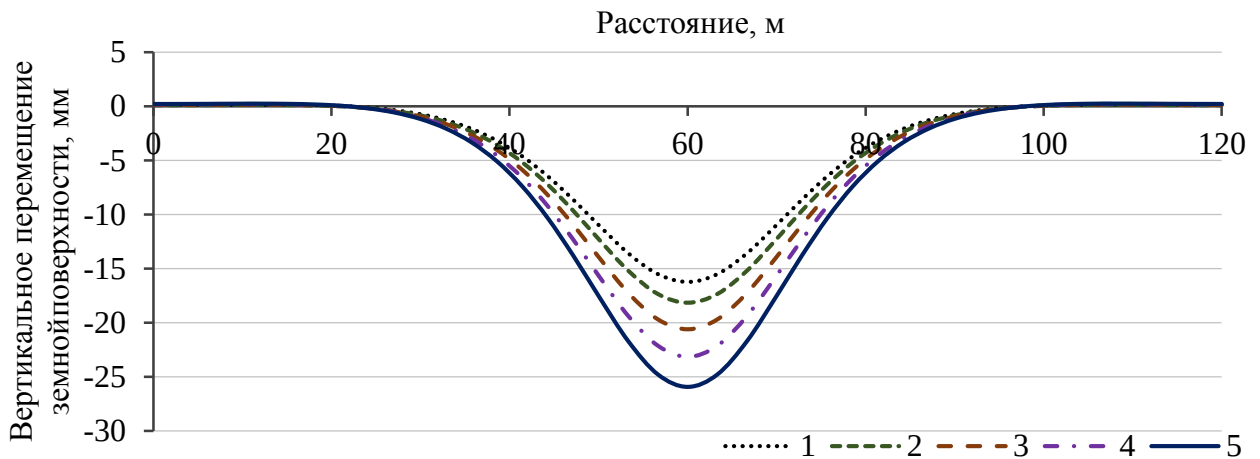


Рисунок 4.8 – Кривые зависимости вертикального перемещения поверхности земли при сооружении двух тоннелей метрополитена

На рисунке 4.9 представлены кривые зависимости вертикального перемещения поверхности земли перпендикулярно оси перегонного тоннеля при сооружении двух перегонных тоннелей в масставах с $c = 11, 16, 22, 29, 35$ кПа, $E_0 = 16$ МПа и $\phi = 12^0$, с компенсационным давлением на забой $q = 230$ кПа.

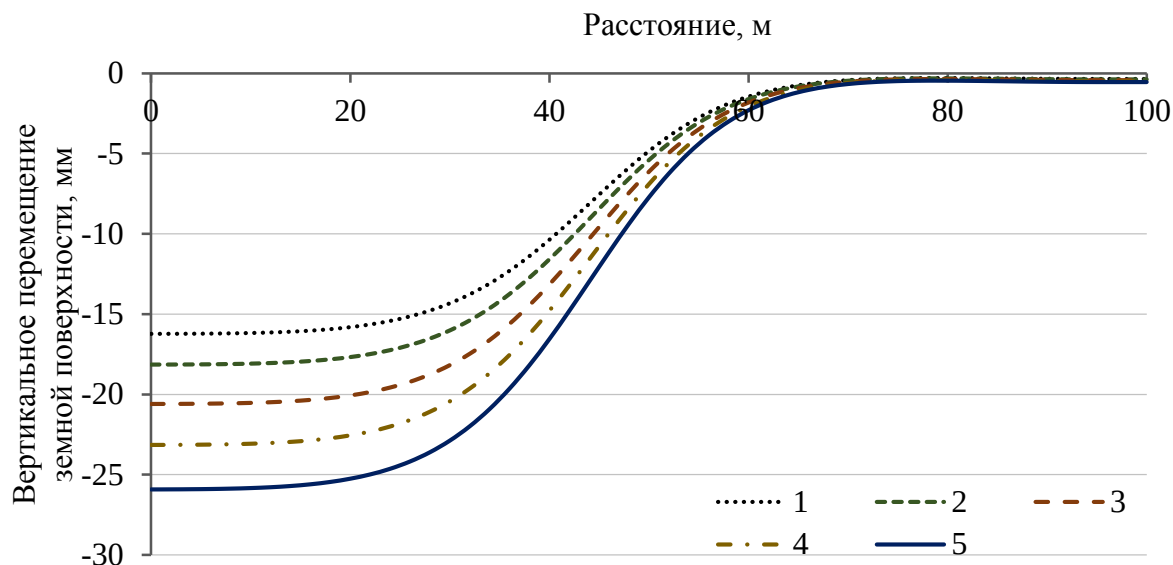


1 – $c = 35$ кПа, 2 – $c = 29$ кПа, 3 – $c = 22$ кПа, 4 – $c = 16$ кПа, 5 – $c = 11$ кПа.

Рисунок 4.9 – Кривые зависимости вертикального перемещения поверхности земли при сооружении двух перегонных тоннелей

На рисунке 4.10 представлены кривые зависимости вертикального перемещения поверхности земли при сооружении двух перегонных тоннелей с

различными значениями сцепления $c=11, 16, 22, 29, 35$ кПа, $E_0=16$ МПа и $\phi=12^\circ$, с компенсационным давлением на забой $q=230$ кПа.



1 – $c=35$ кПа, 2 – $c=29$ кПа, 3 – $c=22$ кПа, 4 – $c=16$ кПа, 5 – $c=11$ кПа.

Рисунок 4.10 – Кривые зависимости вертикального перемещения поверхности земли по оси перегонного тоннеля от удаления забоя при сооружении двух перегонных тоннелей

Из данных, изображенных на рисунках 4.9 и 4.10 следует, что при значении сцепления $c=11$ кПа вертикального перемещения поверхности Земли в 1,61 раз больше, чем при $c=35$ кПа и составляет около 25-26 мм.

4.2 Метод расчета нагрузок на обделку тоннеля метрополитена

Для расчета нагрузок на обделку тоннелей метрополитена применим метод расчета нагрузки на обделку из условия совместности деформирования и перемещений системы «обделка – грунтовый массив» [20]. Из этого следует, что нагрузка на обделку равна:

$$p = p_0 + p_2 \cos 2\theta; \quad (4.1)$$

$$p_0 = 0,5\alpha^* \gamma H(1+\lambda) \frac{2(c^2-1)}{2(c^2-1) + \frac{[c^2(\chi_k-1)+2]G}{G_k}};$$

$$p_2 = \alpha^* \gamma H (1 - \lambda) \chi D \cdot \frac{G_k}{G} \cdot \frac{c^4 (3 - c^2) - Q}{D_1};$$

$$q_2 = \alpha^* \gamma H (1 - \lambda) \chi D \cdot \frac{G_k}{G} \cdot \frac{c^4 (3 + c^2) + Q}{D_1};$$

$$D_1 = \left[c^4 (3 - c^2) - Q \right] \cdot \left[c^2 (1 - \beta + 2c^2) - (Q_1 + D)(\beta - 1) \right];$$

$$D = \frac{(c^2 - 1)^3}{\chi_k + 1}; Q = D \left(\frac{G_k}{G} - 1 \right); c = \frac{R_1}{R_0}; Q_1 = 1 + \chi \frac{G_k}{G} \cdot D; \chi = 3 - 4\nu; \chi_k = 3 - 4\nu_k;$$

$$G = \frac{E_0}{2(1 + \nu)}; G_k = \frac{E_k}{2(1 + \nu_k)}; \beta = \frac{c^4 (3 + c^2) + Q}{c^4 (3 - c^2) - Q},$$

где θ – угол между осью ox и рассматриваемым сечением обделки; трения λ – коэффициент бокового распора; R_1 – внешний радиус обделки; R_0 – внутренний радиус обделки; E_0 и E_k – соответственно модуль деформации грунта и обделки; ν и ν_k – соответственно коэффициент Пуассона грунта и обделки.

За величины прочностных и деформационных характеристик грунтового массива примем усредненные данные, полученные при сооружении метрополитена г. Ханоя от ст. «Кат Линь» до ст. «Ван Мьеу»: глубина заложения тоннеля $H = 20$ метров; удельный вес пород $\gamma = 0,02$ МН/м³; внешний радиус обделки $R_1 = 3,15$ метра; внутренний радиус обделки $R_0 = 2,8$ метра; модуль деформации грунта и обделки $E_0 = 20$ МПа и $E_k = 37500$ МПа, коэффициент Пуассона грунта $\nu = 0,35$ и коэффициент Пуассона обделки $\nu_k = 0,2$.

Величину нагрузки найдем для случая, когда обделка вступает в работу с массивом на расстоянии одного радиуса от забоя тоннеля (рисунок 1.18). Относительная величина перемещений U_0 (рисунок 1.18) на расстоянии R_1 составляет $U_0 = 0,85U$. Расчет по формуле (1.26) показывает, что величина нагрузки на обделку имеет вид горизонтально расположенного эллипса:

$$p = 306,73 + 52,57 \cos 2\theta \text{ кПа.}$$

Величина нагрузки в боку тоннеля при $\theta = 0$ составляет $p = 359,30$ кПа, а в своде $p = 254,16$ кПа.

4.3 Методика расчета напряженно-деформированного состояния обделки

Ниже приведены основные результаты исследования напряженного состояния обделок двух перегонных круговых тоннелей, заполнения заобделочного пространства тампонажным раствором, с часто применяемыми на практике обделками из железобетонных блоков.

Обделки перегонного тоннелей, выполненные из высокопрочных железобетонных блоков с перевязкой швов, а также области грунта вокруг тоннелей. свойств

Прочностные и деформационные свойств грунтового массива, которые были использованы при моделировании представлены в таблице 1.2.

Наружный диаметр перегонного тоннеля $R_1 = 6,3\text{м}$ и толщина железобетонных блоков $d_1 = 0,35\text{м}$. Модуль деформации обделки 37500МПа и коэффициент Пуассона $\nu_1 = 0,2$.

Было выполнено математическое моделирование в плоской постановке с применением МКЭ в программном пакете Abaqus [23].

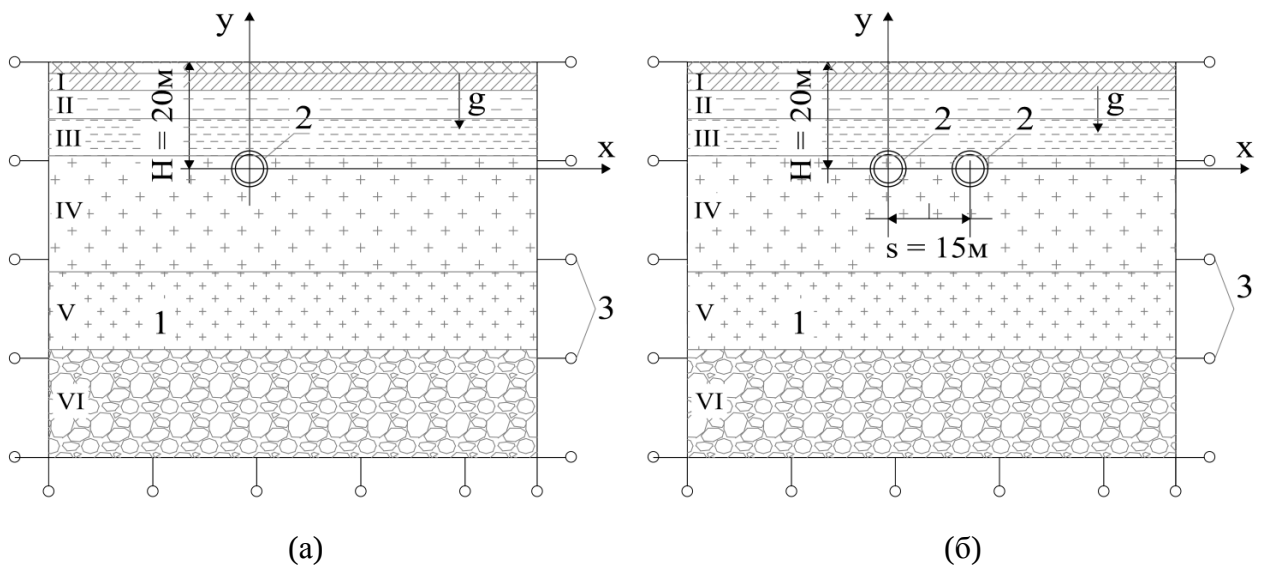


Рисунок 4.11 – Расчетная схема плоской конечно-элементной модели перегонного тоннеля: а – разработка левого тоннеля, б – разработка правого тоннеля, 1 – грунт; 2 – тоннель; 3 – граничные условия

Принципиальная расчетная схема, изображена на рисунке 4.11.

При этом основные линейные размеры модели: ширина модели (размер в направлении оси X) – 120 м; высота модели (размер в направлении оси Y) – 120 м.

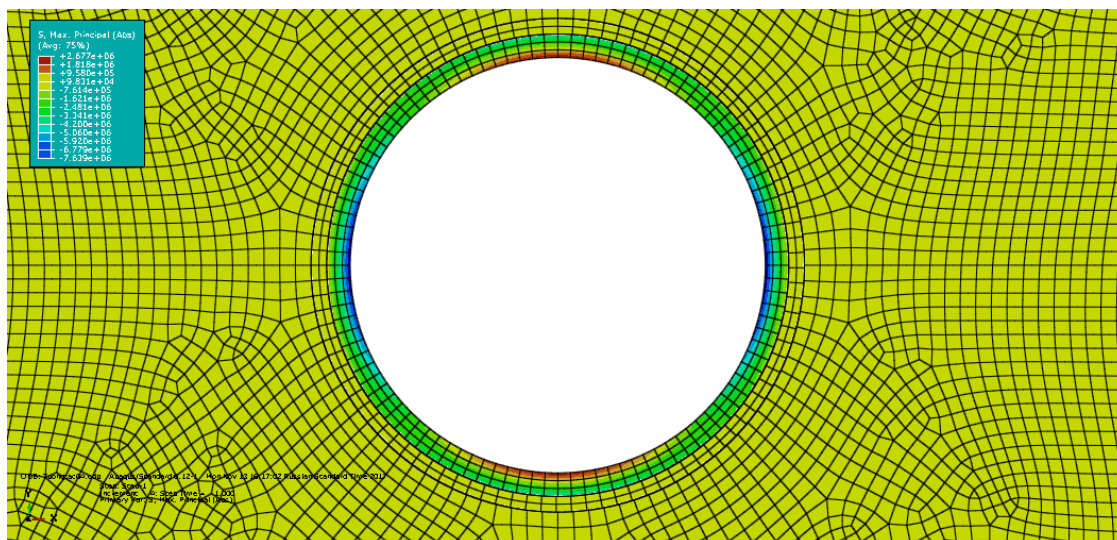


Рисунок 4.12 – Эпюры распределения максимальных главных напряжений, МПа

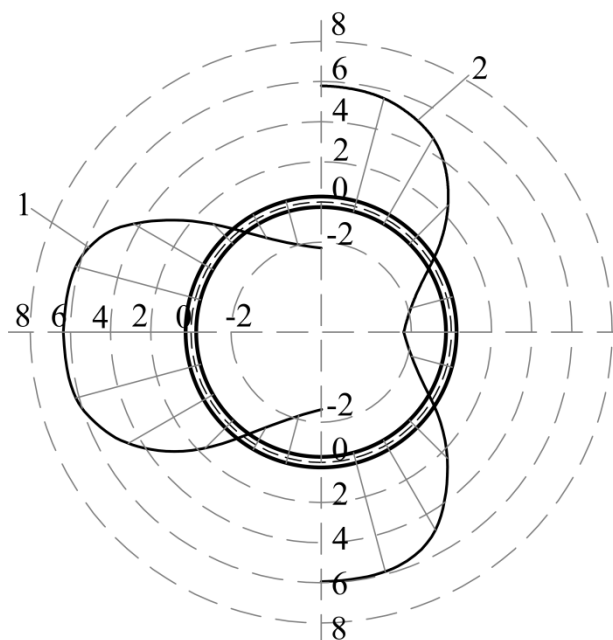


Рисунок 4.13 – Эпюры распределения:

1 – тангенциальных напряжений на внутреннем, 2 – тангенциальных напряжений на внешнем контурах поперечного сечения обделки левого (первого) перегонного тоннеля, МПа

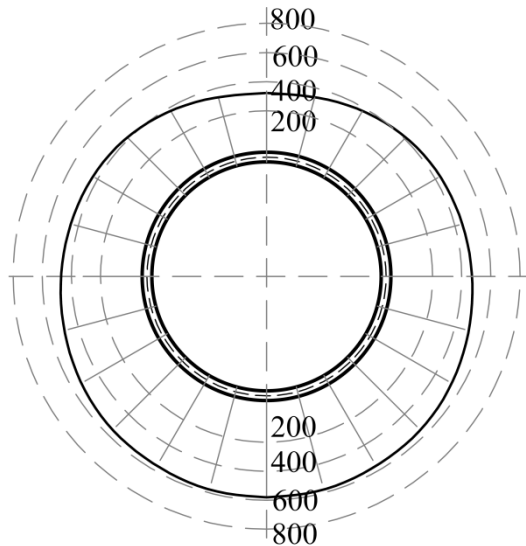


Рисунок 4.14 – Эпюры распределения радиальных напряжений на внешнем контуре обделки по ее периметру поперечного сечения обделки левого (первого) перегонного тоннеля, кПа

Расчеты тангенциальных напряжений на внешнем контуре крепи показывают, что в своде крепи возникают максимальные сжимающие напряжения σ_θ , а в боку тоннеля напряжения становятся растягивающими. На рисунке 4.15 представлены результаты прогноза тангенциальных напряжений на внешнем и внутреннем контурах обделки после проходки второго перегонного тоннеля.

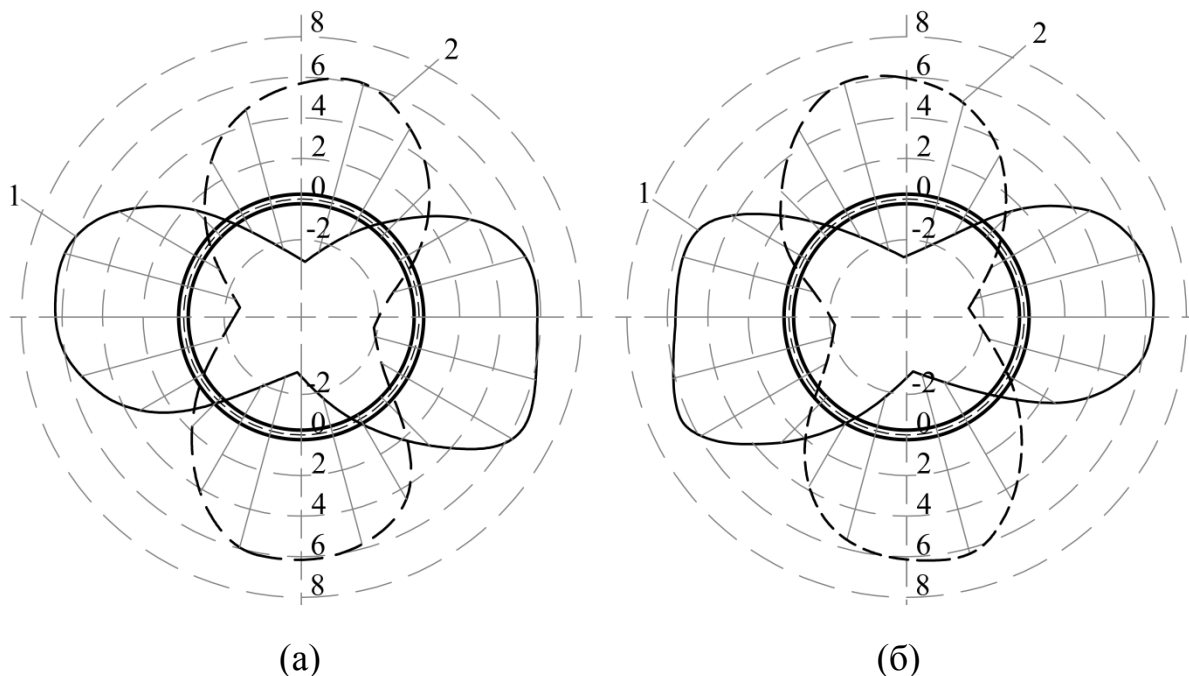


Рисунок 4.15 – Эпюры распределения тангенциальных напряжений, МПа, (а) левого и (б) правого тоннеля метрополитена. 1 – тангенциальных напряжений на внутреннем контуре, 2 – тангенциальных напряжений на внешнем контуре поперечного сечения обделки тоннеля метрополитена

Получен интересный научный и практический результат, который заключается в том, что сооружение второго тоннеля приводит к росту растягивающих напряжений на внешнем контуре крепи с -2,05 до -2,17 МПа, а сжимающих напряжений - с 5,93 до 6,32 МПа. При этом растягивающие тангенциальные напряжения на внутреннем контуре крепи увеличиваются с -2,31 до -2,86 МПа, а сжимающие напряжения - с 6,07 до 6,42 МПа.

На рисунке 4.16 приведены зависимости изменения тангенциальных напряжений σ_θ на внешнем контуре обделки левого перегонного тоннеля.

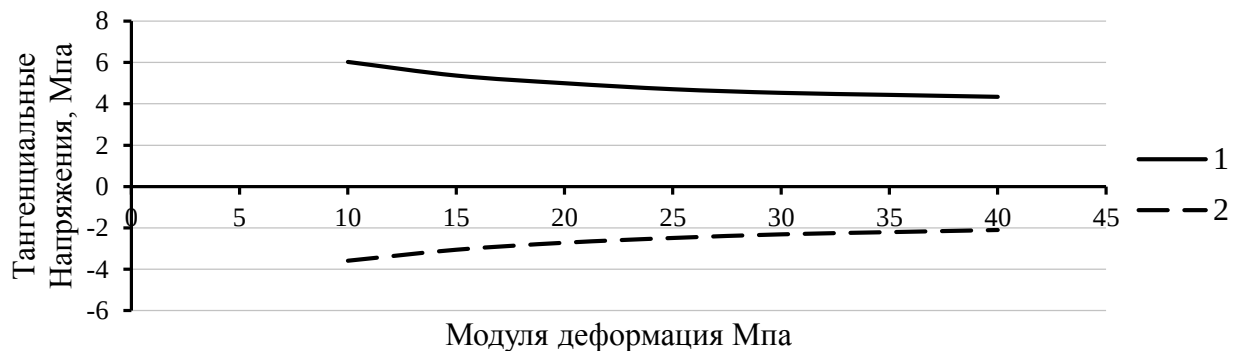


Рисунок 4.16 – Зависимость тангенциальных напряжений на внешнем контуре обделки левого тоннеля метрополитена от модуля деформации вмещающего массива: 1 - в кровле; 2 - в боку

На рисунке 4.17 приведены зависимости изменения напряжений σ_θ от модуля деформации на внутреннем контуре обделки левого перегонного тоннеля.

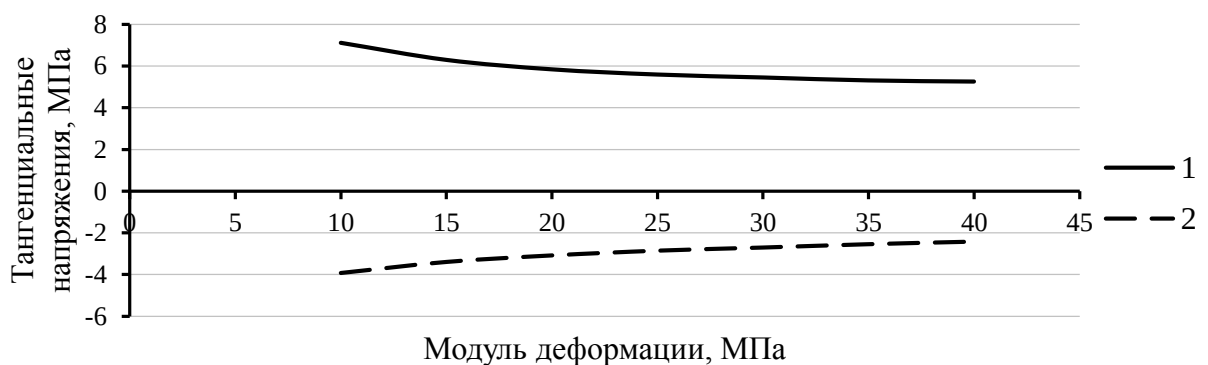


Рисунок 4.17 – Зависимость тангенциальных напряжений на внутреннем контуре обделки левого тоннеля метрополитена от модуля деформации вмещающего массива: 1 - в боку; 2 - в кровле

Как видно из графика, максимальные тангенциальные напряжения имеют место в боку обделки тоннеля и равны 7,12 МПа. Они являются сжимающими. Увеличение модуля деформации E_0 с 10 до 40 МПа, тангенциальные напряжения на внутреннем контуре обделки левого перегонного тоннеля в боках возрастают с 7,12 до 5,2 МПа. В своде обделки при модуля деформации $E_0 = 10$ МПа тангенциальные напряжения является растягивающими. Увеличение модуля деформации E_0 с 10 до 40 МПа, снимает напряжения σ_θ на внутреннем контуре обделки левого тоннеля в сводах с -3,92 до -2,43 МПа.

На рисунках 4.18 и 4.19 изображены кривые зависимостей тангенциальных напряжений σ_θ , (МПа), возникающих на внешнем и внутреннем контурах обделки правого перегонного тоннеля, от модуля деформации вмещающего массива E_0 .

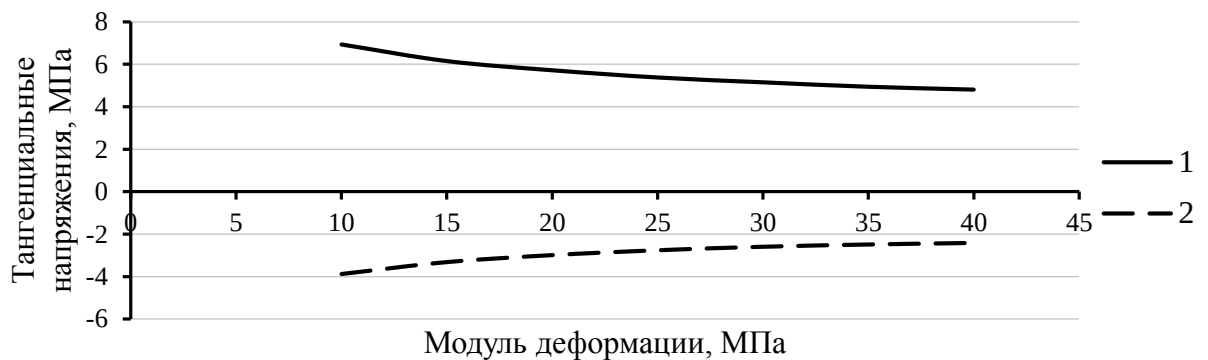


Рисунок 4.18 – Зависимость тангенциальных напряжений на внешнем контуре обделки правого тоннеля метрополитена от модуля деформации вмещающего массива: 1 - в кровле; 2 - в боку

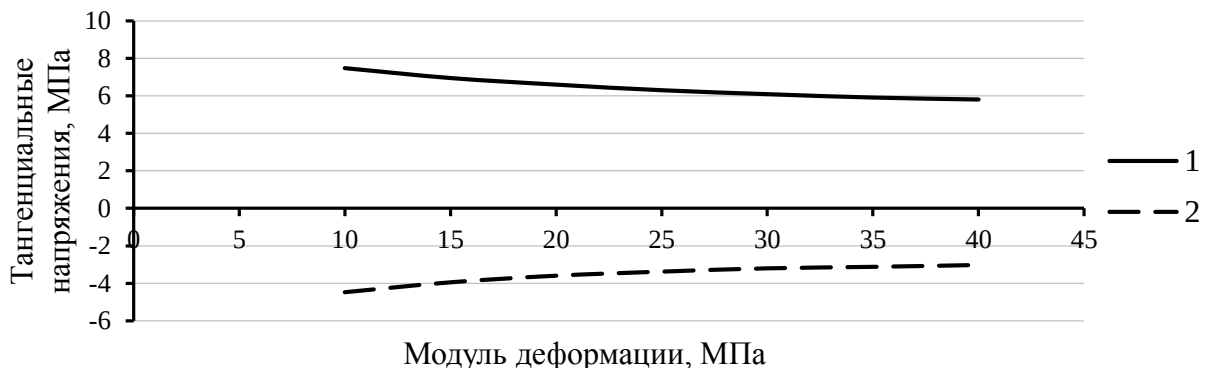


Рисунок 4.19 – Зависимость тангенциальных напряжений на внутреннем контуре обделки правого тоннеля метрополитена от модуля деформации вмещающего массива: 1 - в боку; 2 - в кровле

Как следует из рисунка 4.19 максимальные тангенциальные напряжения имеет в боку обделки тоннеля и равны 7,48 МПа. Они являются сжимающими. Увеличение модуля деформации E_0 с 10 до 40 МПа приводит к изменению тангенциальных напряжения на внутреннем контуре обделки правого перегонного тоннеля в боках с 7,48 до 5,80 МПа. В своде обделки при модуля деформации $E_0 = 10$ МПа тангенциальные напряжения является растягивающими. Увеличение модуля деформации E_0 с 10 до 40 МПа приводит к изменению тангенциальных напряжения на внутреннем контуре обделки правого перегонного тоннеля в сводах с -4,47 до -3,02 МПа.

4.4 Оценка средней нагрузки на обделку тоннеля от сейсмического воздействия землетрясений и толщины обделки

Город Ханой расположен в сейсмически активном регионе. Поэтому тоннели метрополитена наряду со статической нагрузкой могут быть подвержены и сейсмической.

Скорости распространения продольных C_p и поперечных C_s сейсмических волн от землетрясений отличаются друг от друга и составляют [2, 14].

$$\begin{aligned} C_p &= \sqrt{\frac{E_0 g}{\gamma} \cdot \frac{1 - \nu_0}{(1 + \nu_0)(1 - 2\nu_0)}}; \\ C_s &= \sqrt{\frac{E_0 g}{2\gamma(1 + \nu)}}. \end{aligned} \quad (4.2)$$

Для оценка сейсмической нагрузки используем методику, преведена в работах [2, 14].

где E_0 – модуль упругости, $E_0 = 500$ МПа; g – ускорение свободного падения тела, $g = 9,81 \text{ м/с}^2$; γ – удельный вес пород, $\gamma = 0,02 \text{ МН/м}^3$; $\nu_0 = 0,35$. Материал обделки $E_1 = 375000$ МПа; $\nu_1 = 0,2$.

Подставляя в эту формулу значения величин, получаем

$$C_p = \sqrt{\frac{E_0 g}{\gamma} \cdot \frac{1 - \nu_0}{(1 + \nu_0)(1 - 2\nu_0)}} = \sqrt{\frac{500 \cdot 9,81}{0,02} \cdot \frac{1 - 0,35}{(1 + 0,35)(1 - 2 \cdot 0,35)}} = 627,28 \text{ м / с};$$

$$C_S = \sqrt{\frac{E_0 g}{2\gamma(1+\nu)}} = \sqrt{\frac{500 \cdot 9,81}{2 \cdot 0,02 \cdot (1+0,35)}} = 301,38 \text{ м / с.}$$

Сейсмическое воздействие от прохождения в массиве упругой волны от землетрясения моделируется эквивалентным квазистатическим напряженным состоянием, которое описывается путем приложения эквивалентных квазистатических напряжений на условной бесконечности.

$$\sigma_{\max}^{\min} = \pm \frac{1}{2\pi} K_c \gamma C_P T_0 = \pm P, \quad (4.3)$$

где K_c – коэффициент сейсмичности, соответствующий баллу землетрясения; T_0 – преобладающий период сейсмических колебаний частиц породы, определяемый по данным инженерно-сейсмической службы, а при отсутствии этих данных принимаемый равным 0,5с. для 9-балльного землетрясения $K_c = 0,1$; $T_0 = 0,5$ с.

Подставляя в эту формулу значения величин, получаем

$$\sigma_{\max}^{\min} = \pm \frac{1}{2\pi} 0,1 \cdot 0,02 \cdot 627,28 \cdot 0,5 = \pm 0,099 \text{ МПа;}$$

Выполнение расчетов динамических нагрузок на обделки тоннеля в условиях действия сейсмических волн.

Рассмотрим схему квазистатического деформирования системы «крепь - порода». Массив пород и крепь будем моделировать упругим изотропным телом. Компоненты напряжений вокруг выработки также представим в виде суммы статических и динамических составляющих.

Условия сопряжения на контакте «крепь - порода» при $r = R_1$ могут быть записаны $\sigma_r^k = \sigma_r$; $\tau_{r\theta}^k = \tau_{r\theta}$; $u^k = u$; $v^k = v$,

где σ_r , $\tau_{r\theta}$ – соответственно радиальное и касательное напряжения на контуре выработки; u , v – соответственно радиальное и тангенциальное перемещения на контуре выработки. Знаком «к» обозначены аналогичные величины для внешнего контура крепи. Выполнение оценку нагрузки от продольных сейсмически.

Из решения [2, 14], сформулированной выше контактной задачи теории упругости, следует зависимость для определения среднего давления на крепь

$$P_c = \frac{(1-\nu_0)(c^2-1)(1+\Lambda)\sigma_x^0}{\frac{G}{G_1}-1+\left[1+\frac{G}{G_1}(1-2\nu_1)\right]c^2},$$

где $c = \frac{r_1}{r_0} = \frac{3,15}{2,8} = 1,125$; $\Lambda = \frac{\nu_0}{1-\nu_0} = \frac{0,35}{1-0,35} = 0,538$;

$$G = \frac{E_0}{2 \cdot (1+\nu_0)} = \frac{500}{2 \cdot (1+0,35)} = 185,19; G_1 = \frac{E_1}{2 \cdot (1+\nu_1)} = \frac{375000}{2 \cdot (1+0,2)} = 15625.$$

Подставляя в эту формулу значения величин, получаем:

$$P_c = \frac{(1-\nu_0)(c^2-1)(1+\Lambda)\sigma_x^0}{\frac{G}{G_1}-1+\left[1+\frac{G}{G_1}(1-2\nu_1)\right]c^2} = \frac{(1-0,35)(1,125^2-1)(1+0,538) \cdot 0,099}{\frac{185,19}{15625}-1+\left[1+\frac{185,19}{15625} \cdot (1-2 \cdot 0,2)\right] \cdot 1,125^2} =$$

$$= 0,092 \text{ МПа} = 92 \text{ кПа}.$$

Расчет толщины обделки находится по формуле ВНИМИ:

$$d = m_y \cdot R_1 \left[\sqrt{\frac{R_{пр}}{R_{пр} - 2(P_0 + 2P_2)}} - 1 \right], \quad (4.4)$$

где m_y – коэффициент условий работы крепи; R_1 – внешний радиус крепи; $R_{пр}$ – предел прочности материала крепи на одноосное сжатие; P_0 – среднее значение нормальной нагрузки на контуре крепи; P_2 – отклонение от среднее значение нормальной нагрузки на контуре крепи, тогда

$$d = 1,25 \cdot 3,15 \left[\sqrt{\frac{9}{9 - 2(0,3067 + 2 \cdot 0,145)}} - 1 \right] = 0,29 \text{ м}.$$

4.5 Выводы по главе 4

1. Построены графические зависимости вертикального перемещения земной поверхности от компенсационного давления на забой при различных прочностных и деформационных свойствах грунтового массива.

2. По построенным графическим зависимостям видно, что при увеличении модуля деформации вмещающего массива происходит пропорциональное

уменьшение величины тангенциальных напряжений на внешнем и внутреннем контуре обделки перегонного тоннеля метрополитена .

3. Разработана геомеханическая модель взаимодействия обделок параллельных перегонных тоннелей с грунтовым массивом, в объемной постановке, с учетом их контактного взаимодействия и взаимного влияния параллельных тоннелей, выполнено численное моделирование формирования напряженного состояния обделок.

4. Установлены закономерности формирования напряженного состояния крепи тоннелей метрополитена от расстояния между двумя параллельными тоннелями, а также деформационными и прочностными свойствами грунтового массива и крепи.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Основные результаты выполненных исследований:

1. Выбор величины компенсационного давления на забой при сооружении перегонных тоннелей метрополитена с применением ТПМК должен находиться с помощью решения пространственной упругопластической задачи о работе системы «обделка – ТПМК – массив».

2. Значение максимального вертикального перемещения поверхности земли при сооружении тоннеля с помощью ТПМК с компенсационным давлением на забой составляет 12-13 мм. Величина вертикального перемещения впереди лба забоя реализуется приблизительно на 20-25 % от её максимальной величины. Зона влияния тоннеля на вертикальное перемещение поверхности Земли на расстоянии, равном пяти диаметрам тоннеля впереди забоя и шести-семи диаметрам тоннеля позади забоя.

3. Для оценки вертикального перемещения земной поверхности при сооружении перегонных тоннелей с применением ТПМК разработана пространственная модель, учитывающая величину компенсационного давления на забой, проходка второго перегонного тоннеля приводит к увеличению максимальных вертикальных перемещений поверхности в 1,6 раза и составляет 20-21 мм.

4. В ходе решения пространственной задачи моделирования перегонного тоннеля установления зависимости вертикального перемещения земной поверхности от величины компенсационного давления на забой при различных значениях угла внутреннего трения и сцепления грунтового массива.

5. Разработана геомеханическая модель взаимодействия обделок параллельных перегонных тоннелей с грунтовым массивом, в объемной постановке, с учетом их контактного взаимодействия и взаимного влияния параллельных тоннелей, выполнено численное моделирование формирования напряженного состояния обделок.

6. Установлены закономерности формирования напряженного состояния

крепи тоннелей метрополитена от расстояния между двумя параллельными тоннелями, а также деформационными и прочностными свойствами грунтового массива и крепи.

Список литературы

- 1 **Анциферов С.В.** Расчет многослойных обделок параллельных тоннелей мелкого заложения // Наука и технологии. Сер. «Итоги диссертационных исследований». Труды XIII Российской школы. 6.2003, Миасс. М, 2003. – С. 238-253.
- 2 **Булычев Н.С.** Механика подземных сооружений // Москва Недра. – 1994. – 381 с.
- 3 **В. Гульелметти.** Механизированная проходка тоннелей в городских условиях. Методология проектирования и управления строительством/ под ред. В.Гульелметти, П.Грассо, А.Махтаба, ШСю; GeodataS.p.A, Турина, Италия. – СПб.: Изд-во Политехн. унта, 2013. – 602 с.
- 4 **До Нгок Тхай.** Метод прогноза оседания земной поверхности при строительстве тоннелей / До Нгок Тхай, Протосеня А.Г. // Международная научно-практическая конференция «Горное дело и строительство тоннелей». – Ханоя Вьетнама, 2016. – С. 334-338.
- 5 **До Нгок Тхай.** Методология расчета давления в забое при строительстве тоннелей // Международная научно-практическая конференция «Современные технологии строительства подземных сооружений и горных предприятий», Ханойский Горно-геологический университет, г.Ханой, Вьетнам, июль 2016. – С. 334-340.
- 6 **До Нгок Тхай.** Разработка метода прогноза осадок земной поверхности при строительстве перегонных тоннелей механизированными проходческими комплексами в условиях г.Ханоя // «Современные проблемы геомеханики при освоении месторождений полезных ископаемых и подземного пространства мегаполисов», г. Санкт-Петербург, Горный университет, ноябрь 2017. – С. 53-54.
- 7 **До Нгок Тхай.** Технология строительства подземных сооружений с использованием тампонирувания горных пород во Вьетнаме // Научно-практическая конференция «Горное дело и строительство тоннелей. Ханойский горно-геологический университет. Ханоя Вьетнама, 2012. – С. 95-100.

8 **Карасев М.А.** Анализ причин деформации земной поверхности и характер формирования мульды оседания земной поверхности, вызванной строительством транспортных тоннелей. Записки Горного института. – СПб, 2011. Том 190. – С. 163-171.

9 **Карасев М.А.** Натурные обследования тоннелей Санкт-Петербургского метрополитена и результаты численного моделирования напряженно-деформированного состояния тубинговой обделки. Инновации в геонауке и геоинженерии. Фрайбергская горная академия, Фрайберг. 2008. – С. 272-280.

10 **Нгуен Дык Дай.** Разработан метод расчета о геологических изысканиях на территории г.Ханоя Вьетнама. Главное геологическое управление в г.Ханое, Вьетнама. Ответственный исполнитель Нгуен Дык Дай. г.Ханой Вьетнам. 1996. – 178 с.

11 **Нгуен Дык Мань.** Обоснование инженерно-геологических условий строительства подземных сооружений в г.Ханое Вьетнама // Дипломный проект. Ханой, Вьетнам. 1997. – 70 с.

12 **Буй Хок.** Изучение и обоснование строительства тоннелей метрополитенов в г.Ханое Вьетнама./ Буй Хок, Во Чонг Хунг, Нгуен Куанг Фик // Ханойский Горно-геологический университет, г.Ханой, Вьетнам: 1998. – 87с.

13 Предварительная работа исследования по проекту тоннелей метрополитена линии No3 в г.Ханое // Последний отчет. SYSTRA. г.Ханоя, Вьетнама. 2005 г. (Т.1, 507с.; Т.2, 249с.)

14 **Протосеня А.Г.** Геомеханика : учеб. пособие / А.Г.Протосеня, О.В.Тимофеев // С.-Петербург. гос. горн. ин-т им. Г.В.Плеханова (техн. ун-т). - СПб. : СПГГИ, 2008. – 117 с.

15 **Протосеня А.Г.** Метод прогноза напряженного состояния обделки перегонных тоннелей для инженерно-геологических условий г. Ханоя / Протосеня А.Г., До Нгок Тхай // Известия Тульского государственного университета. Тула, 2017. Том 1. – С. 145-153.

16 **Протосеня А.Г.** Прогноз осадок земной поверхности при строительстве метрополитена проходческими комплексами с пригрузом забоя / Протосеня А.Г., До Нгок Тхай // Горный журнал – известия высших учебных заведений. 2016. Том 1. – С. 31-34.

17 **Протосеня А.Г.** Пространственное напряженно-деформированное состояние и оценка прочности тубинговой обделки тоннелей // Метро и тоннели (Тоннельная ассоциация России). 2008. № 4. – С. 23-26.

18 **Протосеня А.Г.** Разработка метода прогноза давления пригруза забоя и оседания земной поверхности при строительстве тоннелей механизированными проходческими комплексами / Протосеня А.Г., Беляков Н.А., До Нгок Тхай // Записки горного института. СПб, 2015. Том 211. – С. 53-63.

19 **Протосеня А.Г.** Расчет напряженно-деформированного состояния тубинговых крепей и обделок на основе пространственных моделей / Протосеня А.Г., Карасев М.А. // Освоение минеральных ресурсов Севера: проблемы и решения: Тр. 5-й Межрегион. Практ. Конф. Воркута, 2007. – С 45-49.

20 **Протосеня А.Г.** Механика подземных сооружений. Пространственные модели и мониторинг / А.Г. Протосеня, Ю.Н. Огородников, П.А. Деменков и др // СПб, 2011. – 355 с.

21 **Трушко В.Л.** К вопросу оценки взаимовлияния выработок в расчетах сдвижений и деформаций массива горных пород и земной поверхности над сооружаемыми тоннелями / В.Л. Трушко, Е.М. Волохов // Записки Горного института. 2009. Т. 180. – С. 192-198.

22 **Фролов Ю.С.** Сооружение тоннелей щитами с активным пригрузом забоя: учеб. пособие / Ю.С. Фролов, Т.В. Иванес. СПб.: Петербургский гос. ун-т путей сообщения. 2014. – 111 с.

23 Abaqus Inc. “Abaqus User's Manual.” Version 6.10. SIMULIA. 2010. – 773 p.

24 **Anagnostou.G.** Face stability conditions with earthpressure balanced shields / Anagnostou, G., Kovari, K. 1996 // Tunnelling and Space Technology. Vol 11, No 2. – P. 163-173.

- 25 **Attewell P.B.** Ground movements caused by tunneling in soil // Large ground movements and structures. London: Pentech Press. 1978. – P. 812-948
- 26 **Attewell P.B.** Predicting the dynamics of ground settlement and its derivatives caused by tunnelling in soil / Attewell P.B., Woodman J.P. // Ground Engineering 1982. N 15 (8). – P. 13-22.
- 27 **Baudendistel, M.** Zum Entwurf von Tunnel mit grobem Ausbruchsquerschnitt. Rock Mechanics. 1979. N8. – P. 75-100.
- 28 **Bezuijen, A.** Soil pressures at the cutting wheel of an EPB-shield. // Bezuijen, A. and Talmon, A.M. Kim & Ban (eds.). Seoul, Korea, 2014. – P. 523-529.
- 29 **Broere W.** Tunnel face stability and new CPT application. PhD Thesis // Technical University of Delft. 2001. – 175 p.
- 30 **Broere. W.** Influence of excess pore pressures on the stability of the tunnel face // Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground, Toulouse, France. 2002. – P. 179-184
- 31 **Broms B B.** Stability of clay in vertical openings / Broms B.B. Bennermark H. // Journal of Soil Mechanics and Foundations. ASCE. 1967. – 193p.
- 32 **Cassani, G.** Monitoring surface subsidence for low overburden TBM tunnel excavation: computational aids for driving tunnels. Proc. 11th International Conference of IACMAG Symposium. 2017. – P. 631-638.
- 33 **Chen, R.P.** Ground movement induced by parallel EPB tunnels in silty soils. // Chen, R.P., Zhu, J., Liu, W., Tang, X.W. Underground Space Technol. 2011. – P. 163-171.
- 34 **Channabasavaraj, W.** Influence of relative position of the tunnels—numerical analysis on interaction between twin tunnels. // Channabasavaraj, W., Vishwanath, B. Proceedings of Indian Geotechnical Conference, Delhi, India. 2012 – P. 500-503.
- 35 **Cording, E.J.** Impact and Control of Ground Movement in Underground Construction, Kersten Lecture, // Cording, E.J., 2010. University of Minnesota, February 29. – P. 1-22.

36 **Davis E.H.** The stability of shallow tunnels and underground openings in cohesive material / Davis E.H., Gunn M.J., Mair R.J., Seneviratne H.N. // Geotechnique. 1980. – P. 397-416

37 Design report technical design, project: Hanoi pilot light metro line section Nhon - Hanoi railway station, package: underground section – line and stations package number: HPLMLP/CP-03 evaluation of the potential effects induced by tunnels and stations excavations in Hanoi/ project implementation consultant: systra s.a, Hanoi, Vietnam, november 2012. – 45p.

38 Design report technical design, project: Hanoi pilot light metro line section Nhon - Hanoi railway station, package: underground section – line and stations, package number: HPLMLP/CP-03, tunnel – general descriptive report. project implementation consultant: systra s.a, Hanoi, Vietnam, november 2012. – 42p.

39 Design report technical design, Project: Hanoi pilot light metro line 03 Section Nhon - Hanoi Railway station. Package: underground section - line and stations, package number HPLMLP/CP-03, Hanoi, Vietnam. 2013. Volume 1. – 31p.

40 Design report technical design, Project: Hanoi pilot light metro line 03 Section Nhon - Hanoi Railway station. Package: underground section - line and stations, package number HPLMLP/CP-03, Hanoi, Vietnam. 2013. Volume 2. – 42p.

41 **Dias, D.** “Movements caused by the excavation of tunnels using face pressur-ized shields — Analysis of monitoring and numerical modeling results.” // Dias, D., Kastner, R. (2013). Engineering Geology. Vol. 152. – P. 17-25.

42 **D. Dias, R.** Three dimensional simulation of slurry shield tunnelling/ D. Dias, R. Kastner, and M. Maghazi //Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground, 2000. – P. 351-356.

43 **Do Ngoc Thai.** Prediction of surface settlements caused by shield tunnelling / Do Ngoc Thai, Protosenya Anatoliy Grigorievich // International Conferences on Earth Sciences and Sustainable Geo-Resources Development (ESASGD-2016), Hanoi University of Mining and Geology, 2016, Hanoi, Vietnam. – P. 334-338.

44 **Do Ngoc Thai.** The effect of tunnel face support pressure on ground surface settlement in urban areas due to shield tunneling / Do Ngoc Thai, Protosenya Anatoliy Grigorievich // Proceedings of international conference on Geo-Spatial Technologies and Earth resources (ISM-2017), Advance in Mining and Tunneling, Hanoi University of Mining and Geology, Hanoi, Vietnam. 2017. –P. 415-420.

45 **N. A. Do,** D. Dias, P. P. Oreste, and I. Djeran-maigre, Numerical investigation of surface settlements above a tunnel: Influence of segmental joints and deformability of ground, Proceeding of 2nd International Conference on Advances in Mining and Tunnelling, 2012. – P. 978-604.

46 **Do, N.A.** 2D numerical investigation of segmental tunnel lining behaviour.// Do, N.A., Dias, D., Oreste, P.P., et al., 2013. Tunnelling and Underground Space Technology. 2013. – P. 115-127.

47 **Do, N.A.** 2D tunnel numerical investigation. // Do, N.A., Dias, D., Oreste, P.P., et al., 2014c. The influence of the simplified excavation method on tunnel behaviour. Geotechnical and Geological Engineering, 32(1). 2014. – P. 43-58.

48 Design report technical design, project: Hanoi pilot light metro line section Nhon - Hanoi railway station, package: underground section – line and stations, package number: HPLMLP/CP-03, descriptive report – Van Mieu station /project implementation consultant: systra s.a, Hanoi, Vietnam, november 2012. – 21p.

49 Design report technical design, project: Hanoi pilot light metro line section Nhon - Hanoi railway station, package: underground section – line and stations, package number: HPLMLP/CP-03, descriptive report – Cat Linh station /project implementation consultant: systra s.a, Hanoi, Vietnam, november 2012. – 20p.

50 **E. Dal Negro.** Ground conditioning: STEP Abu Dhabi sewer Project, International Tunnelling Association, Switzerland, proceedings of the World Tunnel Congress, 2013 Geneva, Switzerland. – P. 1925-1932

51 **S. G. Ercelebi.** Surface settlement predictions for Istanbul Metro tunnels excavated by EPB-TBM/ S. G. Ercelebi, H. Copour, and I. Ocak, // Environmental Earth Sciences. 2011. vol.21. – P. 357-365.

52 **Fellin W.** Uncertainty modelling and sensitivity analysis of tunnel face stability / Fellin W, King J, Kirsch A, Oberguggenberger M. Struct Saf, 2010. – P. 402-410.

53 **Festa, D.** An investigation into the forces acting on a TBM during driving – Mining the TBM logged data. Festa, D., Broere, W., Bosch, J.W. (2012) // Tunnelling and Underground Space Technology, Vol. 32. – P. 143-157.

54 Geotechnical interpretative report underground section - Design report technical design, Project: Hanoi pilot light metro line 03 Section Nhon - Hanoi Railway station. Hanoi, Vietnam. 2012. – 113p.

55 **Gong Jinxin.** Applications and developments of structural reliability theory abroad[J].// Gong Jinxin, ZHAO Guofan. China Civil Engineering Journal, 2005, 38(2). – P. 2-21.

56 **Fang, Y.,** Guo, J., Grasmick, J., & Mooney, M.A. (2016). Tunnelling and Underground Space Technology. 2016. – P. 80-95.

57 **Guglielmetti V.** The control of face stability when excavating with EPBS machine in urban environment. / Guglielmetti V., Grasso P., Gaj F. e Chiriotti E., 2002 // Gallerie e Grandi Opere Sotterranee, Anno XXIV, – p. 21-34.

58 **G. Mollon.** Probabilistic analyses of tunneling-induced ground movements / G. Mollon, D. Dias, and A. H. Soubra //Acta Geotechnica. 2012. vol.24, issue.2. – P. 181-199.

59 **Herrenknecht M.** Applyng foam for an EPB shield drive in Valencia. / Herrenknecht M. and Maidl U. // Tunnel n.5/95. 1995. – P. 10-19.

60 **Hibbitt,** Ilc Abaqus.Standard (ver.6.5) User's and theory manuals. Hibbitt, Karlsson & Sorensen Inc.; 2004. – 841 p.

61 Hughes, T. J. R. The finite element method: linear static and dynamic finite element analysis. 2000. Dover publications, NY. – 682 p.

62 **Hoang Hung Tran.** Effect of soilcrete characteristics on surface settlement during tunneling in Vietnam / Hoang Hung Tran Nguyen, Binh Tang Thanh Nguyen // Malaysian Journal of Civil Engineering 25 Hoang Hung Tran. Effect of soilcrete

characteristics on surface settlement during tunneling in Vietnam // Malaysian Journal of Civil Engineering 25 special, issue (1). 2013. – P. 25-39

63 **Huang, M.** A simplified analysis method for the influence of tunneling on grouped piles // Huang, M., Zhang, C. and Li, Z. // Tunnelling and Underground Space Technology. 2009. – P. 410 - 422.

64 **Kanayasu S.** Stability of face during shield tunneling – A survey on Japanese shield tunneling / Kanayasu S., Kubota I., Shikibu N., // Underground Construction in soft ground. Balkema, Rotterdam. 1995. – P. 337-343.

65 **Li, J.C.** Assessment of underground tunnel stability to adjacent tunnel explosion / Li, J.C., Li, H.B., Ma, G.W., Zhou, Y.X. // Tunneling and Underground Space Technology. 2013. – P. 227-234.

66 **Liang, Q.** Effect of Blast-Induced Vibration from New Railway Tunnel on Existing Adjacent Railway Tunnel in Xinjiang, China / Liang, Q. Jie Li, Dewu Li, Erfeng Ou. // Rock Mech Rock Eng. 2013. – P. 19-39

67 **Lin, D.** The mitigation negative effect of tunnel-blasting-induced vibrations on existing tunnel and buildings. Journal of coal science & engineering. 2011. Vol.17 No.1. – P. 28-33.

68 **Leca E.** Settlements induced by tunnelling in Soft Ground. New B: ITA/Aites report. Tunnelling and Underground Space Technology. 2007. – P. 119-149.

69 **Lece E.** Upper and lower Bound solutions for the face stability of shallow circular tunnel in frictional / Lece.E & Dormieux. L. // Geotechnique-1990, Vol.40. – P. 581-606.

70 **Loganathan, N.** Centrifuge model testing of tunneling-induced ground and pile deformations / Loganathan, N., Poulos, H.G. and Stewart, D.P. // Géotechnique. 2000. Vol. 50 (3). – P. 283-294.

71 **Ly Huu Thang.** Fundamental assessment of Jet Grouting applications in Vietnam. // Ly Huu Thang & Tran Nguyen Hoang Hung. Journal of Construction, 2012. – P. 78-82.

- 72 **M. Herrenknecht, M.** The development of earth pressure shields: From the beginning to the present / M. Herrenknecht, M. Thewes, and C. Budach // Geomechanics and Tunnelling, vol. 4, no. 1. 2011. – P. 11-35.
- 73 **Maidl U.** Active earth pressure with foam / Maidl U. and Cordes H. // Proceedings of the ITA World Tunnelling Congress, Amsterdam. 2003. p 791-797.
- 74 **Maidl, B.** Mechanised Shield Tunnelling / Maidl, B., Herrenknecht, M. & Anheuser, L. // Ernst & Sohn, Berlin. 1996. – P. 275-277.
- 75 **Mair R.J.** Ground movements around shallow tunnels in soft clay / Mair R.J., Gunn M.J., O'Reilly M.P. // Proc. 10-th ICSMFE. Vol.I. Rotterdam: Balkema, 1981. – P. 323-328
- 76 **Meguid, M. A., Saada, O., Nunes, M. A., and Mattar, J.** “Physicalmodelling of tunnels in soft ground: A review.” Tunn. Undergr. Space Technol. 2008. – P. 185–198.
- 77 **Mollon, G.** Probabilistic analyses of tunnelling-induced ground movements. / Mollon, G., Dias, D., Soubra, A.H. // Acta Geotechnica. 2013. 8 (2). – P. 181-199.
- 78 **Mooney, M.** Ground deformation from multiple tunnel openings: analysis of Queens Bored Tunnels / Mooney, M., Grasmick, J., Clemmensen, A., Thompson, A., Prantil, E., Robinson, B. // North American Tunneling Conference, Los Angeles, California, USA. 2014. – P. 397-406.
- 79 **Nagel, F.** Grout and bentonite flow around a TBM: Computational modelling and simulation-based assessment of influence on surface settlements / Nagel, F., Meschke, G. // Tunnelling and Underground Space Technology. 2011. Vol. 26. – P. 445-452.
- 80 **N. Phienwej, C. P. Hong, and A. Sirivachiraporn.** Evaluation of ground movements in EPB-shield tunnelling for Bangkok MRT by 3D-numerical analysis // Tunnelling and Underground Space Technology. 2006. – P. 3-4.

- 81 **Ng.** The state-of-the-art centrifuge modelling of geotechnical problems at HKUST / Ng, C.W.W., // Journal of Zhejiang University-SCIENCE A (Applied Physics & Engineering). 2014. 15(1). – P. 1-21.
- 82 **Ng.** Effects of the construction sequence of twin tunnels at different depths on an existing pile. // Ng, C.W.W., Lu, H. Canadian Geotechnical Journal, 51(2), 2014. – P. 173-183.
- 83 **Ng.** Three-dimensional centrifuge modelling of the effects of twin tunnelling on an existing pile. // Ng, C.W.W., Lu, H., Peng, S.Y., 2013. Tunnelling and Underground Space Technology, 35. – P. 189-199.
- 84 **Nateghi, R.** Prediction of ground vibration level induced by blasting at different rock units. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences. 2011. – P. 899–908.
- 85 **Nguyen Duc Toan.** TBM and Lining -Essential Inter-face. Master Thesis, Corep, Turin. Italy, 2006. – 174 p.
- 86 **Nomoto, T.** Overview of ground movement during shield tunneling: A survey on Japanese shield tunneling / Nomoto, T., Mori, H. and Matsumoto, M. // Proc. Of Underground Construction in Soft Ground, Fujita and Kusakabe. 1995. – P. 345-351.
- 87 **Liang, Q.** Effect of Blast-Induced Vibration from New Railway Tunnel on Existing Adjacent Railway Tunnel in Xinjiang, China. Rock Mech Rock Eng. 2013. (46). – P. 19-39.
- 88 **Robert Galler.** Numerical Methods for Tunneling using ABAQUS and Investigation of Long-Time-Effects of the Shotcrete Shell and its Impact on the Combined Support System. Robert Galler, MUL; Herbert H. Einstein, MIT Cambridge. 2010. – 90 p.
- 89 **O. Acaroglu.** Analysis of the EPB-TBM Excavation Parameters Used in the Second Region Waste Water Tunnels Construction of European Side of Istanbul, O. Acaroglu and E. Ekinici, // in Proceeding of the 23rd International Mining Congress of Turkey. 2013. – P. 1313-1323.

- 90 **Ocak, I.** Interaction of longitudinal surface settlements for twin tunnels in shallow and soft soils: Ocak, I. The case of Istanbul Metro. *Environmental Earth Sciences*. 2013. – P. 1673-1683.
- 91 **O'Reilly M.P.** Settlement above tunnels in the United Kingdom- their magnitude and prediction / O'Reilly M.P., New B. // *Proc. Int. Symposium Tunnelling-82*. London: Institution of Mining and Metallurgy. 1982. – P. 173-181.
- 92 **Panet, M.** Analysis of convergence behind the face of a tunnel / Panet, M. & Guenot, A. // *Tunnelling 1982*. IMM London. – P. 197-204.
- 93 **Prantil, E.** Pushing the Limit - Shallow Cover Slurry TBM Mining Between Active Commuter Rail Tracks. / Prantil, E., Perrone, F., Smith, D. and Wehrli, J. // *North American Tunneling Conference 2014 Proc.*, Los Angeles, CA. 2014. – P. 1,133-1,142.
- 94 **Peck R.B.** Deep excavations and tunnelling in soft ground. In: *Proc. 7th ICSMFE, State-of-the-art Volume*, Mexico City. Mexico: Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, 1969. – P. 225-290.
- 95 **R. B. Peck**, A. J. Hendron, and B. Mohraz, State of the art of soft ground tunneling, *Proceedings of 1st Rapid Excavation and Tunneling Conference*, 1972. – P. 259-285.
- 96 **Rankin W.J.** Ground movements resulting from urban tunnelling: predictions and effects / *Engineering geology of underground movements; the Geological Society*. London, 1988. – P. 79-92.
- 97 Russo, G. Evaluating the required face-support pressure in EPBS advance mode. *Gallerie e Grandi Opere Sotterranee* n 71. 2003. – P. 27-32.
- 98 **Reilly**, Isaksson, T & Anderson, J “Risk Mitigation for tunnel projects – a structured approach” *Proc World Tunnel Congress / ITA Conference*, Oslo, 1999. – P. 703-712.
- 99 **Robinson, B.** East Side Access - Queens bored tunnels case study / Robinson, B. and Wehrli, J.M. // *Proc. 21st Rapid Excavation and Tunneling Conference*, Washington, D.C. 2013. – P. 1,014-1,141.

100 **Robinson, B.** East Side Access - Queens bored tunnels engineering challenges. // Robinson, B. and Wehrli, J.M. (2013b). Proc. 21st Rapid Excavation and Tunneling Conference, Washington, D.C. 2003. – P. 1086-1118.

101 **Russo.G.** Evaluation the required face-support pressure in EPBs advance mode // Gallerie e Grandi Opere Sotterrananee n.71-Dicembre 2003. – P. 27-32.

102 **Tran, M.H.,** A closed-form solution for tunnels with arbitrary cross section excavated in elastic anisotropic ground / Tran, M.H., Sulem, J., Subrin, D. // Rock mech. Rock Eng. 2015. – P. 277-288.

103 **Schwartz, C.W.** Improved design of tunnel supports / Schwartz, C.W. and Einstein, H.H.: 1980 // Volume 1 - Simplified analysis for ground-structure interaction in tunneling. Cambridge, MA: Massachusetts Institute of Technology. 1980. – 450 p.

104 **Simons N.E.** Settlement of structures in clay with particular emphasis on London clay / Simons N.E., Som N.N. // CIRIA Report 22, 1970. – P 44-46.

105 **Sirivachiraporn, A.** Ground movements in EPB shield tunneling of Bangkok subway project and impacts on adjacent buildings // Sirivachiraporn, A., Phienwej, N. (2012). Tunnelling and Underground Space Technology, Vol. 30. – P. 10-24.

106 **Standing JR,** Greenfield ground response to EPBM tunnelling in London Clay. // Standing JR, Selemetas D. Geotechnique 2013; 63(12). – P. 989-1007.

107 **Swoboda G.** Three- dimensional numerical modelling for TBM tunnelling in consolidated clay / Swoboda G., Abu-Krishna A. // Tunneling and Underground Space Technology. 1999. -Vol. 14. – P. 327-333.

108 **Tran Nguyen, H.H.** Evaluation of potential application at Jet Grouting in Vietnam. Journal of Transport / (9) Hanoi, Vietnam. 2011. – P. 28-31.

109 **Tran Tuan Minh.** Research on effects of joint networks on the stability of tunnels / Tran Tuan Minh, Nguyen Quang Huy, A.N. Pankratenko // Proceedings of international conference on Geo-Spatial Technologies and Earth resources (ISM-2017), Advance in Mining and Tunneling, Hanoi University of Mining and Geology, 2017, Hanoi, Vietnam. – P. 415-420.

- 110 **Tran-Nguyen, H.H.** Field experiments on Jet Grouting at Nhieu Loc Canal in HCMC. / Tran-Nguyen, H.H., Ly, H.T., and Le, T.T. // Equipment & Field experiments. Journal of Transport. 2012. – P. 20-22.
- 111 **Trisi, W.** Earth Pressure Balance (EPB) TBMs, Short Course, Colorado School of Mines, September, 2011. – P. 19-21.
- 112 **T. Dang.** A shear-slip mesh update - immersed boundary finite element model for computational simulations of material transport in EPB tunnel boring machines / T. Dang, G. Meschke. // Finite Elements in Analysis and Design. 2018. – P. 1-16.
- 113 **Vittorio Guglielmetti.** Mechanized Tunneling in Urban Areas: Design methodology and construction control / Vittorio Guglielmetti, Piergiorgio Grasso, Shulin Xu; Taylor&Francis e-Library. 2007. – 504 p.
- 114 **Jia, P.** Numerical study on failure mechanism of tunnel in jointed rock mass / Jia, P., Tang, C.A. // Tunnelling and Underground Space Technology. 2008. – P. 500-507.
- 115 **He, B.,** Unsymmetrical load effect of geologically inclined bedding strata on tunnels of passenger dedicated linesc / He, B., Zhang, Z., Chen, Y. // Journal of Modern Transportation. 2012. – P. 24-30.
- 116 **WU jian.** Regularity of the distribution of the thickness of tunnel linings and structure reliability analysis / WU jian, QIU Wenge // Modern Tunnelling Technology. 2004. 41(1). – P. 22-25.
- 117 **Wu, B. R.** Ground movement and collapse mechanisms induced by tunneling in clayey soil. / Wu, B. R. and Lee, C. J. // International Journal of Physical Modelling in Geotechnics. 2003. Vol. 3(4). – P. 13-27.
- 118 **Zdenek Zizka.** Face Support Pressure Calculations for Shield Tunnelling in Soft Ground / Zdenek Zizka, Markus Thewes // Deutscher Ausschuss für unterirdisches Bauen e. V. German Tunnelling Committee (ITA-AITES). 2006. – 64p.

119 **Zhang, Z.G.** Geotechnical influence on existing subway tunnels induced by multiline tunneling in Shanghai soft soil / Zhang, Z.G., Huang, M.S // Computers and Geotechnics. 2014. – P. 121-132.

120 **Zhou, W.H.** A semianalytical method for the analysis of pile-supported embankments / Zhou, W.H., Chen, R.P., Zhao, L.S., et al // Journal of Zhejiang University-SCIENCE Applied Physics & Engineering. 2012. – P. 888-894.